

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC 10.1 DU PK 31+ 938.28
AU PK 32 + 077.58 DANS LE CADRE DE LA LIAISON
AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DE BEJAIA A
L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU D'AHNIF**

Présenté par :

CHIKOUCHE MOHAMED LAMINE

DRICI ABDERRAHIM ANIS

Encadré par :

Mr BOUZIANE NASSER

Mr FEDGHOUCHE FERHAT

Promotion 2021 / 2022

Remerciements

Tout d'abord et avant toute chose, nous remercions le DIEU le tout-puissant de nous avoir procuré la volonté et le courage d'entamer et accomplir ce travail.

On tient à exprimer notre remerciement respectueux et profonde reconnaissance à notre encadreur, Monsieur BOUZIANE NASSER, Chef de département d'expertise et étude des ouvrages spécifiques (SAPTA), pour son aide, ses conseils et ses encouragements qu'il a pu nous transmettre, tout au long de cette expérience avec beaucoup de patience et de pédagogie.

Nous remercions également notre co-encadreur Monsieur FEDGHOUCHE FERHAT, Directeur adjoint de l'enseignement, des diplômés et de la formation continue, pour ses conseils méthodologiques, ses orientations et son soutien par son expérience et sa compétence.

On adresse aussi nos plus sincères remerciements à Monsieur MESSAOUD SADALLAH KAMEL et tout le personnel de l'ERROA et la SAPTA pour toute l'aide qu'ils nous ont apporté ainsi que pour leur accueil toujours aussi chaleureux.

On tient à remercier aussi Monsieur MEHANI YUCEF et Monsieur HEMAIDI ZOURGUI NADJIB pour leurs aides très précieux.

Merci à nos enseignants pour le savoir qu'ils nous ont transmis, durant notre cursus en tant qu'élèves-ingénieurs à l'E.N.S.T.P.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury d'avoir pris le temps de lire et d'évaluer notre modeste travail.

Enfin, on tient à témoigner toute notre gratitude à toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail

À ma très chère mère qui m'a accompagné et motivé durant ce long parcours, celle qui a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles et à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de bonheur, que dieu me la garde en très bonne santé.

À mon cher père qui a toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, ces conseils ont toujours guidé mes pas vers la réussite, sa patience sans fin et sa compréhension sont pour moi le soutien indispensable qu'il a su m'apporter, que dieu le préserve et me le garde en très bonne santé.

À mon cher frère.

À mes très chers défunts grands-parents maternels et paternels.

*À toute la famille **CHIKOUCHE** et à toute la famille **RENAI**.*

À mon binôme Abderrahim Anis, à tous mes amis et à toute la famille de l'E.N.S.T.P et en particulier le personnel du département DIB.

M. CHIKOUCHE

Dédicaces

Au nom d'Allah, le Tout-Puissant, le Très Miséricordieux,

Je dédie ce modeste travail à

Mes très chers parents, aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que j'éprouve envers eux, ceux qui m'ont offert tout l'amour, et la tendresse du monde, qui n'ont pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour assurer mon bien-être et mon éducation, et pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, ceux à qui je souhaite une longue vie pleine de joie et de prospérité, que Dieu les protège et me les gardent en très bonne santé.

À mes chères grands-mères maternelles et paternelles, que Dieu les bénisse.

À mes chères sœurs et mon cher frère.

À toute la famille DRICI et à toute la famille ZAOUCHE.

À mon fidèle binôme Mohamed Lamine, à tous mes amis et à toute la famille de l'E.N.S.T.P et en particulier le personnel du département DIB.

Merci du fond du cœur.

A.A.DRICI

ملخص

يهدف العمل الحالي لمشروع نهاية الدراسات إلى تصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 31+938.28 والنقطة الكيلومترية 32+077.58، ضمن مشروع الطريق الرابط بين ميناء بجاية والطريق السيار شرق-غرب على مستوى أحنيف بولاية البويرة.

قمنا في بداية العمل ببحث بيبليوغرافي عرضنا فيه عموميات حول الجسور بمختلف أنواعها وإضافة إلى ذلك تطرقنا إلى ظاهرة الحفريات في الجسور تلاها تقديم للمشروع ومعطياته الطبيعية والوظيفية، بعدها بدأنا في تصميم الجسر حيث اقترحنا ثلاثة متغيرات واخترنا المتغير الأكثر فائدة استنادا على تحليل متعدد المعايير وبعد ذلك قمنا بدراسة مفصلة للمتغير المختار وفق الأنظمة المعمول بها في الجزائر و أوروبا و شملت هذه الدراسة : تقييم الحمولات و فرضيات الحساب، دراسة الإجهاد المسبق، دراسة السطح، الدراسة الزلزالية و دراسة عناصر الجسر و أخيرا دراسة البنية التحتية. تم تمثيل ونمذجة الجسر باستخدام برنامجي " اوتوكاد " و " روبرو " .

كلمات مفتاحية : تصميم و دراسة، جسر، كمر، خرسانة سابقة الإجهاد، لاحقة الشد، دراسة زلزالية، البنية التحتية.

Résumé

Le présent travail du projet de fin d'études fait l'objet de la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 31+938.28 et le PK 32+077.58 dans le cadre de la liaison autoroutière reliant le port de Béjaia à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif à la wilaya de Bouira.

Au début du travail, on a fait une recherche bibliographique qui comporte des généralités sur les ponts avec ses différents types et le phénomène des affouillements dans les ponts suivi par une présentation du projet avec ses données naturelles et fonctionnelles. Par la suite, on a commencé la conception du pont en proposant trois variantes puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère. Ensuite, on a passé à une étude détaillée de la variante choisie conformément aux règlements utilisés en Algérie et en Europe, cette étude concerne : l'évaluation des charges et hypothèses de calcul, l'étude de la précontrainte, l'étude du tablier, l'étude sismique et équipements du pont et enfin l'étude de l'infrastructure. La représentation et la modélisation du pont sont faites en utilisant les logiciels " AUTOCAD " et " ROBOT " .

Mots clés : conception et étude, pont, poutre, béton précontraint, post-tension, étude sismique, infrastructure.

Abstract

The present work of the graduation project is the subject of the design and study of a bridge located between PK 31+938.28 and PK 32+077.58 as part of the motorway that link the port of Béjaia to the East-West motorway at Ahnif, the wilaya of Bouira.

At the beginning of the work, a bibliographic research was carried out which includes generalities about the bridges with its different types and the phenomenon of scouring in the bridges followed by a presentation of the project with its natural and functional data. Next, the design of the bridge was started by proposing three variants and then the choice of the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis. Then, we moved on to a detailed study of the variant chosen in accordance with the regulations used in Algeria and Europe, this study concerns: the evaluation of the loads and calculation hypotheses, the study of the prestressing, the study of the deck, the seismic study and equipments of the bridge and finally the study of the infrastructure. The representation and modelling of the bridge is done using the software " AUTOCAD " and " ROBOT " .

Keywords : design and study, bridge, beam, pre-stressed concrete, post-tension, seismic study, infrastructure.

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point kilométrique.

RN : Route nationale.

DTR : Document technique règlementaire.

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

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

ELU : État limite ultime.

ELS : État limite de service.

ELA : État limite accidentel.

BAEL : Béton armé aux états limites.

BPEL : Béton précontraint aux états limites.

CP : Charges permanentes.

CCP : Complément des charges permanentes.

HA : Haute adhérence.

CDG : Centre de gravité.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

AAEF : Appareils d'appui en élastomère fretté.

Sae : Spectre de réponse élastique en accélération.

Mur F : Mur frontal.

MGG : Mur garde grève.

DDT : dalle de transition.

hg : Hauteur d'affouillement général.

hl : Hauteur d'affouillement local.

SOMMAIRE

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

CHAPITRE I :	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
---------------------	----------------------------------

I.1.	INTRODUCTION.....	2
I.2.	GENERALITES SUR LES PONTS	2
I.2.1.	Définition d'un pont	2
I.2.2.	Les éléments constitutifs du pont	2
I.2.3.	Les types de ponts	3
I.2.4.	Classification des ponts	6
I.3.	LE PHENOMENE DES AFFOUILLEMENTS	8
I.3.1.	Définition de l'affouillement	8
I.3.2.	Le transport des sédiments.....	9
I.3.3.	Affouillement total au droit des ouvrages d'art	9
I.3.3.1.	L'affouillement général.....	9
I.3.3.2.	L'affouillement de contraction	9
I.3.3.3.	L'affouillement local	9
I.3.4.	Défaillances structurelles dues à l'affouillement	10
I.3.4.1.	Causes géotechniques de défaillance	11
I.3.4.2.	Causes hydrauliques de défaillance	11
I.3.4.3.	Causes structurelles de défaillance	11
I.4.	CONCLUSION	12

CHAPITRE II :	PRESENTATION DU PROJET
----------------------	-------------------------------

II.1.	INTRODUCTION.....	13
II.2.	DESCRIPTION DU PROJET.....	13
II.2.1.	Objectif du projet	13
II.2.2.	Situation du site.....	13
II.2.3.	Obstacle franchi	14
II.2.4.	Caractéristiques de l'ouvrage.....	14
II.3.	LES DONNEES DU PROJET.....	14

II.3.1.	Les données fonctionnelles.....	14
II.3.1.1.	Tracé en plan.....	15
II.3.1.2.	Profil en long	15
II.3.1.3.	Profil en travers.....	16
II.3.2.	Les données naturelles.....	16
II.3.2.1.	Topographie	16
II.3.2.2.	Géotechnique	17
II.3.2.3.	Hydraulique	19
II.3.2.4.	Sismicité du site	20
II.3.2.5.	Climatique.....	20
II.4.	CONCLUSION	21

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

III.1.	INTRODUCTION.....	22
III.2.	DEMARCHE DE CONCEPTION.....	22
III.3.	PROPOSITION DES VARIANTES.....	22
III.4.	CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	23
III.4.1.	Variante 1 : « Pont mixte à bipoutres »	23
III.4.1.1.	Pré-dimensionnement de la superstructure.....	23
III.4.1.2.	Pré-dimensionnement de l'infrastructure	26
III.4.2.	Variante 2 : « Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs ».....	27
III.4.2.1.	Pré-dimensionnement de la superstructure.....	28
III.4.2.2.	Pré-dimensionnement de l'infrastructure	30
III.4.3.	Variante 3 : « Pont à poutres en béton précontraint du type VIPP »	31
III.4.3.1.	Pré-dimensionnement de la superstructure.....	32
III.4.3.2.	Pré-dimensionnement de l'infrastructure	34
III.5.	ANALYSE MULTICRITERE.....	35
III.5.1.	Comparaison entre les 3 techniques de construction	35
III.5.2.	Devis estimatif et quantitatif des trois variantes	37
III.5.3.	Analyse des variantes	40
III.6.	CONCLUSION	41

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1.	INTRODUCTION.....	45
-------	-------------------	----

IV.2.	NORMES ET REGLES DE CALCUL	45
IV.3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	45
IV.3.1.	Béton.....	45
IV.3.1.1.	Résistance en compression	45
IV.3.1.2.	Résistance en traction	46
IV.3.1.3.	Contraintes admissibles à la compression	46
IV.3.1.4.	Déformation du béton.....	46
IV.3.2.	Armatures	47
IV.3.2.1.	Armatures passives.....	47
IV.3.2.2.	Armatures actives.....	48
IV.4.	EVALUATION DES ACTIONS	48
IV.4.1.	Evaluation des actions hors trafic	48
IV.4.1.1.	Actions permanentes	49
IV.4.2.	Evaluation des actions dues au trafic	50
IV.4.2.1.	Système de charge à considérer	50
IV.4.2.2.	Caractéristiques du pont	50
IV.4.2.3.	Système de charge A	51
IV.4.2.4.	Système de charge B	52
IV.4.2.5.	Charges militaires Mc 120.....	54
IV.4.2.6.	Coefficient de majoration dynamique	54
IV.4.2.7.	Convoi exceptionnel D240	55
IV.4.2.8.	Effort de freinage	55
IV.5.	COMBINAISONS DE CHARGES	56
IV.5.1.	Combinaison de charge à ELU fondamentale	56
IV.5.2.	Combinaison de charge à ELS rare	56
IV.6.	CONCLUSION	56

CHAPITRE V : REPARTION LONGITUDINALE DES EFFORTS

V.1.	INTRODUCTION.....	57
V.2.	CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX CHARGES	57
V.2.1.	Charges permanentes.....	57
V.3.	CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGES	58
V.3.1.	Système de charge A	58
V.3.2.	Système de charge B	59
V.3.2.1.	Système de charge Bc.....	60

V.3.2.2.	Système Bt.....	64
V.3.3.	Convoi Mc120.....	67
V.3.4.	Convoi D240.....	69
V.3.5.	Récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants	72
V.4.	CONCLUSION	73

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VI.1.	INTRODUCTION.....	74
VI.2.	DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL MANUEL	74
VI.2.1.	Définition et estimation des paramètres de calcul.....	74
VI.3.	REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANTS.....	77
VI.3.1.	Coefficients de répartition transversale K	77
VI.3.1.1.	Calcul des Coefficients K_0 , K_1 et $K\alpha$	77
VI.3.1.2.	Les lignes d'influence de chaque poutre	80
VI.3.1.3.	Calcul des Coefficients $K\alpha$ moy	80
VI.3.2.	Valeurs des Moment réels dus aux surcharges à ($x = 0,5L$).....	85
VI.3.3.	Détermination de la poutre la plus sollicitée	86
VI.4.	REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS	86
VI.4.1.	Coefficients de répartition $\epsilon\alpha$ et $\epsilon'\alpha$	87
VI.4.2.	Les lignes d'influence de chaque poutre	89
VI.4.3.	Calcul des Coefficients $\epsilon'\alpha$ moy.....	89
VI.4.4.	Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($x = 0,00 L$)	93
VI.4.5.	Détermination de la poutre la plus sollicitée	94
VI.5.	DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS PAR UN CALCUL AUTOMATIQUE	94
VI.5.1.	Modélisation et calcul avec le logiciel ROBOT	95
VI.5.2.	Analyse des résultats automatiques.....	95
VI.5.3.	Comparaison des résultats manuelles et automatiques.....	97
VI.6.	CONCLUSION	98

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

VII.1.	INTRODUCTION.....	99
VII.2.	PRINCIPE DE POST-TENSION	99
VII.3.	MISE EN ŒUVRE DES CABLES ET ANCRAGES	99
VII.4.	PROGRAMME DE MISE EN TENSION DES CABLES	100

VII.5.	MONTAGE DE LA PRECONTRAINTE.....	100
VII.6.	INJECTION DES CABLES	100
VII.7.	DONNEES DE CALCUL	101
VII.8.	DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE	102
VII.8.1.	Valeur minimale de la précontrainte en service.....	102
VII.8.2.	Détermination du nombre de câble	103
VII.8.3.	Pré-verification des contraintes.....	103
VII.9.	TRACE DES CABLES DE PRECONTREINTE	105
VII.9.1.	Principe.....	105
VII.9.2.	Détermination du tracé et position des câbles	105
VII.10.	CALCUL DES PERTES	109
VII.10.1.	Les pertes de tension instantanées	109
VII.10.1.1.	Pertes de tension par frottement	109
VII.10.1.2.	Pertes de tension par recul d'ancrage.....	110
VII.10.1.3.	Pertes par déformation instantanée du béton.....	111
VII.10.2.	Les pertes de tension différées	112
VII.10.2.1.	Pertes par retrait.....	112
VII.10.2.2.	Pertes par fluage	112
VII.10.2.3.	Pertes par relaxation.....	113
VII.10.3.	Pertes totales.....	113
VII.11.	VERIFICATION DES CONTRAINTES	114
VII.11.1.	Sections de vérifications	114
VII.11.2.	Caractéristiques nettes des sections	114
VII.11.3.	Limitation des contraintes	115
VII.11.4.	Justification de la poutre à l'ELS	116
VII.11.4.1.	Justification des contraintes normales	116
VII.11.4.2.	Justification des contraintes tangentielles	117
VII.11.4.3.	Armatures des zones tendues	119
VII.11.5.	Justification de la poutre à l'ELU.....	120
VII.12.	CONCLUSION	122

CHAPITRE VIII :	ETUDE DU TABLIER
------------------------	-------------------------

VIII.1.	INTRODUCTION.....	123
VIII.2.	FLECHES ET CONTRE FLECHES	123
VIII.2.1.	Contre flèche de précontrainte	123

VIII.2.2.	Flèche maximale à l'ELS	124
VIII.2.3.	Vérification des flèches.....	124
VIII.3.	ETUDE DE L'ENTRETOISE	124
VIII.3.1.	Principe de ferrailage	124
VIII.3.2.	Évaluation des efforts	125
VIII.3.3.	Ferrailage	126
VIII.3.3.1.	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	127
VIII.3.3.2.	Ferrailage nappe inférieure	127
VIII.3.3.3.	Cadres transversales (Effort tranchant)	127
VIII.4.	ETUDE DE L'HOURLDIS	128
VIII.4.1.	Principe de ferrailage	128
VIII.4.2.	Évaluation des efforts	128
VIII.4.3.	Ferrailage	129
VIII.4.3.1.	Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)	129
VIII.4.3.2.	Ferrailage nappe inférieure (Mi-travée)	130
VIII.5.	ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES	130
VIII.5.1.	Armatures de peau	130
VIII.6.	CONCLUSION	131

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1.	INTRODUCTION.....	132
IX.2.	APPAREIL D'APPUI	132
IX.2.1.	Choix du type d'appareil d'appui.....	132
IX.2.2.	Pré dimensionnement des appareils d'appui de type B	133
IX.2.2.1.	Aire de l'appareil d'appui	133
IX.2.2.2.	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T	134
IX.2.2.3.	Dimensionnement des frettes.....	134
IX.2.3.	Evaluation des déplacements horizontaux.....	134
IX.3.	EVALUATION DES RAIDEURS DYNAMIQUES DES APPUIS	135
IX.4.	ETUDE SISMIQUE	136
IX.4.1.	Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique.....	137
IX.4.2.	La méthode spectrale monomodale.....	137
IX.4.2.1.	Evaluation de l'effort sismique longitudinal	138
IX.4.2.2.	Evaluation de l'effort sismique transversal	139
IX.4.2.3.	Evaluation de l'effort sismique vertical	140

IX.4.3.	Analyse dynamique linéaire (méthode du spectre de réponse).....	141
IX.4.3.1.	Spectre de réponse de la composante horizontale.....	141
IX.4.3.2.	Spectre de réponse de la composante verticale.....	142
IX.4.3.3.	Modes significatifs	142
IX.4.3.4.	Combinaison des réponses modale	143
IX.4.3.5.	Combinaison des composantes de l'action sismiques.....	144
IX.4.3.6.	Efforts et déplacements sismiques	144
IX.4.4.	Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008	144
IX.4.4.1.	Résistance à la compression	144
IX.4.4.2.	Stabilité au flambement.....	144
IX.4.4.3.	Limitation de la distorsion.....	145
IX.4.4.4.	Condition de non-glissement	145
IX.5.	DES D'APPUIS	146
IX.5.1.	Dimensionnement des dés d'appuis	146
IX.5.2.	Ferraillage des dés d'appuis.....	146
IX.6.	JOINT DE CHAUSSEE	147
IX.6.1.	Calcul de souffle	148
IX.6.2.	Type de joint	148
IX.7.	DRAINAGE DE L'OUVRAGE	149
IX.8.	ETANCHEITE DU TABLIER	149
IX.9.	CONCLUSION	149

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

X.1.	INTRODUCTION.....	150
X.2.	ETUDE DE LA PILE.....	150
X.2.1.	Conception de la pile	150
X.2.1.1.	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	151
X.2.2.	Evaluation des efforts agissants sur la pile	151
X.2.2.1.	Efforts statiques et leur combinaisons.....	151
X.2.2.2.	Efforts dus au séisme et leur combinaisons.....	155
X.2.3.	Ferraillage des éléments de la pile	156
X.2.3.1.	Etude de chevêtre	156
X.2.3.2.	Etude des fûts.....	159
X.2.3.3.	Etude de la semelle.....	161
X.2.3.4.	Etude des pieux	164

X.3.	ETUDE DE LA CULEE.....	166
X.3.1.	Conception de la culée.....	167
X.3.2.	Evaluation des sollicitations	168
X.3.2.1.	Détermination des sollicitations en statique	168
X.3.2.2.	Détermination des sollicitations sismiques.....	170
X.3.3.	Etude et ferrailage des éléments de la culée	173
X.3.3.1.	Mur frontal.....	173
X.3.3.2.	Mur garde grève	175
X.3.3.3.	Dalle de transition	177
X.3.3.4.	Corbeau.....	178
X.3.3.5.	Mur en retour	179
X.3.4.	Etude de la semelle.....	182
X.3.5.	Etude des pieux	185
X.4.	CONCLUSION	187

CONCLUSION GENERALE	188
----------------------------------	------------

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I. 1. Les différentes parties d'un pont.	3
Figure I. 2. Pont en maçonnerie.	3
Figure I. 3. Pont à poutres.	4
Figure I. 4. Pont mixte.	4
Figure I. 5. Pont caisson.	5
Figure I. 6. Pont suspendu.	6
Figure I. 7. Pont haubané.	6
Figure I. 8. Formes du tablier d'un pont.	7
Figure I. 9. Affouillement autour d'une pile.	8
Figure I. 10. L'écoulement autour d'une pile.	10
Figure I. 11. Effondrement du pont Wilson, Tours, 1978.	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II. 1. Vue aérienne d'une partie de la deuxième section de la liaison autoroutière.	13
Figure II. 2. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.	14
Figure II. 3. Tracé en plan de la voie portée.	15
Figure II. 4. Profil en long de la voie portée.	15
Figure II. 5. Profil en travers de la voie portée.	16
Figure II. 6. Cours d'eau franchi (partie d'Oued Soummam).	16
Figure II. 7. Résultats des analyses chimiques du sol (rapport LTPE).	18
Figure II. 8. Bipoutres à pièces de pont.	23

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure III. 1. Bipoutres à pièces de pont.	23
Figure III. 2. Notations des dimensions d'un voussoir.	29
Figure III. 3. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.	32

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV. 1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.	48
Figure IV. 2. Largeur chargeable selon RCPR.	51
Figure IV. 3. Système de charge Bc.	53
Figure IV. 4. Système de charge Bt.	53
Figure IV. 5. Convois Mc120.	54
Figure IV. 6. Convois exceptionnelle D240.	55

CHAPITRE V : REPARTION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Figure V. 1. Schéma statique des charges permanentes (CP + CCP).	57
Figure V. 2. Schéma statique du système de charges A.	58
Figure V. 3. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.50L$.	60
Figure V. 4. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.25L$.	61
Figure V. 5. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.00L$.	62
Figure V. 6. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.25L$.	63
Figure V. 7. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.50L$.	64
Figure V. 8. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.25L$.	65
Figure V. 9. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.00L$.	66
Figure V. 10. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.25L$.	66
Figure V. 11. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.50L$.	67
Figure V. 12. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.25L$.	68
Figure V. 13. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.00L$.	68
Figure V. 14. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.25L$.	69
Figure V. 15. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.50L$.	70
Figure V. 16. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.25L$.	70
Figure V. 17. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.00L$.	71
Figure V. 18. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.25L$.	71

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Figure VI. 1. Répartition des poutres.	74
Figure VI. 2. Section équivalente.	76
Figure VI. 3. Lignes d'influence du coefficient $K\alpha$.	80
Figure VI. 4. Schéma de calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la poutre 01 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	81
Figure VI. 5. Schéma de calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la poutre 02 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	82
Figure VI. 6. Schéma de calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la poutre 03 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	82
Figure VI. 7. Schéma de calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la poutre 04 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	83
Figure VI. 8. Schéma de calcul de $K\alpha_{moy}$ pour la poutre 05 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	83
Figure VI. 9. Lignes d'influence du coefficient $\epsilon'\alpha$.	89
Figure VI. 10. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha_{moy}$ pour la poutre 01 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	89
Figure VI. 11. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha_{moy}$ pour la poutre 02 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	90
Figure VI. 12. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha_{moy}$ pour la poutre 03 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	90
Figure VI. 13. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha_{moy}$ pour la poutre 04 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	91
Figure VI. 14. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha_{moy}$ pour la poutre 05 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).	91
Figure VI. 15. Moment max à l'ELS (G+D240).	95
Figure VI. 16. Moment max à l'ELU (1.35 G+1.35 D240).	96

Figure VI. 17. Effort tranchant max à l'ELU (1.35 G+1.35 D240).	96
Figure VI. 18. Effort tranchant max à l'ELS (G+D240).	97

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Figure VII. 1. Géométrie des câbles.	105
Figure VII. 2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.	106
Figure VII. 3. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.	106
Figure VII. 4. L'angle de déviation des câbles.	107
Figure VII. 5. Trajectoire des câbles.	109
Figure VII. 6. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.	109
Figure VII. 7. Les sections de vérifications.	114
Figure VII. 8. Contraintes limites de la classe II.	115
Figure VII. 9. Diagramme des contraintes et ferrailage à mi- travée.	120

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TABLIER

Figure VIII. 1. La contre-flèche max de la poutre seule avant le coulage de la dalle (Gpoutre + P).	123
Figure VIII. 2. La flèche maximale du tablier en service (G + D240).	124
Figure VIII. 3. Position des vérins.	125
Figure VIII. 4. Modèle de calcul.	125
Figure VIII. 5. Diagramme des moments sous G à l'ELS.	125
Figure VIII. 6. Diagramme des moments sous G à l'ELU.	126
Figure VIII. 7. Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.	126
Figure VIII. 8. Ferrailage de l'entretoise.	127
Figure VIII. 9. Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS.	128
Figure VIII. 10. Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU.	129
Figure VIII. 11. Ferrailage de la dalle (coupe transversale).	130
Figure VIII. 12. Ferrailage de la poutre.	131

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure IX. 1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.	133
Figure IX. 2. Séisme transversal.	140
Figure IX. 3. Modèle de calcul multimodal.	141
Figure IX. 4. Ferrailage du dé d'appui.	147
Figure IX. 5. Joint du type Wd.	149

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure X. 1. Force hydrodynamique sur une pile.	153
Figure X. 2. Modèle de calcul du chevêtre.	156
Figure X. 3. Diagramme du moment max sous G + 1.2 A1 à l'ELS.	157
Figure X. 4. Diagramme du moment max sous 1.35G + 1.6 A1 à l'ELU.	157
Figure X. 5. Diagramme de l'effort tranchant max sous 1.35G + 1.6 A1 à l'ELU.	157

Figure X. 6. Ferrailage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE).....	159
Figure X. 7. Ferrailage du fût.....	160
Figure X. 8. Schéma de la méthode des bielles.....	163
Figure X. 9. Ferrailage de la semelle pour la pile.	164
Figure X. 10. Ferrailage des pieux pour la pile.....	166
Figure X. 11. Schéma représentatif de la culée N°2.....	167
Figure X. 12. La modélisation du mur en retour moment M_{yy} (G+1.2Q).....	179
Figure X. 13. La modélisation du mur en retour moment M_{yy} (1.35 G).....	180
Figure X. 14. La modélisation du mur en retour moment M_{xx} (G+1.2 Q).....	180
Figure X. 15. La modélisation du mur en retour moment M_{xx} (1.35 G).....	181
Figure X. 16. Ferrailage des éléments de la culée.....	182
Figure X. 17. Ferrailage des pieux pour la culée.	187

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I. 1. Profondeurs d'affouillement et pourcentage de défaillances.	11
--	----

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II. 1. Résultats des sondages carottés.	17
Tableau II. 2. Résultats des sondages préssiométriques.	18

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau III. 1. Récapitulation du pré-dimensionnement de la poutre + la dalle.	24
Tableau III. 2. Récapitulation du pré-dimensionnement des pièces de pont.	25
Tableau III. 3. Récapitulation du pré-dimensionnement des piles.	26
Tableau III. 4. Récapitulation du pré-dimensionnement des culées.	27
Tableau III. 5. Les dimensions de la section transversale du voussoir.	29
Tableau III. 6. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.	30
Tableau III. 7. Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.	31
Tableau III. 8. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.	32
Tableau III. 9. Récapitulation du pré-dimensionnement des piles.	34
Tableau III. 10. Récapitulation du pré-dimensionnement des culées.	35
Tableau III. 11. Analyse multicritère des variantes.	36
Tableau III. 12. Devis estimatif et quantitatif de la 1ère variante.	37
Tableau III. 13. Devis estimatif et quantitatif de la 2ème variante.	38
Tableau III. 14. Devis estimatif et quantitatif de la 3ème variante.	39

CHAPITRE IV : CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV. 1. Les contraintes admissibles du béton.	46
Tableau IV. 2. Les contraintes admissibles des armatures passives.	47
Tableau IV. 3. Poids total du tablier pour une travée.	50
Tableau IV. 4. Coefficient a_1	51
Tableau IV. 5. Valeurs des surcharges A.	52
Tableau IV. 6. Coefficient b_c	53
Tableau IV. 7. Coefficient de majoration dynamique pour B_c	54
Tableau IV. 8. Coefficient de majoration dynamique pour B_t	55
Tableau IV. 9. Coefficient de majoration dynamique pour M_c 120.	55
Tableau IV. 10. L'effort de freinage du système A.	56

CHAPITRE V : REPARTION LONGITUDINALE DES EFFORTS

Tableau V. 1. Récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges permanentes.....	57
Tableau V. 2. Moments fléchissants sous système de charge A à $x = 0.50 L$	58
Tableau V. 3. Moments fléchissants sous système de charge A à $x = 0.25 L$	58
Tableau V. 4. Effort tranchant sous système de charge A à $x = 0.00 L$	59
Tableau V. 5. Effort tranchant sous système de charge A à $x = 0.25 L$	59
Tableau V. 6. Moment fléchissant sous système de charge Bc à $x = 0.50L$	60
Tableau V. 7. Moment fléchissant sous système de charge Bc à $x = 0.25L$	61
Tableau V. 8. Effort tranchant sous système de charge Bc à $x = 0.00L$	62
Tableau V. 9. Effort tranchant sous système de charge Bc à $x = 0.25L$	63
Tableau V. 10. Moment fléchissant sous système de charges Bt à $0.50L$	64
Tableau V. 11. Moment fléchissant sous système de charges Bt à $x = 0.25L$	65
Tableau V. 12. Effort tranchant sous système de charges Bt à $x = 0.00L$	66
Tableau V. 13. Effort tranchant sous système de charges Bt à $x = 0.25L$	67
Tableau V. 14. Récapitulatif des moments fléchissants.....	72
Tableau V. 15. Récapitulatif des efforts tranchants.....	73

CHAPITRE VI : REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

Tableau VI. 1. Valeurs de K_0 pour $\theta = 0.90$	78
Tableau VI. 2. Valeurs de K_1 pour $\theta = 0.90$	78
Tableau VI. 3. Valeurs de K_0 pour $\theta = 0.95$	78
Tableau VI. 4. Valeurs de K_1 pour $\theta = 0.95$	78
Tableau VI. 5. Valeurs de K_0 pour $\theta = 0.94$	79
Tableau VI. 6. Valeurs de K_1 pour $\theta = 0.94$	79
Tableau VI. 7. Valeurs de K_α pour $\theta = 0.94$ et $\alpha = 0.19$	79
Tableau VI. 8. Valeurs du coefficient de répartition K_α relatives aux positions réelles des poutres.....	80
Tableau VI. 9. Valeurs de K_α moy dû aux charges AL, MC120, D240 pour chaque poutre.....	84
Tableau VI. 10. Valeurs de K_α moy dû aux charges Bc, Bt pour chaque poutre.....	84
Tableau VI. 11. Tableau récapitulatif de répartition du moment transversalement.....	85
Tableau VI. 12. Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.....	86
Tableau VI. 13. Valeurs de ε_0 pour $\theta = 0.94$	87
Tableau VI. 14. Valeurs de ε'_1 pour $\theta = 0.94$	87
Tableau VI. 15. Valeurs de $\varepsilon'\alpha$ pour $\theta = 0.94$ et $\alpha = 0.19$	88
Tableau VI. 16. Valeurs du coefficient de répartition $\varepsilon'\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres.....	88
Tableau VI. 17. Valeurs de $\varepsilon'\alpha$ moy dû aux charges AL, MC120, D240 pour chaque poutre.....	92
Tableau VI. 18. Valeurs de $\varepsilon'\alpha$ moy dû aux charges Bc, Bt pour chaque poutre.....	92
Tableau VI. 19. Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement.....	93
Tableau VI. 20. Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.....	94
Tableau VI. 21. Résultats manuelles et automatiques du moment fléchissant à l'ELS et à l'ELU.....	97

Tableau VI. 22. Résultats manuelles et automatiques de l'effort tranchant à l'ELS et à l'ELU.	98
--	----

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII. 1. Données de dimensionnements de la précontrainte.	101
Tableau VII. 2. Evaluation de P _{MIN}	102
Tableau VII. 3. Détermination du nombre de câble.	103
Tableau VII. 4. Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.	104
Tableau VII. 5. Estimation des contraintes et interprétation des résultats.	104
Tableau VII. 6. Position des câbles.	107
Tableau VII. 7. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.	108
Tableau VII. 8. Valeurs des pertes par frottements.	110
Tableau VII. 9. Valeurs des pertes par recul d'ancrage.....	110
Tableau VII. 10. Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.	111
Tableau VII. 11. Valeurs des pertes par fluage du béton.....	113
Tableau VII. 12. Valeurs des pertes par fluage du béton.....	113
Tableau VII. 13. Caractéristiques nettes des sections de vérification.	114
Tableau VII. 14. Limitation des contraintes.....	115
Tableau VII. 15. Caractéristiques de chaque phase de vérification.	116
Tableau VII. 16. Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2.	117
Tableau VII. 17. Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4.	117
Tableau VII. 18. Composantes de l'effort de précontrainte.....	118
Tableau VII. 19. Calcul de la contrainte tangentielle.	119
Tableau VII. 20. Calcul de l'angle β_u	121

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau IX. 1. Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.....	136
Tableau IX. 2. Raideurs dynamiques transversales des appuis.....	136
Tableau IX. 3. Distribution de forces longitudinales sur chaque appui.	139
Tableau IX. 4. Modes propres.....	143
Tableau IX. 5. Modèles des joints Wd.	149

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau X. 1. Implantation et hauteurs des piles.	150
Tableau X. 2. Vérification du flambement des piles.	151
Tableau X. 3. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus haute (pour la base de la semelle).....	151
Tableau X. 4. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus haute (pour la base des fûts).	152
Tableau X. 5. Combinaisons à l'ELS des efforts statiques de la pile la plus haute (base de la semelle).....	154
Tableau X. 6. Combinaisons à l'ELS des efforts statiques de la pile la plus haute (la base des fûts).....	154

Tableau X. 7. Combinaisons à l'ELU des efforts statiques de la pile la plus haute (base de la semelle).....	154
Tableau X. 8. Combinaisons à l'ELU des efforts statiques de la pile la plus haute (la base des fûts).....	155
Tableau X. 9. Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques de la pile la plus haute (la base des fûts).....	155
Tableau X. 10. Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques de la pile la plus haute (la base de la semelle).....	155
Tableau X. 11. Ferrailage longitudinale du chevêtre.	158
Tableau X. 12. Ferrailage des fûts de la pile la plus haute.	160
Tableau X. 13. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELS.....	161
Tableau X. 14. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELU.....	161
Tableau X. 15. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELA.....	162
Tableau X. 16. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la pile.	165
Tableau X. 17. Valeurs tirées de l'abaque de WERNER.	165
Tableau X. 18. Les dimensions de la culée.....	167
Tableau X. 19. Détermination des sollicitations en statique pour la culée.....	168
Tableau X. 20. Les actions transmises par le tablier vers la culée.....	169
Tableau X. 21. Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS et en phase de construction.....	169
Tableau X. 22. Calcul des efforts dus à la culée dans le cas dynamique.....	170
Tableau X. 23. Coefficient de calcul de la poussée dynamique.....	171
Tableau X. 24. Calcul des poussées dynamiques.....	171
Tableau X. 25. Les efforts sismiques dus au tablier.....	172
Tableau X. 26. L'évaluation des actions sismiques de la culée.....	172
Tableau X. 27. La détermination de Rmax et Rmin.....	172
Tableau X. 28. Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.....	173
Tableau X. 29. Evaluation des efforts dus au poids propre sur le mur frontal.	173
Tableau X. 30. Evaluation des efforts dus au tablier sur le mur frontal.....	174
Tableau X. 31. Les combinaisons des actions appliqués sur le mur frontal à l'ELU et à l'ELS et en phase de construction.	174
Tableau X. 32. Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal.	175
Tableau X. 33. Moment M_{Pc} / K dû à une charge locale en fonction de h.	176
Tableau X. 34. Evaluation des efforts de la dalle de transition.....	178
Tableau X. 35. Calcul du ferrailage du mur en retour.....	181
Tableau X. 36. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELS.....	183
Tableau X. 37. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELU.....	183
Tableau X. 38. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELA.....	183
Tableau X. 39. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la culée.....	186
Tableau X. 40. Valeurs tirées de l'abaque de WERNER.....	186

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le secteur des Travaux Publics est un miroir qui reflète la santé économique du pays, étant créateur d'emploi et permettant au même temps la redynamisation des autres secteurs économiques. Il constitue de ce fait une base incontournable pour le développement de l'investissement national et étranger.

C'est dans cette optique que le ministère des travaux publics continue à déployer des efforts multiples et nécessaires qui se traduisent à travers l'initiation d'importants projets et infrastructures indispensables à la réussite du processus de développement national.

A cet effet, la construction d'ouvrages d'art connaît une activité significative à la faveur des programmes initiés pour répondre à des exigences technico-économiques, ces réalisations nationales se consacrent d'avantage dans l'art de concevoir et de construire.

Ce capital va certainement servir de source de référence au lancement des futurs grands projets, comme il va servir également de repère pédagogique aux étudiants d'écoles et d'universités, ce qui l'en est pour nous, étant des étudiants à l'école nationale supérieure des travaux publics, on s'intéressera pour notre projet de fin d'études à la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK 32 sur la nouvelle liaison autoroutière reliant le Port de BEJAIA à l'Autoroute Est-Ouest au Niveau d'AHNIF BOUIRA sur 100 km.

Cette liaison autoroutière est une infrastructure nouvelle qui rentre dans le schéma directeur Routier et Autoroutier 2005-2025 et découlant d'une vision globale et d'une planification stratégique à l'horizon qui va permettre de satisfaire les besoins en transport routier dans la zone, tout en promouvant les échanges et les investissements en reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest tout en assurant par l'intermédiaire des échangeurs la desserte des principales localités situées le long de l'itinéraire, notamment les villes d'EL-KSEUR, SIDI-AICH, AKBOU, TAZMALT et MECHDELLAH.

Ainsi, le mémoire est structuré en quatre grandes parties :

- ✓ La première partie est consacrée à une étude bibliographique large comprenant des généralités sur les ouvrages d'art ainsi que le phénomène d'affouillement.
- ✓ La deuxième partie de ce travail est réservée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à sa conception en proposant 3 variantes avec une analyse multicritère.
- ✓ La troisième partie comprend le dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation à l'aide du logiciel " ROBOT".
- ✓ La quatrième partie est réservée à la conception et à l'étude de l'infrastructure.

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

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1. INTRODUCTION

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme cherche toujours à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien. Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

Le souci de l'ingénieur est de répondre à la question : comment construire un ouvrage qui assure parfaitement son service avec un coût optimal. Il est également essentiel de veiller à la réalisation des ouvrages d'art ayant des formes et des proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I.2. GENERALITES SUR LES PONTS

I.2.1. Définition d'un pont

Le pont fait partie de la famille des ouvrages d'art. C'est un ouvrage en élévation, permettant à une voie de circulation (dite voie portée), de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal...

On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres).
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées.
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons.

I.2.2. Les éléments constitutifs du pont

Le pont se compose des parties suivantes :

- **Le tablier** : élément horizontal résistant portant la voie de franchissement, il possède des équipements qui sont : la chape d'étanchéité, les joints de chaussée, les trottoirs, les gargouilles, les dispositifs de retenue (les glissières et les barrières), les dispositifs de protection des piétons (garde-corps), les équipements d'esthétique (les corniches).
- **Les appuis** : appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts dans les meilleures conditions possibles.
- **Les fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis consécutifs s'appelle une travée et la distance entraxe de deux appuis consécutifs s'appelle la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

La hauteur du vide entre la face inférieure du tablier et l'obstacle franchi s'appelle la hauteur libre ou le tirant d'air.

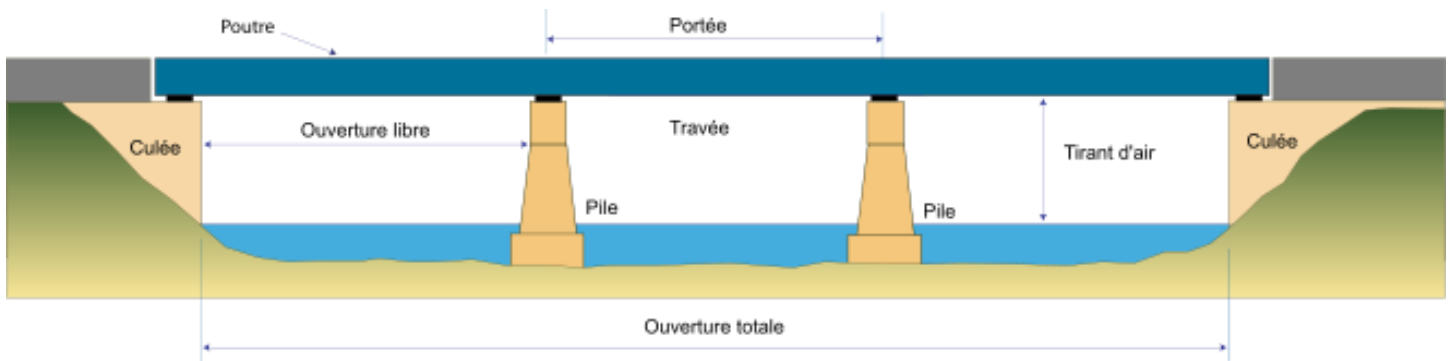


Figure I. 1. Les différentes parties d'un pont.

I.2.3. Les types de ponts

❖ Les ponts primitifs :

Les ponts primitifs ont été construits en 850 av J-C, en petites portées, destinés aux piétons, pour franchir une rivière ou un ravin. Les matériaux utilisés dans leur construction sont généralement des matériaux locaux comme la pierre, bois, liane.

❖ Les ponts en maçonnerie :

La limite d'utilisation des ponts primitifs, et la découverte du ciment par les Romains ont donné naissance aux ponts en maçonnerie qui sont construits en voûte ou succession des arches constituées de pierres taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimées.



Figure I. 2. Pont en maçonnerie.

❖ Les ponts à poutres en béton :

Les ponts à poutres sont les plus simples à comprendre. Ils se composent d'une dalle coulée sur des poutres en béton armé pour des portées de 20 m ou en béton précontraint pour des portées supérieures à 20 m.



Figure I. 3. Pont à poutres.

❖ Les ponts métalliques :

Le tablier est construit en charpente métallique. Parfois même les piles sont en acier avec fondation en béton armé.

❖ Les ponts mixtes :

Un autre type de pont à poutres, le tablier est une dalle en béton coulée sur des poutres en acier connectées par des entretoises, ces dernières deviennent des pièces de pont dans le cas des largeurs importantes ($L > 13$ à 14m).



Figure I. 4. Pont mixte.

❖ Les ponts-dalle :

Les ponts-dalle se composent d'un tablier en béton armé ou en béton précontraint coulé en place sur un coffrage. Cette technique est proche de celle utilisée en bâtiment.

❖ Les ponts cadres :

Les ponts cadres sont des tubes dans lesquels le tablier est encastré à des murs qui le soutiennent, eux-mêmes reliés par un radier.

❖ Les ponts caisson :

Les ponts caisson se composent d'un tablier tubulaire, à inertie constante ou à inertie variable, ils sont généralement hyperstatiques, on distingue deux types des ponts caisson : coulés sur place et à morceaux préfabriqués (voussoirs). Ces ponts sont construits généralement par encorbellements successifs.



Figure I. 5. Pont caisson.

❖ Les ponts suspendus :

Les ponts suspendus se composent des câbles en acier tendus qui reprennent les charges du tablier et les transmettent à des pylônes et à des ancrages placés à leurs extrémités.



Figure I. 6. Pont suspendu.

❖ **Les ponts à haubans :**

Les charges du tablier sont transmises aux pylônes par des câbles métalliques en forme de haubans. Cette technique est assez récente et en pleine expansion.



Figure I. 7. Pont haubané.

I.2.4. Classification des ponts

❖ **Selon la nature de la voie portée :**

- **Pont routier :** il porte une ou plusieurs voies routières.

- **Pont-rail** : il porte une ou plusieurs voies ferrées ou de tramway.
- **Pont mixte** : il porte à la fois des voies routières et des voies ferrées.
- **Pont canal** : il porte un canal d'eau à ciel ouvert, il peut aussi porter des conduites d'eau de gaz ou de pétrole...
- **Passerelle** : c'est un pont destiné à la circulation des piétons.
- **Pont spécial** : il sert à porter des avions.

❖ **Selon la mobilité du pont :**

- **Pont fixe** : il n'exerce aucun mouvement comme c'est le cas de la majorité des ponts.
- **Pont mobile** : une partie du pont peut se mouvoir pour assurer une surface d'encombrement suffisante pour permettre la circulation des engins hors gabarit.
- **Ponts provisoires** : il permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau, relativement utilisé dans le domaine du génie militaire.

❖ **Selon la vue en plan :**

- **Pont droit** : lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle droit avec les lignes d'appui transversales, le pont est droit géométriquement.
- **Pont biais** : lorsque l'axe longitudinal du pont fait un angle biais avec les lignes d'appui transversales, il s'agit d'un biais géométrique.
- **Pont courbe** : l'axe en plan de l'ouvrage est soit un arc circulaire soit une partie d'un raccordement progressif.

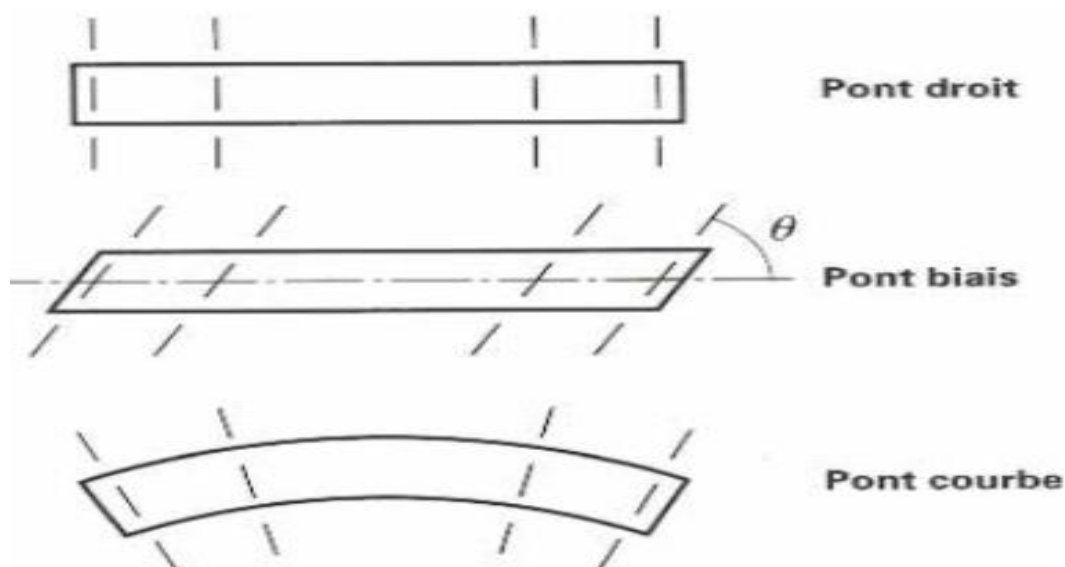


Figure I. 8. Formes du tablier d'un pont.

❖ Selon le schéma statique :

- **Pont isostatique** : les travées sont indépendantes les unes des autres.
- **Pont hyperstatique** : les travées sont solidaires, le tablier travaille comme une poutre continue.

I.3. LE PHENOMENE DES AFFOUILLEMENTS**I.3.1. Définition de l'affouillement**

L'affouillement autour des appuis de pont implantés dans un cours d'eau est un phénomène naturel dont le mécanisme est souvent mal connu, il peut être défini comme étant l'arrachement et le transport des sédiments du lit d'un cours d'eau sous l'action érosive d'un écoulement hydraulique. Ce phénomène est accentué par la présence d'obstacles à l'écoulement, tels que les piles et les culées de ponts, ou également les quais, les éoliennes et les oléoducs offshore dans un contexte maritime. La présence de fosses d'affouillement engendre une perte de la capacité portante de la structure et menace sa stabilité. Face à ce risque hydraulique, il est crucial de suivre en continu l'évolution de la profondeur d'affouillement au droit des ouvrages d'art et d'évaluer sa conséquence sur le comportement de la structure.



Figure I. 9. Affouillement autour d'une pile.

I.3.2. Le transport des sédiments

Dans le cas des cours d'eau à régime fluvial, les matériaux du lit sont susceptibles d'être mis en mouvement sous l'action des forces hydrauliques dues à l'écoulement de l'eau. Selon la taille des sédiments et les caractéristiques de l'écoulement, on distingue deux principaux modes de transport : le transport en suspension et le transport par charriage.

- ❖ **Le transport en suspension** : les sédiments se déplacent sans toucher le fond du lit. Ce mode de transport concerne principalement les sédiments de faible taille et densité (les argiles et les limons).
- ❖ **Le transport par charriage** : les sédiments se déplacent en restant en contact avec le lit, par glissement, roulement ou saltation. Ce mode de transport concerne principalement les particules les plus massives.

I.3.3. Affouillement total au droit des ouvrages d'art

Au droit des appuis d'ouvrages d'art en milieu hydraulique, différents processus d'affouillement se superposent. Les types de ces processus peuvent être classés comme suit :

- L'affouillement général.
- L'affouillement de contraction.
- L'affouillement local autour des piles et des culées.

I.3.3.1. L'affouillement général

Ce type d'affouillement est indépendant de la présence d'une structure dans le cours d'eau et correspond à l'évolution naturelle du lit par dégradation. Cette évolution peut survenir rapidement suite à une grande crue, ou bien s'étendre sur plusieurs années. L'activité humaine, telle que la modification du cours d'eau ou la construction de barrages, amplifie ce type d'affouillement.

I.3.3.2. L'affouillement de contraction

Ce type d'affouillement est dû au rétrécissement de la largeur du cours d'eau, soit naturellement, soit à cause de la présence d'un ouvrage d'art. Cette contraction engendre une augmentation de la vitesse d'écoulement et par conséquent une force érosive plus importante. Les sédiments de la zone de contraction sont transportés entraînant ainsi un abaissement local du lit du cours d'eau.

I.3.3.3. L'affouillement local

Ce type d'affouillement résulte directement de la présence de piles ou culées dans un écoulement hydraulique. Ces obstacles engendrent un changement brusque de l'écoulement : En amont de la pile, l'écoulement est redirigé vers le lit ('downflow') engendrant ainsi une érosion localisée autour de la pile. Cela donne naissance, en pied de pile, à des tourbillons en fer à cheval ('horse shoe vortex') qui vont accentuer l'affouillement local. Sur les côtés de la pile, le décollement de la couche limite de la paroi donne naissance à des tourbillons de sillage ('wake vortex').

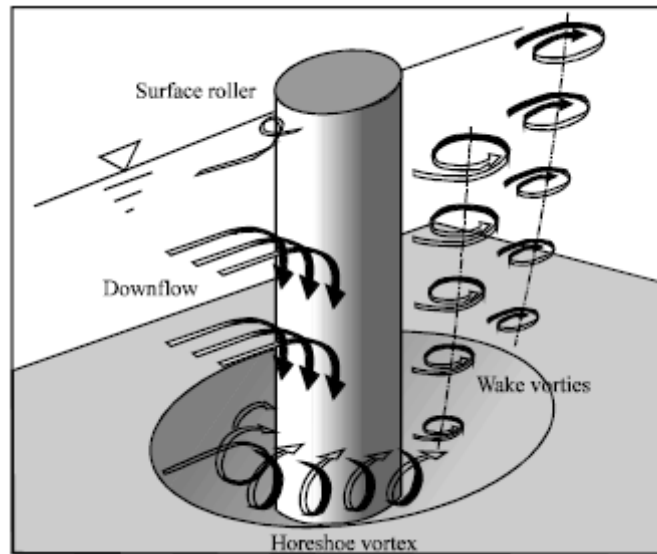


Figure I. 10. L'écoulement autour d'une pile.

I.3.4. Défaillances structurelles dues à l'affouillement

La défaillance structurelle est définie comme l'incapacité d'une structure ou de l'un de ses composants à supporter une charge. Cela engendre la déformation de l'ouvrage et peut entraîner son effondrement. Les défaillances structurelles des ponts peuvent être lourdes en conséquences et causer des pertes économiques, des problèmes logistiques et parfois même des pertes humaines.

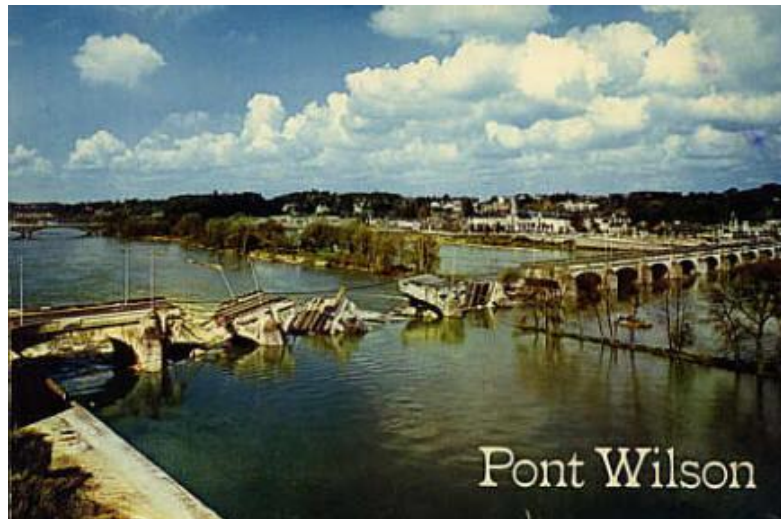


Figure I. 11. Effondrement du pont Wilson, Tours, 1978.

Les causes de défaillances structurelles sont nombreuses : défauts de conception, problèmes de maintenance, séismes, incendies, risques hydrauliques ... Une analyse de 503 cas de défaillance de ponts aux États-Unis, entre 1989 et 2000, a révélé que les risques hydrauliques, notamment les inondations et l'affouillement, sont à l'origine de 53% des cas de défaillances. Dans la continuité de cette analyse, une étude de 341 cas de défaillance de ponts aux États-Unis entre 2000 à 2012 a montré que les risques hydrauliques sont responsables de près de 50% des cas de défaillance, dont 25% sont dus à l'affouillement. Une analyse de 36 cas d'effondrement induit uniquement par affouillement,

dont 20 en Nouvelle Zélande, 14 aux États Unis et 2 au Canada, a montré que l'affouillement local a causé 64% des effondrements suivi de l'affouillement de contraction (5%). En France, l'effondrement du pont de Wilson à Tours en 1978 et du pont de la rivière Saint-Étienne sur l'île de la Réunion en 2007, sont deux exemples des dommages causés par l'affouillement.

L'apparition de ces défaillances structurelles induites par l'affouillement est favorisée par des paramètres divisés essentiellement en trois catégories qui sont : les paramètres géotechniques, les paramètres hydrauliques et les paramètres structurels.

I.3.4.1. Causes géotechniques de défaillance

Les caractéristiques géotechniques désignent principalement la nature et propriétés du sol au droit de l'ouvrage, les sols non cohésifs sont plus facilement érodés. Par conséquent, la majorité des défaillances structurelles, à savoir 36%, se sont produits dans des sols de type graviers, galets et sables. Les sols cohésifs, tels que les argiles et limons, s'érodent plus lentement et ont occasionné 14% des cas de défaillance. La présence de pavages ou de blocs rocheux, difficiles à déplacer, atténue le phénomène d'affouillement localement. Par conséquent, les défaillances dans ce type de sol sont très rares. Toutefois, ce type de sol peut aggraver l'affouillement un peu plus loin.

I.3.4.2. Causes hydrauliques de défaillance

La vitesse moyenne d'écoulement est un facteur déterminant de la profondeur d'affouillement. Les événements de crue engendrent l'augmentation de la vitesse d'écoulement accentuant par conséquent le phénomène d'affouillement, et ont été observés dans 75% des cas de défaillance. La présence d'un angle d'attaque non nul favorise également le phénomène d'affouillement, et a été détectée dans 44% des cas de défaillance. Le tableau ci-dessous représente le pourcentage de défaillance en fonction de la profondeur d'affouillement qui varie entre 0.5 m et 15 m, les résultats montrent que les défaillances des structures étudiées sont plus courantes pour des profondeurs d'affouillement inférieures à 5 m (41%).

Tableau I. 1. Profondeurs d'affouillement et pourcentage de défaillances.

Profondeur d'affouillement (m)	Pourcentage de défaillances
0.5-2	16
2-5	25
5-7	6
7-10	8
10-15	6
Non déterminé	39

I.3.4.3. Causes structurelles de défaillance

La stabilité de l'ouvrage face à l'affouillement dépend en grande partie du type de fondations sur lequel il repose. Dans le cas général, les fondations superficielles sont plus vulnérables à l'affouillement que les fondations sur pieux. Des études montrent que les défaillances sont plus courantes pour les piles sur pieux en béton armé (42% des cas) que pour les fondations superficielles (22% des cas).

I.4. CONCLUSION

En conclusion, l'affouillement est un phénomène très délicat qui peut engendrer une perte de la capacité portante de la structure et menacer sa stabilité, il nécessite une étude approfondie et la prise en compte de son effet est incontestable pour tout ouvrage franchissant un cours d'eau important.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

La conception et l'étude d'un pont ne peuvent être entreprises que lorsque l'on dispose d'un certain nombre d'informations et de données concernant l'ouvrage en question ainsi que sur son emplacement, donc on doit s'assurer de la récolte du maximum d'informations possibles et de la satisfaction de certains nombres d'exigences.

On distingue les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des 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 qui influent sur sa conception, c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

II.2. DESCRIPTION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Notre travail présenté a pour but la conception et l'étude d'un ouvrage d'art routier situé au PK 32 faisant partie du projet de la nouvelle liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF BOUIRA sur 100 km, cette dernière traverse la wilaya de BEJAIA sur 86.3 km, et la wilaya de BOUIRA sur 13.7 km. Son couloir s'inscrit dans la vallée de la SOUMMAM sur les 80 kilomètres premiers, et dans la vallée d'OUED SAHEL pour le reste du tracé. Elle cohabite avec plusieurs infrastructures existantes : voies ferrées, gazoduc, oléoduc, la RN26, et comporte une multitude d'ouvrages d'art (60 unités), dont le nôtre.

II.2.2. Situation du site

L'ouvrage en question se situe près de TIMEZRIT à partir du **PK 31+938.28** jusqu'au **PK 32+077.58** dans la deuxième section (du PK 22+000 au PK 48+000) de la liaison autoroutière (Port de BEJAIA - l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF BOUIRA).



Figure II. 1. Vue aérienne d'une partie de la deuxième section de la liaison autoroutière (Port de BEJAIA - l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF BOUIRA).

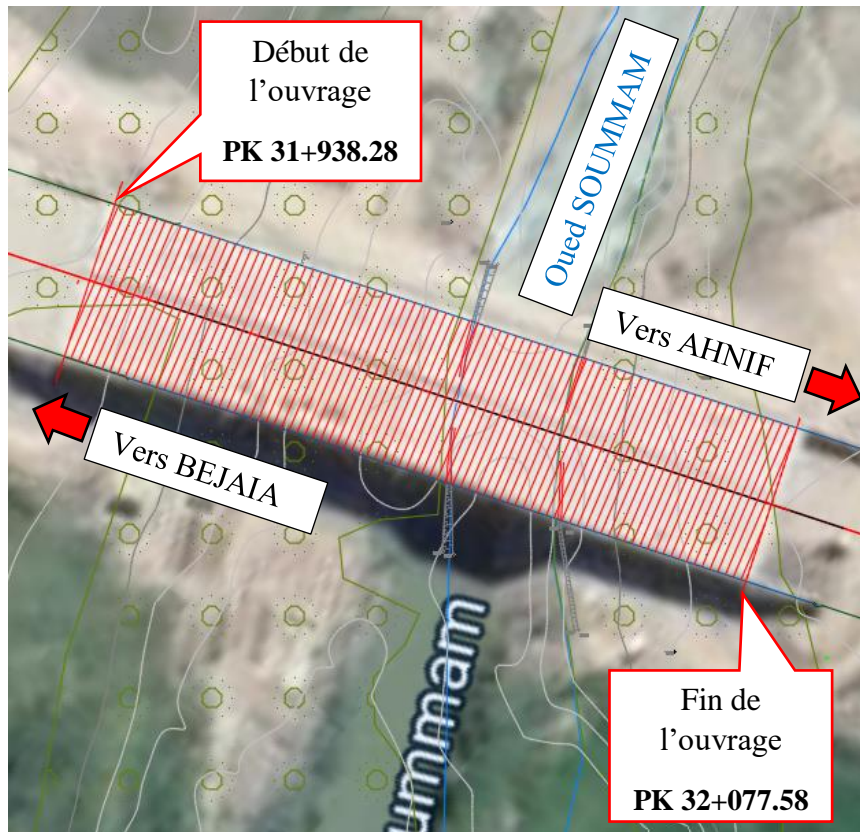


Figure II. 2. Implantation de l'ouvrage sur Google Maps.

II.2.3. Obstacle franchi

Le tracé routier imposé nécessite deux viaducs passant par un oued, donc notre ouvrage servira de franchissement au « Oued Soummam ».

II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

En présence de l'autoroute, le pont est en fait double (jumelé), ainsi les deux ponts adjacents ont les mêmes caractéristiques géométriques ce qui nous mène à la conception et l'étude d'un seul, les caractéristiques de l'ouvrage sont fixées par le tracé routier et comprennent ce qui suit :

Viaduc sens BEJAIA vers AHNIF :

- longueur : 139.3 m du **PK 31+938.28** au **PK 32+077.58**
- largeur du tablier : 15.74 m

Viaduc sens AHNIF vers BEJAIA :

- longueur : 139.3 m du **PK 32+077.58** au **PK 31+938.28**
- largeur du tablier : 15.74 m

II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 139.3 m et une largeur du tablier de 15.74 m (pour chaque viaduc).

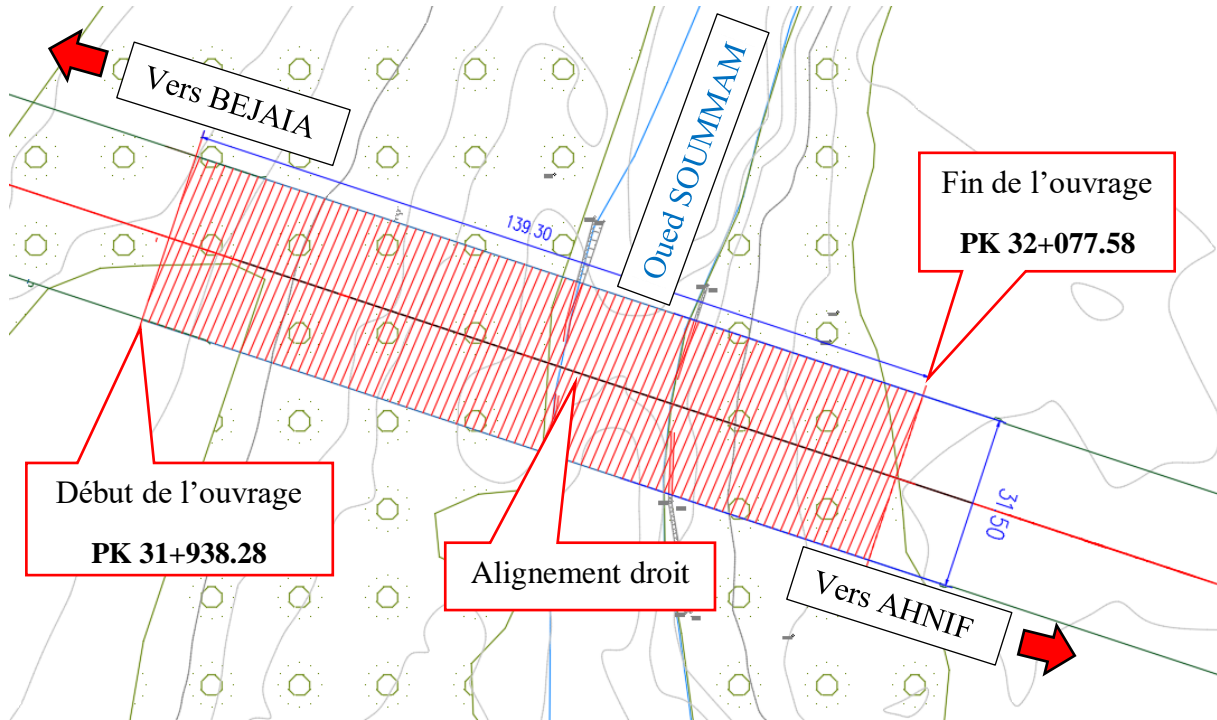


Figure II. 3. Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, la voie portée présente les particularités suivantes :

- Début du projet au PK 31+938.28 à une altitude de 70.633 m.
- Fin du projet au PK 32+077.58 à une altitude de 70.742 m.
- L'entièreté de l'ouvrage fait partie d'une parabole de rayon $R_p = 26000$ m allant du PK 31+877.974 jusqu'au PK 32+139.560.

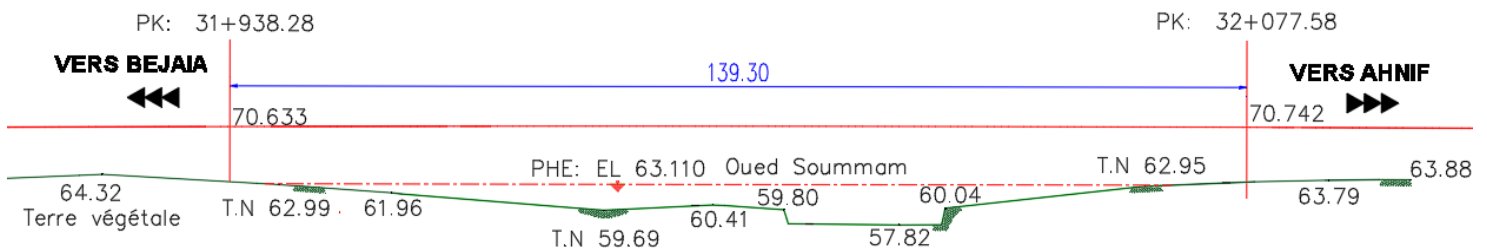


Figure II. 4. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de la voie portée par l'ouvrage comporte :

- Trottoir + corniche : 0.75 m.
- Garde de corps + glissière de sécurité H3.
- Chaussée (3 voies de 3.5 m) + bande d'arrêt d'urgence de 3 m + sur largeur de 1 m : 14.5 m.

Donc on aura au total une largeur d'ouvrage de 31.5 m, soit 15.75 m par sens.

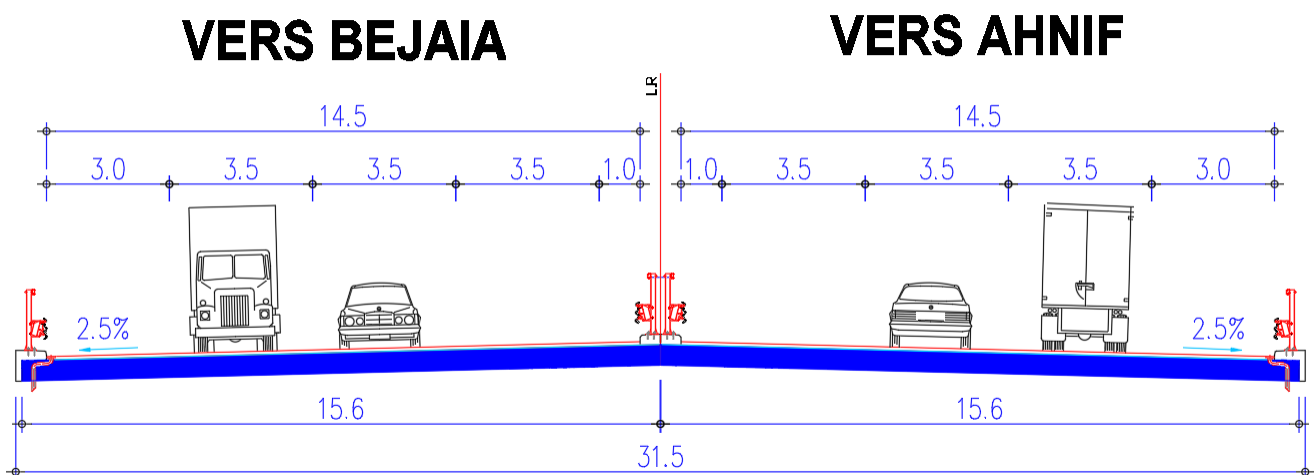


Figure II. 5. Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les accès aux différentes parties de l'ouvrage et les aires de stockage et/ou préfabrication ... etc.

Le site présente un relief assez plat avec un Oued à franchir.



Figure II. 6. Cours d'eau franchi (partie d'Oued Soummam).

II.3.2.2. Géotechnique

L'étude géotechnique est primordiale pour tout projet d'ouvrage d'art car elle permet d'obtenir l'épaisseur des différentes couches lithologiques, leurs caractéristiques physiques, mécaniques ainsi que chimiques. Dans le but d'adapter le projet aux conditions du site pour choisir une solution optimale de franchissement, et le bon emplacement des appuis afin d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question, ainsi que le mode de fondation (type et ancrage), et l'évaluation des risques éventuels (agressivité, gonflement, stabilité...). Les données géotechniques sont obtenues suite à des reconnaissances donnant des renseignements sur le terrain naturel rencontré.

❖ Programme d'investigations géotechniques

➤ Essais in situ

- Trois (03) essais préssiométriques de 15 m de profondeur réalisés par **GEOMAG** Laboratoire.
- Deux (02) sondages carottés de 15 m à 30 m de profondeur réalisés par le **LTPE** (LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'EST).

➤ Essais en laboratoire

Vu le caractère alluvionnaire des terrains rencontrés sur site (alluvions grossières), seuls les essais chimiques de sol ont été réalisés.

❖ Résultats des investigations géotechniques

➤ Sondages carottés

Tableau II. 1. Résultats des sondages carottés.

Sondage carotté	Profondeur (m)	Description lithologique
SC01	0 - 30	Alluvions grossières formées essentiellement de galets, cailloux et sable.
SC02	0 - 4	Alluvions fines à dominance sableuse
	4 - 15	Alluvions grossières formées essentiellement de galets, cailloux et sable

À partir de ce tableau, on constate que le site d'étude est composé essentiellement d'une formation d'alluvions grossières jusqu'à 30 m de profondeur (profondeur prospectée) et localement par des alluvions fines à dominance sableuse.

➤ **Sondages préssiométriques**

Tableau II. 2. Résultats des sondages préssiométriques.

	PRS 01			PRS 02		PRS 03	
PROF (m)	Pl (MPA)	Em (MPA)	PROF (m)	Pl (MPA)	Em (MPA)	Pl (MPA)	Em (MPA)
2	4.66	34.89	3	1.83	11	1.09	24.45
5	4.18	46.53	6	4.81	127.99	1.59	13.96
8	4.84	132.86	9	4.86	161.38	3.4	21.61
11	4.85	151.05	12	4.87	225.14	5.23	32.62
14	4.88	243.44	15	4.9	211.62	5.09	47.71

À partir des résultats préssiométriques, on constate un état de sol :

- Normalement consolidé pour le point PRS03
- Normalement à surconsolidé pour le point PRS02 et surconsolidé pour le point PRS01

C'est-à-dire que le terrain en place est en état normalement consolidé à sur consolidé, ce qui confirme que le sol n'est pas compressible, donc absence des frottements négatifs.

➤ **Essais au laboratoire**

SONDAGES		SC1		
Profondeur (m)		~5	~15	~25
Analyses chimiques	% Insolubles	73.61	68.88	72.52
	% CaCO ₃	22.90	23.66	22.13
	% Gypse	0.00	0.00	0.00
	% SO ₄ ⁼	0.00	0.00	0.00

Figure II. 7. Résultats des analyses chimiques du sol (rapport LTPE).

- Ces résultats démontrent la non agressivité du sol vis à vis du béton de fondations.

❖ Conclusion et recommandations

Selon les valeurs de pression limite Pl (**DTR BC 248**), Le site est classé dans :

- la classe **S3** site meuble, en surface (de 0 à 6 m) : Vs entre 200 et 400 m/s
- la classe **S2** site ferme, en profondeur (à partir de 6 m jusqu'à la fin de la prospection par sondages préssiométriques) : Vs entre 400 et 800m/s

Vu l'hétérogénéité des terrains rencontrés et possibilité de tassements différentiels de l'ouvrage projeté, les fondations superficielles sont à écarter.

Compte tenu du projet décrit et les éléments mis en évidence lors de la reconnaissance, des fondations profondes type pieu foré à la boue, ancré à 10 m de profondeur sont envisagées pour l'ensemble des fondations projetées.

Des différentes justifications sont établies pour les pieux de diamètre 1.20m, pour les profondeurs de 10 m.

Selon la nature alluvionnaire du sol en place, galets, cailloux et sable, les tassements sont insignifiants et instantanés et se produisent au cours de la réalisation de l'ouvrage, de ce fait il n'y a pas eu lieu de les évaluer.

L'ancrage des pieux dans le bon sol doit se faire au minimum trois (03) fois leurs diamètres.

II.3.2.3. Hydraulique

L'ouvrage objet de l'étude franchit un cours d'eau (oued SOUMMAM), donc un certain nombre de renseignements hydrauliques 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 et permettent d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux niveaux à définir sont :

- **Les plus hautes eaux (PHE)** : permet de caler le profil en long de l'ouvrage et de dessiner un pont en plaçant ces appareils d'appui au-dessus de cette cote pour éviter leur détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes. Pour notre cas, on a noté que le PHE est au niveau de 63.110 m au-dessus du niveau d'eau de mer, ce qui fait une différence de cote minimale d'environ 7.5 m de la ligne rouge du projet.

- **Les plus basses eaux ou étiage (PBE).**

- **Le débit solide** et les charriages éventuels susceptibles de heurter (frapper) les piles.

- **Les affouillements** : entonnoir creusé par l'eau à la base des appuis.

- ❖ L'affouillement général : est estimé à 1m. (en Algérie).
- ❖ L'affouillement local : est conditionné par la géométrie des appuis notamment la forme hydrodynamique (bec ou ronde) et l'angle d'incidence.
- ❖ $H_{aff} = h_g + h_l$.

II.3.2.4. Sismicité du site

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

❖ Classification de la zone sismique : d'après l'article 3.1.1 du RPOA2008

La carte de zonage sismique (figure 3.1 du RPOA), révèle l'appartenance de la région de BEJAIA à la zone IIa.

❖ Classification du pont : d'après l'article 2.2 du RPOA2008

Selon la norme citée, les ponts sur itinéraires d'acheminement des secours et de desserte des installations d'importance vitale sont classés dans le groupe 1, à savoir des ponts stratégiques.

❖ Coefficient d'accélération de zone « A » : d'après l'article 3.1.2 du RPOA2008

Le coefficient d'accélération de zone « A » est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Selon le tableau 3.1 du RPOA, ceci correspond à $A = 0.25$.

II.3.2.5. Climatique

Le climat de la région est influencé par des facteurs qui lui donnent des caractéristiques spécifiques.

❖ Température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structures, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et appareils d'appui. Pour notre ouvrage, on a pris une variation uniforme de température $\Delta T = 30^\circ$.

❖ Neige :

Il est rare que l'on ait à considérer des charges de neige sur les ponts. Cela peut se produire dans certains cas particuliers. L'évaluation des charges se réfère aux règles en vigueur, mais la prise en compte de la neige reste à l'initiative du projeteur en fonction des risques physiques réels.

❖ Vent :

Cette action est fixée par l'actuel règlement des charges (**RCPR 2008** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes). D'après ce document, les efforts du vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- **2.00KN/m²** pour les ouvrages en services.

- **1.25KN/m²** pour les ouvrages en cours de construction.

Pour notre cas, on n'a pas pris en considération l'effet du vent.

II.4. CONCLUSION

À la fin de ce chapitre, on peut conclure que la conception d'un ouvrage de rendement optimal devra tenir compte des données naturelles imposées par le site d'implantation ainsi que les données fonctionnelles relatives à la voie portée par l'ouvrage. Le rassemblement de ces données a été fait par des visites sur site et l'analyse de l'ensemble des documents qui nous ont été fournis par le maître d'ouvrage l'ADA et le BET de l'entreprise SAPTA.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception est l'étape clé qui permettra l'optimisation d'un ouvrage projeté d'un point de vue technique, économique et esthétique. Divers paramètres sont pris en compte pour aboutir à la conception qui répondra au mieux aux besoins et exigences déterminées en amont du projet. Dans ce qui suivra, il sera question de procéder à une analyse multicritère entre différentes variantes minutieusement pré-dimensionnées.

III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle.
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques et c'est le point que nous allons aborder dans ce chapitre.
- L'étude détaillée de la solution à retenir et qui fera l'objet des chapitres qui suivront ce chapitre.

Donc notre but dans ce chapitre est de traiter la conception et le pré-dimensionnement de notre ouvrage qui a pour objectif de déterminer le type d'ouvrage à projeter. Pour satisfaire ces objectifs, nous devrions effectuer une analyse multicritères sur chacune des variantes entretenues pour enfin choisir celle qui présente des caractéristiques optimales. C'est une opération de synthèse dans laquelle de nombreux paramètres interviennent et qui fait appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur, parmi ces paramètres qui interviennent dans le choix du type d'ouvrage :

- La nature de l'obstacle à franchir.
- Le gabarit à respecter.
- Le niveau d'eau selon les crues centennales et la hauteur du tirant d'air à respecter.
- L'esthétique de l'ouvrage.
- Les profils de la chaussée (en plan, en long et en travers).
- L'emplacement possible des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Les techniques et moyens de réalisation selon l'accessibilité du site.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES

D'après l'analyse des données acquises sur le site et vu les contraintes budgétaires et la situation géographique du site de l'ouvrage, ne nous permettent pas de converger vers un pont exceptionnel tel qu'un pont hauban ou un pont suspendu, notre choix est limité aux trois variantes suivantes :

- Pont mixte bipoutre à bipoutres.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).

III.4. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.4.1. Variante 1 : « Pont mixte à bipoutres »

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type « bipoutre ». Leur tablier est composé d'une dalle en béton, en général simplement armée, et d'une ossature métallique constituée de deux poutres principales en I connectées à la dalle et reliées par des poutres secondaires appelées « entretoises » espacées de 8m environ, ne présentant aucun contact avec la dalle ou bien par des « pièces de pont » espacées de 4m environ, qui soutiennent la dalle et permettent de réduire son épaisseur dans le cas d'un tablier de pont d'une largeur qui dépasse 13 à 14 m.

III.4.1.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

❖ Conception longitudinale

On propose dans cette première variante de projeter un pont mixte bipoutre continu à hauteur constante composé d'une travée principale de 69 m de longueur et deux travées de rives de 35.15 m de longueur, donc un pont d'une longueur totale de 140.8 m.

Le choix de la longueur de la travée principale est fait selon la nature d'obstacle franchi par l'ouvrage (un oued dans notre cas), donc il serait plus intéressant d'éloigner au maximum les appuis du lit d'oued afin de réduire le risque d'affouillement en s'assurant que le rapport entre la longueur des travées de rives et la longueur de la travée principale soit entre 0.5 et 0.6, ce qui permet de limiter la longueur totale de l'ouvrage au strict minimum.

❖ Conception transversale

La largeur du tablier est de 15.59 m, la conception correspondante à cette largeur consiste à appuyer la dalle transversalement entre les deux poutres principales avec des pièces de pont espacées de 4 m environ.

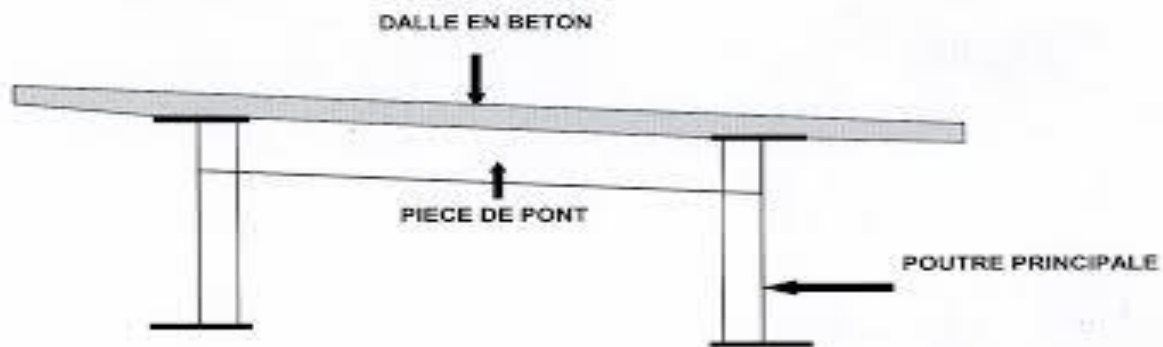


Figure III. 1. Bipoutres à pièces de pont.

❖ Conception des poutres principales + la dalle

Les deux poutres principales sont des profilés reconstitués soudés de forme I, comportant donc une âme et deux semelles, surmontées d'une dalle en béton armé. Le pré-dimensionnement des poutres et de la dalle est fait selon les recommandations du livre de

conception Jean-Armand CALGARO et le guide SETRA de conception durable des ponts mixtes (septembre 2010), les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 1. Récapitulation du pré-dimensionnement de la poutre + la dalle.

Eléments	Loi de pré-dimensionnement	Application numérique (m)	Valeur retenue (m)
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.333}, 0.4 + \frac{X}{35} \right)$	$\text{Max} \left(\frac{69}{28} \left(\frac{15.59}{12} \right)^{0.333}, 0.4 + \frac{69}{35} \right)$ Max (2.689, 2.371)	2.7
Entraxe des poutres	LA = environ 0,55 LT LB = LT – 4 m. Entraxe : 0.5 LA + 0.5 LB	LA = 0,55*15.59 = 8.5745 LB = 15.59 – 4 m = 11.59 Entraxe : 0.5*8.5745 + 0.5*11.59 = 10.08	10.1
Largeur des semelles inf des poutres	$0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}$	$0.25 + \frac{15.59}{40} + \frac{69}{125} = 1.19$	1.2
Largeur des semelles sup des poutres	Binf – 0,100 pour un tablier à deux voies Binf – 0,200 pour un tablier à quatre voies	1.2 – 0,100 = 1.1 1.2 – 0,200 = 1	1
Epaisseur des semelles inf des poutres	$\frac{b}{t} \leq 22$	$\frac{b}{20} = \frac{1.2}{20} = 0.06$	0.06
Epaisseur des semelles sup des poutres	$\frac{b}{t} \leq 22$	$\frac{b}{20} = \frac{1.05}{20} = 0.0525$	0.053
Epaisseur des âmes des poutres	$tw \geq 0.005 hw$	$0.005*(2.7 - 0.06 - 0.053) = 0.012$	0.02
Epaisseur de la dalle	24 à 26 cm	/	0.25

❖ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres en I à âme pleine, généralement composées de tôles soudées, qui portent directement la couverture tout en assurant l'entretoisement des poutres principales, les dimensions retenues pour les pièces de pont selon les recommandations du livre de conception Jean-Armand CALGARO et le guide SETRA de conception durable des ponts mixtes (septembre 2010) sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 2. Récapitulation du pré-dimensionnement des pièces de pont.

Eléments	Loi de pré-dimensionnement	Application numérique (m)	Valeur retenue (m)
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1 / 11ème de LA ou LB	$\frac{1}{11} * 8.5745 = 0.8$ $\frac{1}{11} * 11.59 = 1.1$	0.8
Largeur des semelles	220 à 300 mm	/	0.22
Epaisseur des semelles	Environ 20 mm	/	0.02
Epaisseur des âmes	10 à 12 mm	/	0.011

❖ Choix de la nuance d'acier

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

Pour les pièces de pont et les raidisseurs, on opte pour des profilés reconstitués soudés en acier S355K2+N.

❖ La connexion entre la dalle et la charpente métallique

La dalle est assemblée avec la semelle supérieure des profilés métalliques par l'intermédiaire d'un organe mécanique sous forme de tige appelé « goujon », permettant alors d'assurer l'adhérence entre la dalle et les poutres principales afin d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

III.4.1.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Conception des piles

Pour une meilleure transmission des charges de la superstructure aux fondations, on a choisi des piles de type voile, les dimensions retenues sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 3. Récapitulation du pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile	Epaisseur	1.2	
	Longueur	12,70	
	Hauteur	Hp ₁ = 9.60 Hp ₂ = 10.20	
Semelles	Largeur	6	
	Longueur	15	
	Hauteur	1.7	
Pieux	Nombre	10	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	15	

❖ Conception des culées

Les culées choisies sont des culées remblayées, les dimensions retenues sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 4. Récapitulation du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 4.68$ $H_{C2} = 4.75$	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	2.05	
Mur en retour	Épaisseur	0.70	
Mur garde grève	Hauteur	3.40	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	0.45	
Dalle de transition	Longueur	5.00	
	Épaisseur	0.30	
	Largeur	14.80	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	15.70	
	Hauteur	1.70	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	10.00	
	Profondeur	10.00	
	Entraxe	3.60	

III.4.2. Variante 2 : « Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

La méthode de construction par encorbellement successif présente une gamme des portées envisageables très large (entre 40m et 150m). Elle est très avantageuse dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées, et aussi pour des sites montagneux avec des brèches de grandes hauteurs, en effet cette méthode peut être mise en

œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, versants abrupts, sols de très mauvaise qualité, site maritime...).

Ce mode de construction se réalise soit en utilisant des voussoirs préfabriqués ou en coulant les voussoirs sur place choix pour lequel on a opté pour cette variante vu qu'on n'est pas en zone urbaine (cout du transport).

III.4.2.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

❖ Conception longitudinale

➤ Distribution des travées

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. Cette longueur supplémentaire (qui mesure 10 à 20 pour cent de la longueur des travées principales), donne des longueurs de travées de rive comprises entre 0.6 à 0.7 de la longueur de la travée principale.

Les travées de rive sont habituellement construites sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Pour cette deuxième variante, on propose une coupe longitudinale composée d'une travée principale de 62 m et deux travées de rives de 38.65 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 141.3 m.

➤ Découpage des voussoirs

Pour un pont voussoir construit par encorbellements successifs coulé sur place, et en tenant compte des moyens de réalisation disponibles (le poids et la capacité de l'équipage mobile), on opte pour un découpage : des voussoirs courants de 4.5 m de longueur, des voussoirs sur pile de 6 m et des voussoirs de clavage de 2 m, ce qui nous donne 33 voussoirs :

- 26 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée.
- 3 voussoirs de clavage.

❖ Conception transversale

➤ Choix du type de caisson

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine (forme Trapèze).

➤ **Pré-dimensionnement de la section transversale**

Le pré dimensionnement des sections transversales se fera à l'aide du document (S.E.T.R. A). Dans les ouvrages de portée principale est inférieure à 65 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante. ($h_p = h_c = h$).

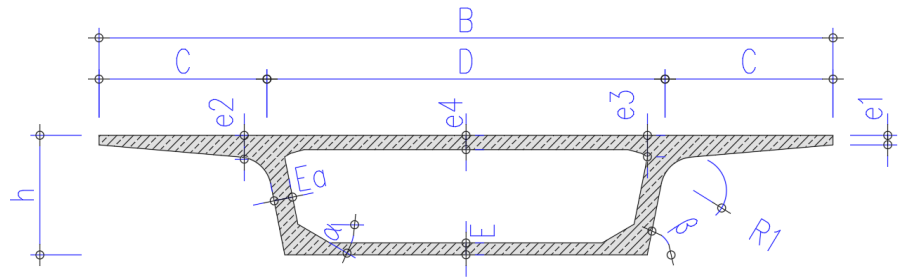


Figure III. 2. Notations des dimensions d'un voussoir.

Les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après

Tableau III. 5. Les dimensions de la section transversale du voussoir.

Elément	Formule	Valeur
Hauteur du voussoir h	$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$	h = 2.5 m
Largeur du voussoir B	B	B = 15.6 m
C	$C = B/4$	C = 3.9 m
D	$D = B / 2$	D = 7.8 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e ₁	$e_1 > 20 \text{ cm à } 25 \text{ cm}$	e ₁ = 20 cm
e ₂	$D'/7 < e_2 < D'/5$ $D' = C - E_a / 2$	e ₂ = 50 cm
e ₃	$e_3 = 0.1 + D/25$ $e_3 > e_2 - 0.1$ $e_3 > 1.5 e_4$	e ₃ = 45 cm
e ₄	$D/30 < e_4 < D/25$ $e_{4 \text{ min}} = 20 \text{ cm}$	e ₄ = 30 cm
Inclinaison de l'âme β	10 à 30%	20 %
Epaisseur de l'âme E _a	cas courant : $E_a = \frac{L}{275} + 1.25 \frac{B}{L} - 0.125$ cas particulier : $E_a = 0.26 + \frac{L}{500}$	E _a = 40 cm
Epaisseur de l'hourdis inférieur E _c = E _p = E	$E \geq \max (18 ; 3\Phi ; E_a/3)$	E = 25 cm
Gousset supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	α1 = 30° α2 = 15°
Gousset inférieur	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	α = 40°
Rayons	-	R ₁ = 0.7 m

III.4.2.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ Piles

Pour cette variante et selon les documents SETRA, on a choisi des piles de type voile qui ont une section qui répond aux exigences du rendement mécanique ainsi que pour leur esthétique.

Les dimensions des piles sont définies dans le tableau ci-après

Tableau III. 6. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Voile évidé	Largeur	Variable de 6 a 3	
	Longueur	Variable de 7.80 a 4.80	
	Hauteur	HP1 = 10.09 HP2 = 10.78	
Semelles	Largeur	9.20	
	Longueur	9.20	
	Hauteur	2.3	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	9	
	Profondeur	15	
	Entraxe	3.40	

❖ Culées

Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que la variante 1 et ses dimensions sont définies dans le tableau suivant

Tableau III. 7. Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 4.70$ $H_{C2} = 4.70$	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	2.95	
Mur en retour	Épaisseur	0.70	
Mur garde grève	Hauteur	3.20	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	0.40	
Dalle de transition	Longueur	5.00	
	Épaisseur	0.30	
	Largeur	14.80	
Semelles	Largeur	9.2	
	Longueur	15.70	
	Hauteur	2.30	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	15	
	Profondeur	15	
	Entraxe	3.40	

III.4.3. Variante 3 : « Pont à poutres en béton précontraint du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont constitués de poutres longitudinales de hauteur constante, solidarisées par un hourdis en béton armé coulé en place. Les poutres sont reliées entre elles par des entretoises uniquement au niveau des appuis.

Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure d'atteindre des portées allant de 30 à 50 mètres.

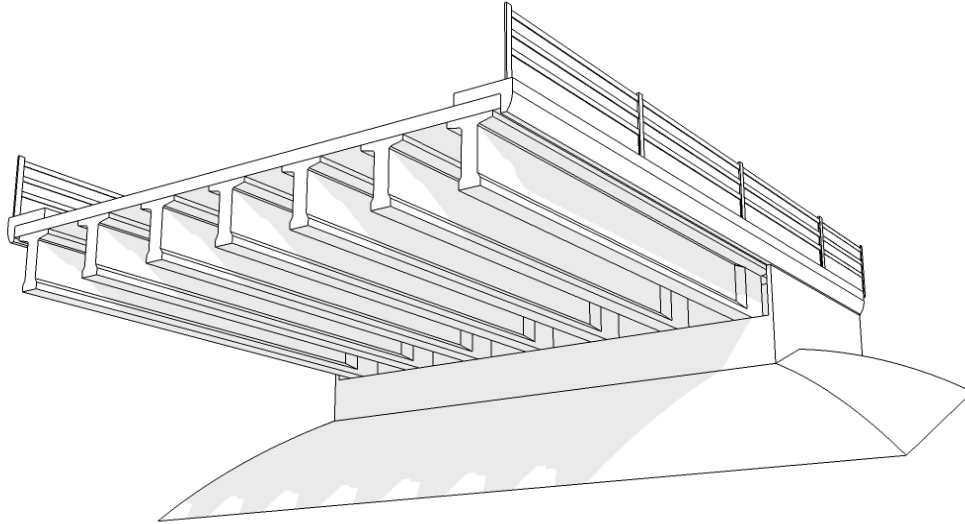


Figure III. 3. Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

III.4.3.1. Pré-dimensionnement de la superstructure

❖ 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 VIPP.

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 4 travées équidistantes avec des poutres de 35 m de longueur, donc un pont d'une longueur totale de 140.3 m.

❖ Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été élaboré conformément au guide de conception SETRA [VIPP/1996], les dimensions sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 8. Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 3.

Eléments	Ratio usuel	Application numérique	Valeur retenue
Hauteur des poutres	$L / 20 \leq H_p \leq L / 17$ L : portée de la poutre.	$L = 35 \text{ m}$ $1.75 \leq H_p \leq 2.06$	1.8 m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$	/	0.25 m

Hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	$H_t = 1.8 + 0.25 = 2.05$	2.05 m
Entraxe des poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2.5$	/	1.81 m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	$N = \frac{14.49}{1.81} + 1 = 9.005$	9 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b \geq 0.6 * 1.8$ $b \geq 1.08$	1.1 m
Epaisseur de la table de compression	$0.12 < e_1 < 0.15$	/	0.15 m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1 / 15 \leq \tan \alpha \leq 1 / 10$	/	1 / 10
Gousset de la table de compression	$\beta = 45^\circ$	/	45°
Epaisseur de l'âme (section médiane)	$E_a \geq 14 + \Phi$, avec $\Phi = 8$ cm (diamètre de la gaine de précontrainte)	$E_e \geq 14 + 8$ $E_e \geq 22$	0.25 m
Epaisseur de l'âme (section d'about)	$0.6 \leq E_a \leq 0.9$	/	0.6 m
Largeur du talon	$0.6 \leq b_t \leq 0.9$	/	0.6 m
Epaisseur du talon	$0.1 \leq e_t \leq 0.2$	/	0.2 m
Gousset du talon	$1 \leq \tan \theta \leq 1.5$	/	60°
Hauteur de l'entretoise d'about	$H_e = H_p - 0.4$	$H_e = 1.8 - 0.4$ $H_e = 1.4$	1.4 m

Epaisseur de l'entretoise d'about	$0.25 \leq Ee \leq 0.3$	/	0.3 m
-----------------------------------	-------------------------	---	-------

III.4.3.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

❖ **Conception des piles selon le guide SETRA**

Les dimensions retenues pour les piles sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 9. Récapitulation du pré-dimensionnement des piles.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Chevêtre	Largeur	2.50	
	Longueur	15.60	
	Hauteur	1.55	
Fûts	Diamètre	2.00	
	Nombre	3 / Pile	
Semelles	Hauteur	$H_1 = 8.35 ; H_2 = 9.95 ; H_3 = 10.60$	
	Largeur	6.00	
	Longueur	15.20	
Pieux	Hauteur	1.70	
	Nombre	10	
	Diamètre	1.20	
	Profondeur	10	

❖ **Conception des culées selon le guide SETRA**

Les dimensions retenues pour les culées sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 10. Récapitulation du pré-dimensionnement des culées.

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	$H_{C1} = 5.80$ $H_{C2} = 5.87$	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	1.50	
Mur en retour	Épaisseur	0.70	
Mur garde grève	Hauteur	2.29	
	Longueur	15.60	
	Épaisseur	0.30	
Dalle de transition	Longueur	5.00	
	Epaisseur	0.30	
	Largeur	14.80	
Semelles	Largeur	6.00	
	Longueur	15.70	
	Hauteur	1.70	
Pieux	Diamètre	1.20	
	Nombre	10.00	
	Profondeur	10.00	
	Entraxe	3.60	

III.5. ANALYSE MULTICRITERE

III.5.1. Comparaison entre les 3 techniques de construction

L'analyse multicritères est un outil d'aide à la décision pour comparer les différentes options sur la base de critères cités ci-dessous.

Chacune des trois variantes proposées fera, donc, l'objet d'une comparaison selon des critères techniques (étude et réalisation), d'économie (matériaux, matériels, personnels, délai et entretien...), et des critères d'esthétique (élancement, nombre d'appuis, qualité des

parements...), en tenant compte des recommandations des documents traitant ce type d’analyse ainsi que de l’avis technico-commercial des ingénieurs sur terrain.

Tableau III. 11. Analyse multicritère des variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont mixte bipoutres.	<ul style="list-style-type: none"> - La possibilité de franchir des grandes portées. - Tablier de pont mince, structure légère. - La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. - La rapidité de l'exécution. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite une main d'œuvre qualifiée (pour les soudures). - Difficulté d'exécution. - Coût très élevé relativement aux deux premières variantes. - Entretien périodique. (l'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.). - La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. - La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur chantier. - Sensibilité au gradient thermique. (les sollicitations climatiques la différence de températures entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton).
Variante 2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	<ul style="list-style-type: none"> - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. - Réduction et meilleure utilisation des coffrages. - Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. - Rapport coût-esthétique assez bien. 	<ul style="list-style-type: none"> - Contrainte de dégagement vertical (voussoir de 2.5 m de haut). - La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Eléments structuraux de dimensions importantes, donc le poids est très important. - Entretien difficile en cas de grands dégâts (séisme). - La difficulté de coulage sur place.

Variante 3 : 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. - Le fonctionnement isostatique de ce type de structure qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique. - Une bonne réutilisation des coffrages. - Coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. - Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution de l'ouvrage. - Coût de réalisation bas relativement aux autres variantes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Contrainte de dégagement vertical (tablier de 2 m de haut). - Poids propre assez grand. - Nombre important de piles (3) par rapport aux autres variantes. - Le grand nombre d'appareils d'appuis. - Un aspect esthétique ordinaire.
---	---	---

III.5.2. Devis estimatif et quantitatif des trois variantes

Le devis estimatifs et quantitatifs des trois variantes est donné dans les tableaux ci-après

Tableau III. 12. Devis estimatif et quantitatif de la 1ère variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	800.00	58000.00	46400000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	2400.00	2500.00	6000000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	80.00	40000.00	3200000.00
1.4	Recepape des pieux	U	80.00	20000.00	1600000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4000000.00	4000000.00

TOTAL (Poste 1)	61200000.00
------------------------	-------------

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M ²	770.00	10500.00	8085000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M ³	1 253.00	17400.00	21802200.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	591.30	18000.00	10643400.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	840.00	18000.00	15120000.00
2.5	Béton RN 35 pour la dalle	M ³	1 105.00	25000.00	27625000.00
TOTAL (Poste 2)					83275600.00

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	353.00	135000.00	47655000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	193.40	135000.00	26109000.00
3.4	acier charpente métallique pour tablier	T	869.45	450000.00	391254300.00
TOTAL (Poste 3)					465018300.00

TOTAL HORS TAXES	609493900.00
T V A 19 %	115803841.00
TOTAL EN TTC	725297741.00
Sept cent vingt-cinq millions deux cent quatre-vingt-dix-sept mille sept cent quarante et un dinars et zéro centimes	

Tableau III. 13. Devis estimatif et quantitatif de la 2ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1 440.00	58000.00	83 520 000.00
1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	4 320.00	2500.00	10 800 000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	96.00	40000.00	3 840 000.00
1.4	Recepape des pieux	U	96.00	20000.00	1 920 000.00

1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4000000.00	4 000 000.00
TOTAL (Poste 1)					104 080 000.00

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles.	M ²	953.00	10500.00	10 006 500.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles culées).	M ³	2 116.00	17500.00	37 030 000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	670.00	18000.00	12 060 000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	1 124.00	18000.00	20 232 000.00
2.5	Béton RN 35 pour voussoirs en béton précontraint	M ³	2 545.00	35000.00	89 075 000.00
TOTAL (Poste 2)					168 403 500.00

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	502.00	135000.00	67 770 000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour voussoirs en béton précontraint préfabriqués	T	382.00	135000.00	51 570 000.00
3.4	Acier de précontraint par post-tension pour voussoirs préfabriqués	T	115.00	480000.00	55 200 000.00
TOTAL (Poste 3)					174 540 000.00

TOTAL HORS TAXES	447 023 500.00
T V A 19 %	84 934 465.00
TOTAL EN TTC	531 957 965.00
Cinq cent trente et un millions neuf cent cinquante-sept mille neuf cent soixante-cinq dinars et zéro centimes	

Tableau III. 14. Devis estimatif et quantitatif de la 3ème variante.

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	PRIX UNITAIRE (HT)	Montant
Poste 1 : Pieux					
1.1	Réalisation des pieux Ø 1200 mm verticaux en terrain non rocheux	ML	1000.00	58000.00	58000000.00

1.2	Fourniture et mise en œuvre des tubes métalliques Ø 50/60 pour auscultation sonique	ML	3000.00	2500.00	7500000.00
1.3	Essais d'auscultation sonique	U	100.00	40000.00	4000000.00
1.4	Recepape des pieux	U	100.00	20000.00	2000000.00
1.5	Essais statiques des pieux isolés sous compression axiale	U	1.00	4000000.00	4000000.00
TOTAL (Poste 1)					75500000.00

Poste 2 : Béton					
2.1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles.	M ²	966.00	10500.00	10143000.00
2.2	Béton RN 27 pour semelles (piles culées).	M ³	1572.00	17500.00	27510000.00
2.3	Béton RN 27 pour piles	M ³	910.00	18000.00	16380000.00
2.4	Béton RN 27 pour culées	M ³	742.00	18000.00	13356000.00
2.5	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M ³	3100.00	22000.00	68200000.00
TOTAL (Poste 2)					135589000.00

Poste 3 : Acier					
3.1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	358.00	135000.00	48330000.00
3.2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	542.00	135000.00	73170000.00
3.4	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	116.02	450000.00	52209000.00
TOTAL (Poste 3)					173709000.00

TOTAL HORS TAXES	384798000.00
T V A 19 %	73111620.00
TOTAL EN TTC	457909620.00
Quatre cent cinquante-sept millions neuf cent neuf mille six cent vingt dinars et zéro centimes	

III.5.3. Analyse des variantes

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

Après analyse des points de comparaison tout en se basant sur les critères cités précédemment et sur le devis quantitatif, On constate que la variante mixte bipoutre a pu être la solution

convenable à ce franchissement lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, c'est la variante la plus esthétique, cependant le coût énorme par rapport aux autres variantes (volume d'acier important) et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix.

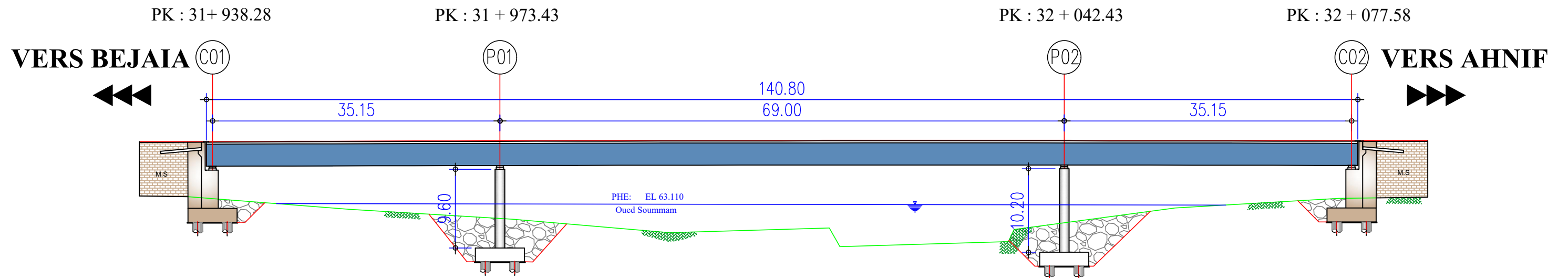
Alors que le recours à la construction par encorbellements successifs à hauteur constante présente un désavantage vu la difficulté à couler sur place (site non urbain les voussoirs préfabriqués sont à éviter vu le problème du transport), en plus notre profil présente une faible altitude, un pont voussoir sera un gaspillage de précontrainte, et la construction sans toucher le sol n'est pas vraiment justifiée.

Quant à la 3^{ème} variante c'est la plus économique, simple et rapide à réaliser, elle a le tablier le moins coûteux, la plus avantageuse pour notre cas (profil de faible altitude, pont droit d'une longueur acceptable c'est à dire nombre d'appuis acceptable).

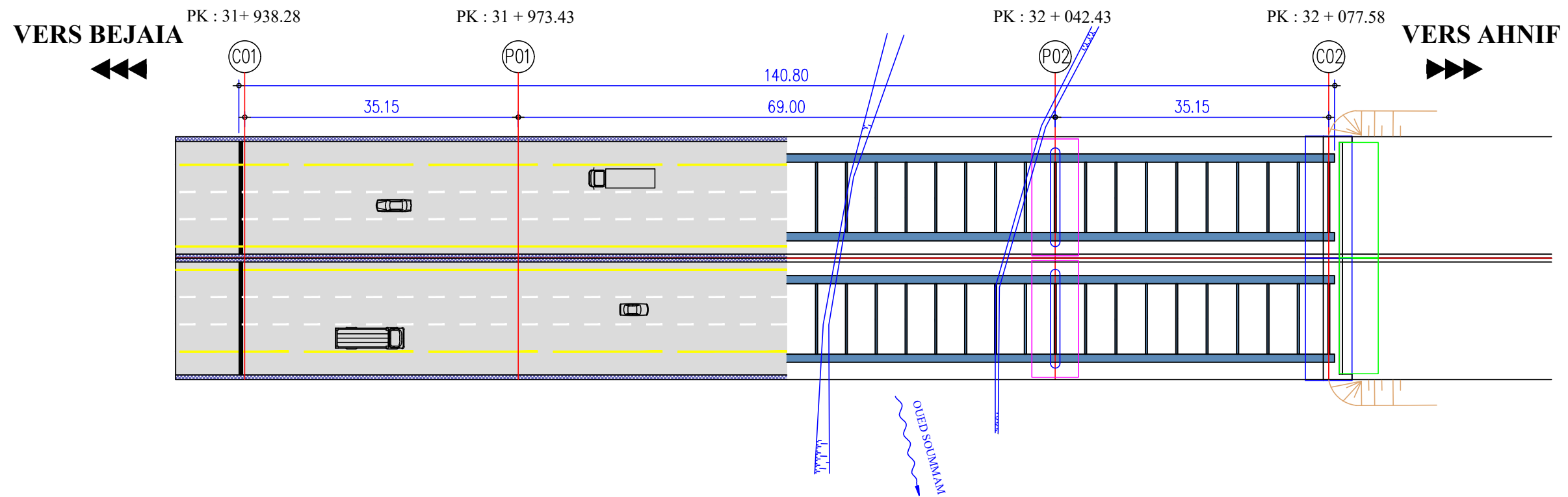
III.6. CONCLUSION

Après le pré-dimensionnement des trois variantes et d'après l'analyse multicritères, on a opté pour la solution la plus avantageuse : **la variante pont à poutres en béton précontraint par post tension de type VIPP** et qui serait retenue pour une étude détaillée dans la suite des chapitres de ce mémoire.

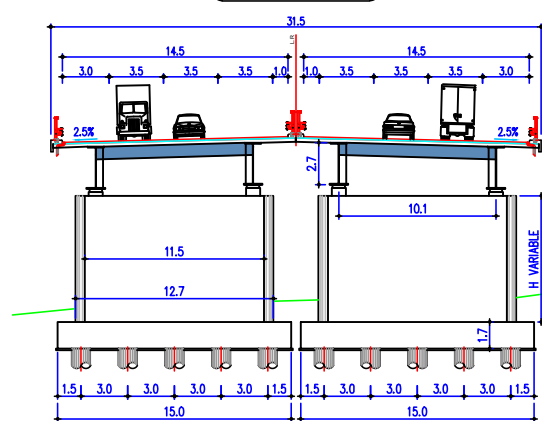
COUPE LONG ECH:1/500



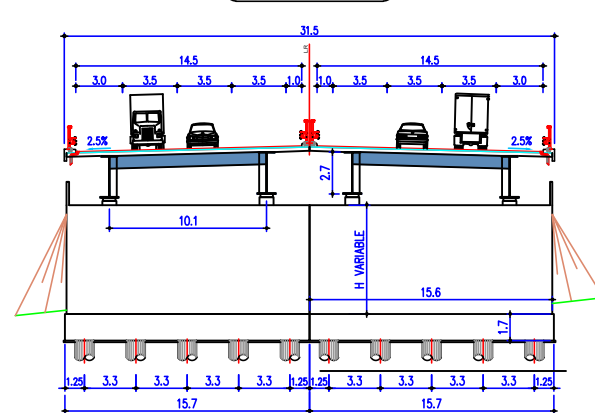
VUE EN PLAN ECH:1/650



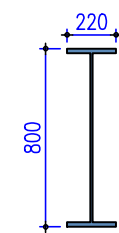
COUPE SUR PILE ECH:1/500



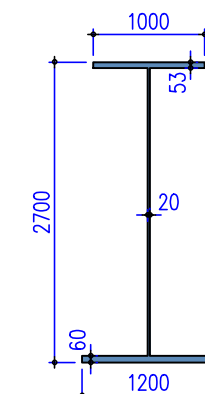
COUPE SUR CULÉE ECH:1/500



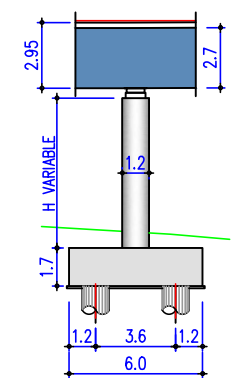
PIECE DE PONT ECH:1/35



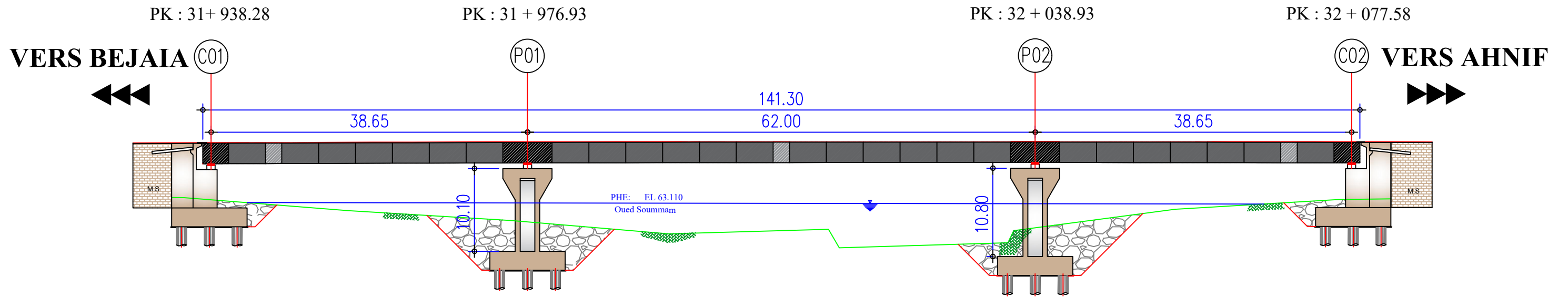
S-PRS ECH:1/70



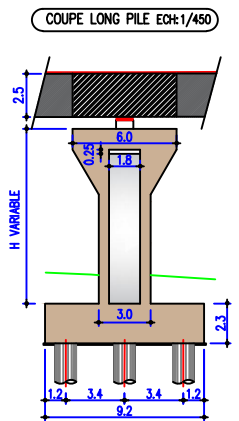
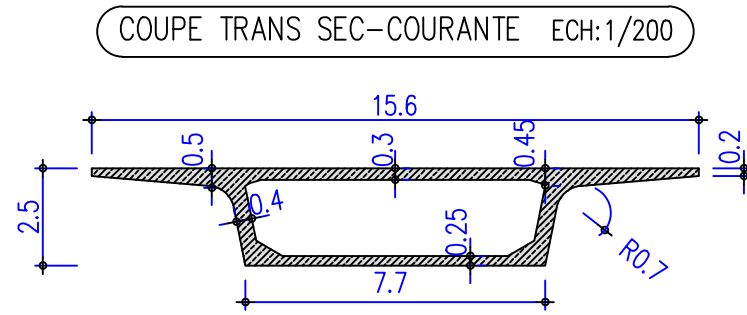
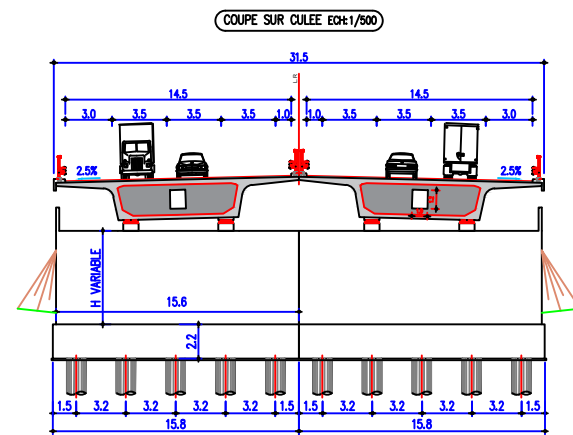
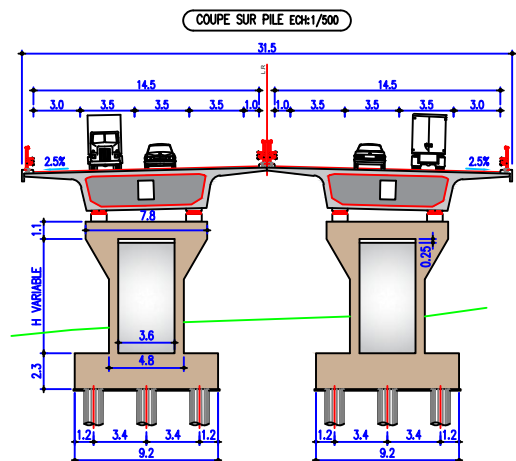
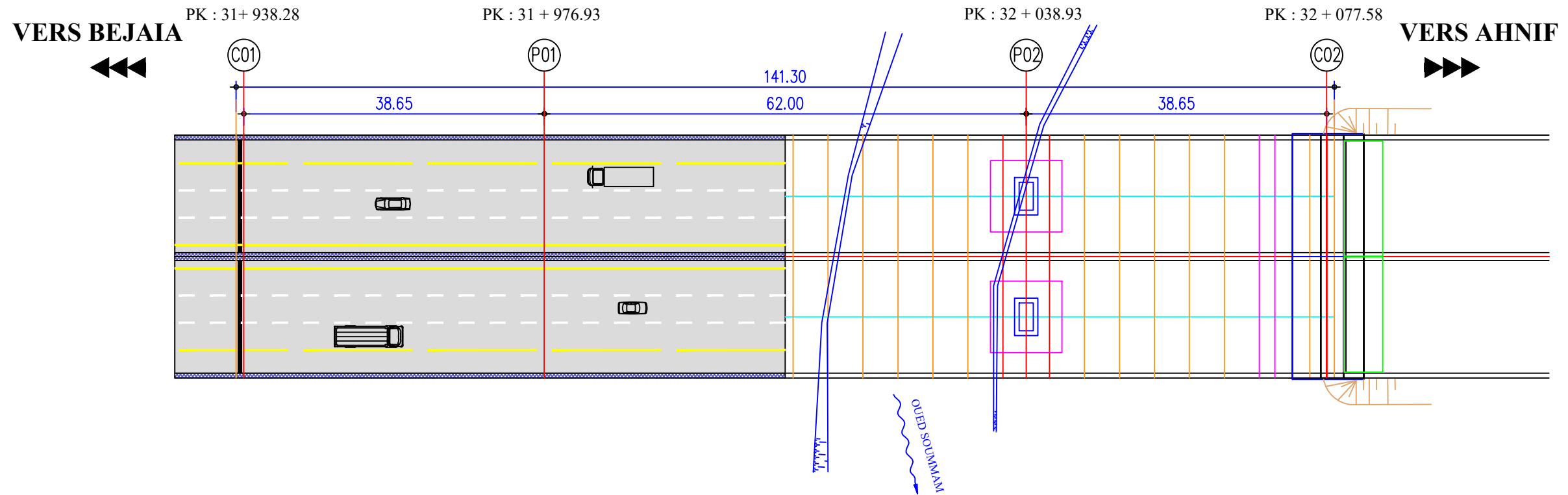
COUPE LONG PILE ECH:1/350



COUPE LONG ECH:1/500



VUE EN PLAN ECH:1/650



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un OA du PK 31+938.28 au PK 32+077.58 dans le cadre de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF BOUIRA

Réalisé par

CHIKOUCHE & DRICI

Chapitre

Conception et pré-dimensionnement

Page

43

N° Planche

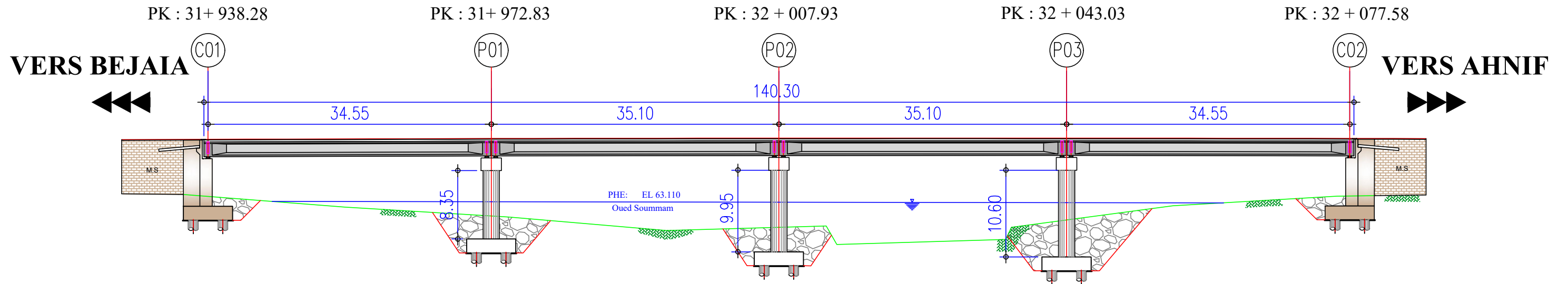
1/1

Variante n°2

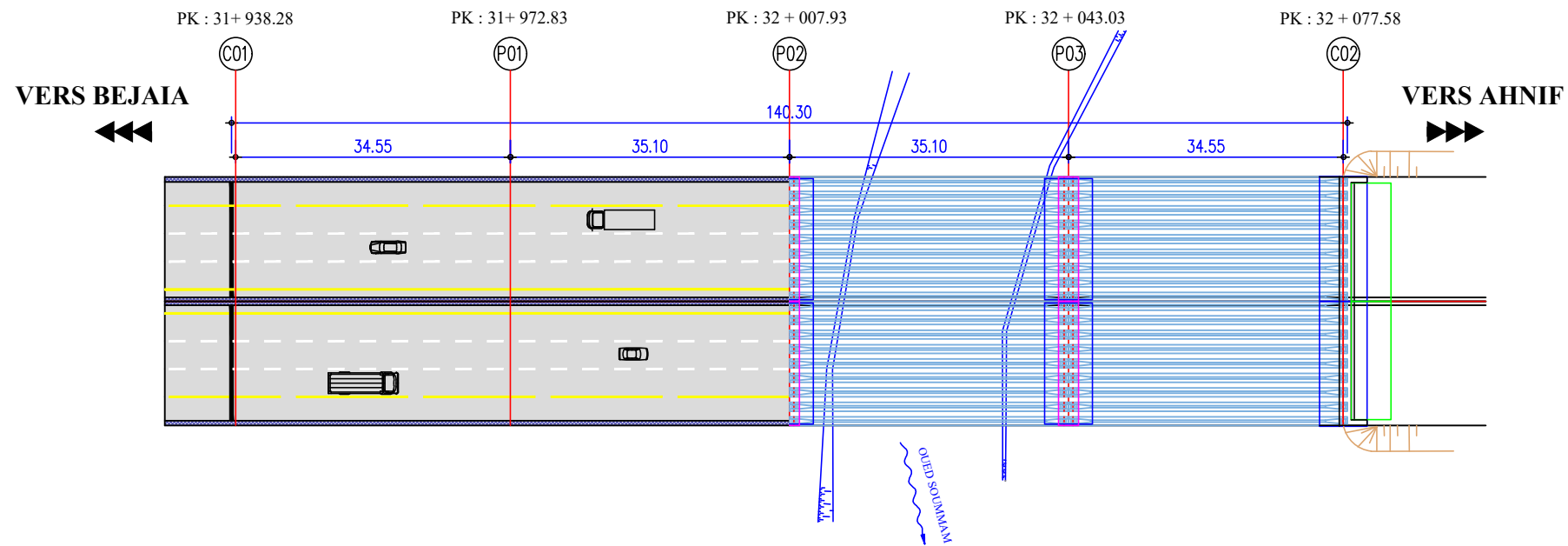
Pont voussoir construit par encorbellements successifs



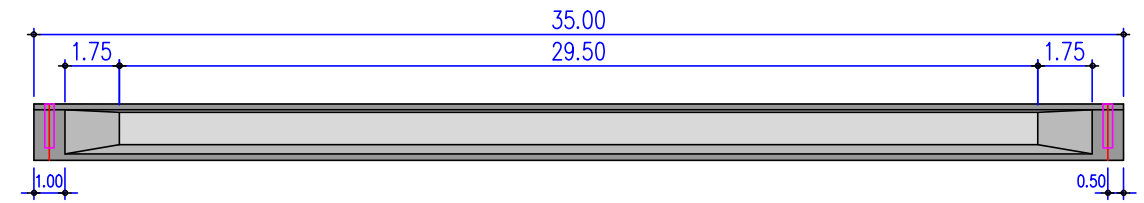
COUPE LONG ECH:1/500



VUE EN PLAN ECH:1/850



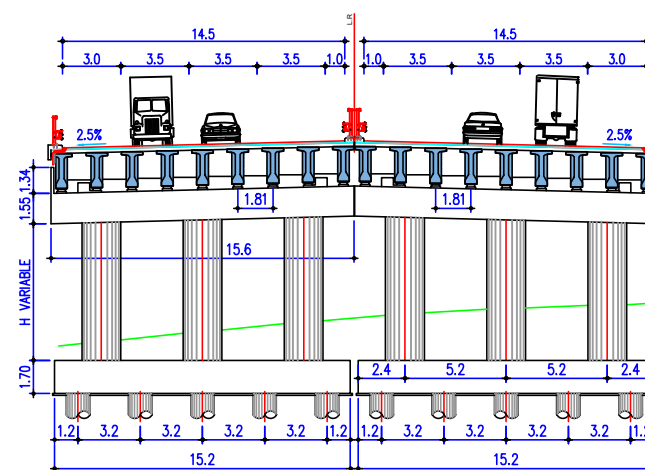
VUE EN LONG DE LA POUTRE ECH:1/250



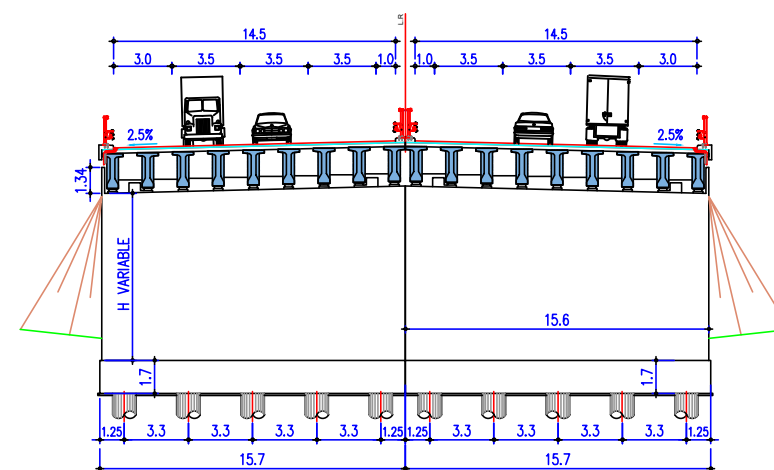
VUE EN PLAN DE LA POUTRE ECH:1/250



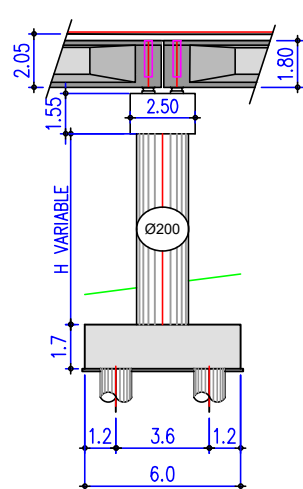
COUPE SUR PILE ECH:1/400



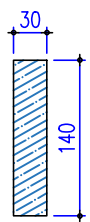
COUPE SUR CULEE ECH:1/400



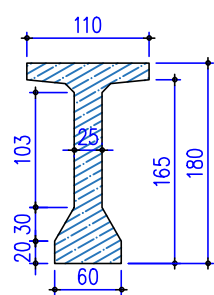
COUPE LONG PILE ECH:1/300



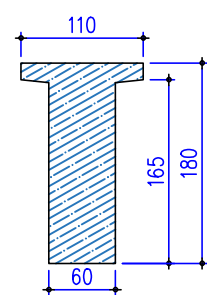
ENTRETOISE ECH:1/70



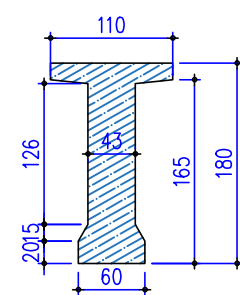
S-MEDIANE ECH:1/70



S-ABOUT ECH:1/70



S-INTERMEDIAIRE ECH:1/70



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger

Fax : (023) 70 19 38

Tel : (023) 70 19 04

Site web : www.enstp.edu.dz

E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un OA du PK 31+938.28 au PK 32+077.58 dans le cadre de la liaison autoroutière reliant le port de BEJAIA à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'AHNIF BOUIRA

Réalisé par

CHIKOUCHE & DRICI

Chapitre

Conception et pré-dimensionnement

Page

44

N° Planche

1/1

Variante n°3

Pont à poutres précontraintes du type VIPP



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

CHAPITRE IV

CHARGES ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

L'étude et le calcul d'un pont sont en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage en vigueur en Algérie, et cela dans l'objectif de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Au présent de ce chapitre, on va définir et évaluer les différents matériaux de construction et leurs caractéristiques, les principales actions applicables au pont, les actions hors trafic, dues au trafic et leur combinaison.

IV.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.
- **Fascicule 62** : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

Pour la réalisation des éléments porteurs, on emploie un béton dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA.

IV.3.1.1. Résistance en compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée **f_{c28}** .

$f_{c28} = 27$ MPA Pour le béton de l'infrastructure.

$f_{c28} = 35$ MPA Pour le béton du tablier.

La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

IV.3.1.2. Résistance en traction

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPA.

Pour $j = 28$ jours, on trouve alors :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.2 \text{ MPA} \text{ Pour le béton de l'infrastructure.}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2.7 \text{ MPA} \text{ Pour le béton du tablier.}$$

IV.3.1.3. Contraintes admissibles à la compression

❖ **A l'ELU**

$$f_{bu} = 0.85 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b) \text{ (MPa)}$$

Il est à noter que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1\text{h} \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γ_b étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

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

❖ **A l'ELS**

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

Tableau IV. 1. Les contraintes admissibles du béton.

Etat	Contraintes limites	Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83
		$\gamma_b = 1.15$	25.87
ELS	$f_{bc} (\overline{\sigma}_{bc})$ (MPa)	21.00	16.20

IV.3.1.4. Déformation du béton

❖ **Longitudinalement**

Le module de déformation longitudinale du béton "E_{ij}" défini par les règles B.A.E.L est donné comme suit :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h.} \\ E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.} \end{cases}$$

❖ **Transversalement**

Selon la loi de Hooke, la formule du module de cisaillement est la suivante :

$$G = E/2 (1 + \nu)$$

Avec ν étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et déformation longitudinale, tel que :

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite de service.} \\ \nu = 0.3 \text{ à l'état limite ultime (plasticité).} \end{cases}$$

IV.3.2. Armatures

IV.3.2.1. Armatures passives

Le type d'armatures choisi est un acier à haute adhérence de nuance Fe E500 qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa.
- Module de déformation plastique : $E_s = 200\,000$ MPa.

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

8 10 12 14 16 20 25 32 40

Les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml pour les barres droites.

❖ **Contraintes admissibles**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des contraintes admissibles selon le B.A.E.L :

Tableau IV. 2. Les contraintes admissibles des armatures passives.

Fissuration	Formule de la contrainte limite		Valeur obtenue (MPa)	
			Super	Infra
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire : $\gamma_s = 1.15$	434.78	434.78
		S-Accidentelle : $\gamma_s = 1$	500.00	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$, $n = 1.6$ pour HA		250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0.4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\}$, $n = 1.6$ pour HA		200.00	200.00

IV.3.2.2. Armatures actives

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance dont la fabrication nécessite des différents traitements thermomécaniques ainsi qu’une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

Les câbles Freyssinet sont définis comme suit :

- Un chiffre indiquant le nombre de torons constituant le câble.
- La lettre T signifiant qu’il s’agit d’un câble à torons.
- Un second chiffre définissant le type de torons.

Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons T15 TBR (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\ 770\ \text{MPa}$.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\ 593\ \text{MPa}$.
- Module d’élasticité : $E_p = 190\ 000\ \text{MPa}$.
- Section droite d’un toron : $A_{p\ 1\text{toron}} = 140\ \text{mm}^2$.
- Section d’un câble : 12T15 $\rightarrow A_p = 1\ 680\ \text{mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : 12T15 $\rightarrow \Phi = 80\ \text{mm}$.
- Coefficient de relaxation des câbles à 1000 heures : $\rho = 2.5\ \%$.
- Coefficient de recul d’encrage : $g = 6\ \text{mm}$.

❖ **Classe de justification de la précontrainte :**

Classe II : cette classe admet les contraintes de traction dans le béton mais pas la formation des fissures.

Classe	Exécution	Service		
		Rares	Fréquente	O-Perm
Classe II	-1.5 f_{tj} 0.6 f_{cj} 	-1.5 f_{tj} 0.6 f_{cj} 	-1.5 f_{tj} 0.6 f_{cj} 	-1.5 f_{tj} 0.5 f_{cj}

Figure IV. 1. Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte.

IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

IV.4.1. Evaluation des actions hors trafic

IV.4.1.1. Actions permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre du tablier et ces équipements, le calcul se fait par évaluation de volume.

❖ Calcul des charges permanentes (CP)

➤ Poids de la poutre

Pour la moitié de la poutre on a :

$$P = PS_1 + PS_2 + PS_3 ; \text{Psi} = L_i \times \text{la surface de } S_i \times \gamma_b$$

Tel que : L_i : longueur de la section.

γ_b : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m³.

S_i : l'air de la section.

$$\text{Donc : } PS_1 = 1 \times 1.1613 \times 25 = 29.0325 \text{ KN.}$$

$$PS_2 = 1.75 \times 0.9259 \times 25 = 40.5081 \text{ KN.}$$

$$PS_3 = 14.75 \times 0.7244 \times 25 = 267.1225 \text{ KN.}$$

Pour la totalité de la poutre :

$$P_p = 2 \times \sum \text{Psi} = 2 \times 336.6631 = 673.3262 \text{ KN.}$$

$$P_p \text{ (par 1 ml)} = 673.3262 / 35 = 19.2379 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Pour l'ensemble des poutres : } P_p = 19.2379 \times 9 = 173.1411 \text{ KN/ml.}$$

➤ Poids de la dalle et des entretoises

L'épaisseur de la dalle est de 25 cm, $P_D = 0.25 \times 15.60 \times 25 = 97.5 \text{ KN/ml.}$

$$P_e = S_e \times 2 \times N_e \times 25 = 1.6005 \times 2 \times 8 \times 25 \times 0.3 = 192.06 \text{ KN}$$

Tel que S_e : Section d'une entretoise

N_e : nombre d'entretoises par appui

❖ Calcul de complément des charges permanentes (CCP)

➤ Le revêtement et la Chappe d'étanchéité

L'épaisseur de revêtement est de 0.08 m et la chappe d'étanchéité est de 0.03 m avec un poids volumique de 24 KN/m³.

$$P_R = (0.08+0.03) \times 24 \times 14.5 = 38.28 \text{ KN/ml}$$

➤ Le trottoir et la corniche

$$P_{t1} = 0.226 \times 25 = 5.65 \text{ KN /m}^2 \text{ sur } 0.19 \text{ m ce qui vaut à } 1.0735 \text{ KN/ml}$$

$$P_{t2} = 0.24 \times 25 = 6 \text{ KN /m}^2 \text{ sur } 0.08 \text{ m ce qui vaut à } 0.48 \text{ KN/ml}$$

$$S_{c1} = 0.21 \text{ m}^2$$

$$S_{c2} = 0.1 \text{ m}^2$$

$$P_c = (S_{c1} + S_{c2}) \times 25 = 0.310 \times 25 = 7.75 \text{ KN/ml.}$$

$$P_c + P_{t1} + P_{t2} = 9.3035 \text{ KN/ml}$$

Tel que P_{t1} : le poids du 1 er trottoir.

- Pt2 : le poids du 2 ème trottoir.
- Sc1 : la surface de la 1 ère corniche.
- Sc2 : la surface de la 2 ème corniche.
- Pc : le poids des deux corniches.

➤ **Glissière de sécurité et le Garde-corps**

$P_{GS+GC} = 0.5 \times 2 = 1 \text{ KN/ml}$

Donc le poids total des compléments des charges permanentes : **P_{CCP} = 48.5835 KN/ml.**
 On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV. 3. Poids total du tablier pour une travée.

	Élément	Poids linéaire (KN/ml)	Poids (KN)	Poids totale
CP	Les poutres	173.1411	6059.93	9664.49 KN
	La dalle	97.5	3412.5	
	Les entretoises	/	192.06	
CCP	Le revêtement + étanchéité	38.28	1339.8	1700.423 KN
	Les trottoirs et les corniches	9.3035	325.623	
	Glissière de sécurité et garde-corps	1	35	48.5835 KN/ml
Poids total du tablier pour une travée				11364.91 KN
				324.71 KN/ml

IV.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

IV.4.2.1. Système de charge à considérer

Les surcharges à considérer sont :

- Système de charges routières civiles type A(l).
- Système de charges routières civiles type B (B_c, B_t).
- Système de charge militaires Mc 120.
- Convoi exceptionnel D240.

IV.4.2.2. Caractéristiques du pont

❖ **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Pour notre pont routier **L_r = 14.5 m**

❖ **Largeur chargeable**

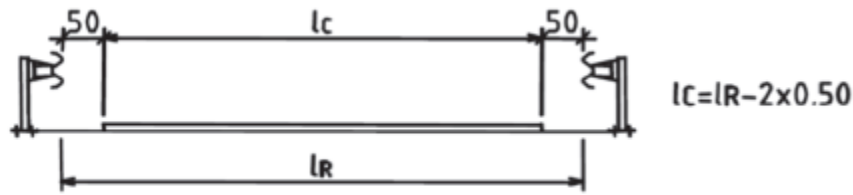


Figure IV. 2. Largeur chargeable selon RCPR.

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

❖ **Classe du pont**

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable :

- $L_r \geq 7.00 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 1ère classe.
- $5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 2ème classe.
- $L_r \leq 5.50 \text{ m} \rightarrow$ Un pont de 3ème classe

Notre pont a une largeur roulable $L_r = 14.5 \text{ m} > 7\text{m}$, donc **il est classé en 1ère classe.**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du rapport de la largeur chargeable sur 3 :

$N = (L_c/3) = [12/3] = 4$

❖ **La largeur de voies**

$L_v = L_c/N = 13.5/4 = 3.375 \text{ m.}$

IV.4.2.3. Système de charge A

$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12}$ $A1 = \max \left\{ \begin{matrix} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002 L \end{matrix} \right. \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Avec : L : la longueur chargée du tablier en (m), $L = 35 \text{ m.}$

D’après le R.C.P.R, La charge A1 obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = v_0/v$, v étant la largeur d’une voie et $v_0 = 3.50 \text{ m}$ pour un pont de 1ère classe ie $\rightarrow A = a_2.A1$.

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 IV. 4. Coefficient a1.

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	-	-	-

On vérifie avec la plus petite valeur de a_1

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{35+12} = 9.96 \text{ KN/m}$$

$$a_1 = 0.75 \rightarrow A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.75 \times 9.96 \\ 4 - 0.002 (35) \end{array} \right\} \rightarrow A1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 7.47 \\ 3.93 \end{array} \right\} = 7.47 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Donc pour les quatre cas on aura $A = a_2.A1 = a_1.a_2.A(l)$ avec $a_2 = 3.5/3.375 = 1.037$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV. 5. Valeurs des surcharges A.

Nombre de voies	a_1	a_2	$A = a_2.A1 = a_1.a_2.A(l)$ (KN/ m2)	Largeur de voies (m)	A (KN/ ml)
1	1	1.037	10.3285	3.3750	34.86
2	1	1.037	10.3285	6.7500	69.72
3	0.9	1.037	9.2956	10.1250	94.12
4	0.75	1.037	7.7464	13.5000	104.58

IV.4.2.4. Système de charge B

Comporte lui-même deux systèmes à appliquer séparément et indépendants l'un de l'autre :

- Le système B_c qui se compose de camions types (300 KN).
- Le système B_t qui se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».

❖ Système de charges B_c

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (selon le fascicule 61 titre II) et on les place toujours (les files) dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens transversal** : le nombre maximale de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation.
- **Disposition dans le sens longitudinal** : Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Article 4.5.1 RCPR : en fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c .

Tableau IV. 6. Coefficient bc.

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

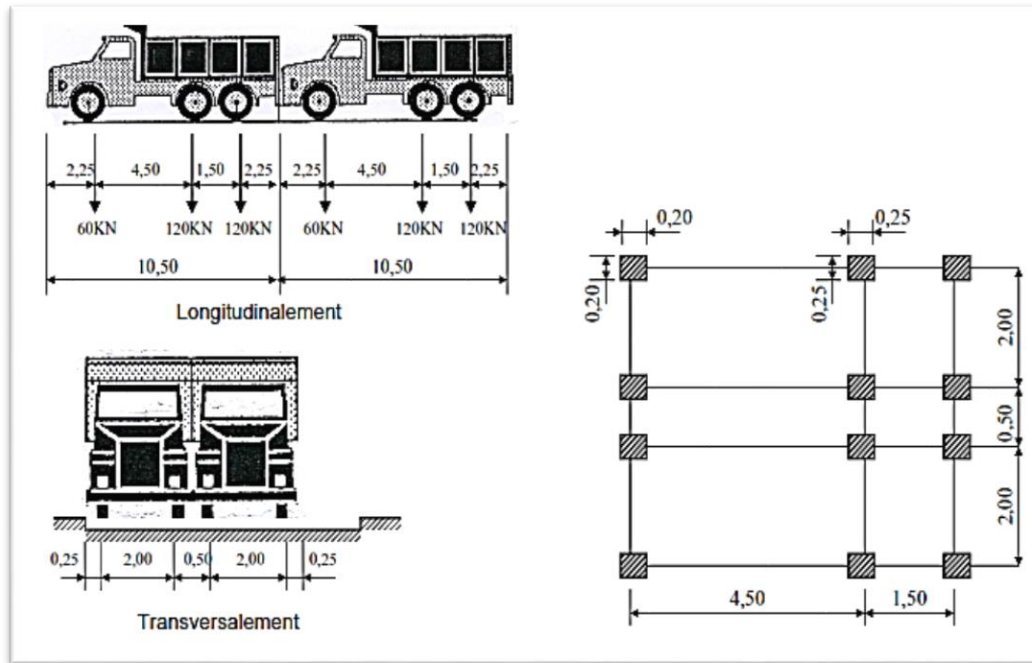


Figure IV. 3. Système de charge Bc.

❖ Système de charges B_t

Article 4.5.3 RCPR : en fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t = 1.2 (pont de classe 1).

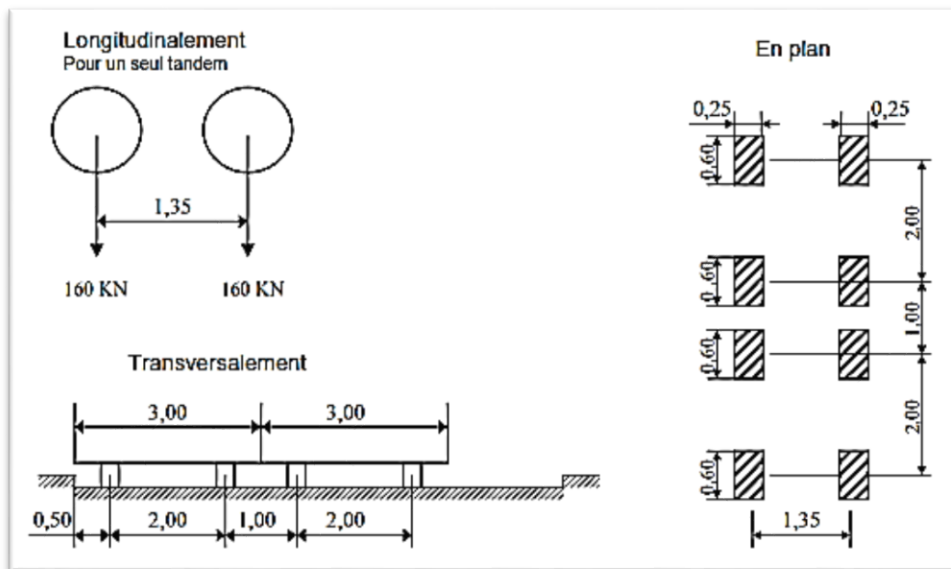


Figure IV. 4. Système de charge Bt.

IV.4.2.5. Charges militaires Mc 120

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

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

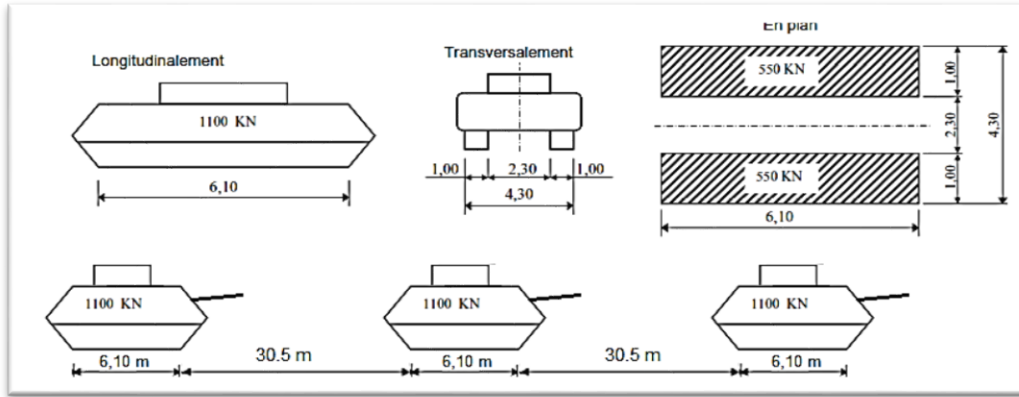


Figure IV. 5. Convois Mc120.

IV.4.2.6. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système **B** et du système **Mc120** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B ou Mc120 maximale.

Tableau IV. 7. Coefficient de majoration dynamique pour Bc.

Nombre de voies chargées	B _c (KN)	b _c	S = B _c x b _c (KN)	G (KN)	L (m)	δ
1	600	1,2	720	11364.91	35	1.059
2	1200	1,1	1320	11364.91	35	1.067
3	1800	0,95	1710	11364.91	35	1.072
4	2400	0,8	1920	11364.91	35	1.074

Tableau IV. 8. Coefficient de majoration dynamique pour Bt.

Nombre de tandem chargés	B _t (KN)	b _t	S = B _c x b _t (KN)	G (KN)	L (m)	δ
1	320	1,2	384	11364.91	35	1.055
2	640	1,2	768	11364.91	35	1.060

Tableau IV. 9. Coefficient de majoration dynamique pour Mc 120.

MC120	S (KN)	G (KN)	L (m)	δ
	1100	11364.91	35	1.064

IV.4.2.7. Convoi exceptionnel D240

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

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

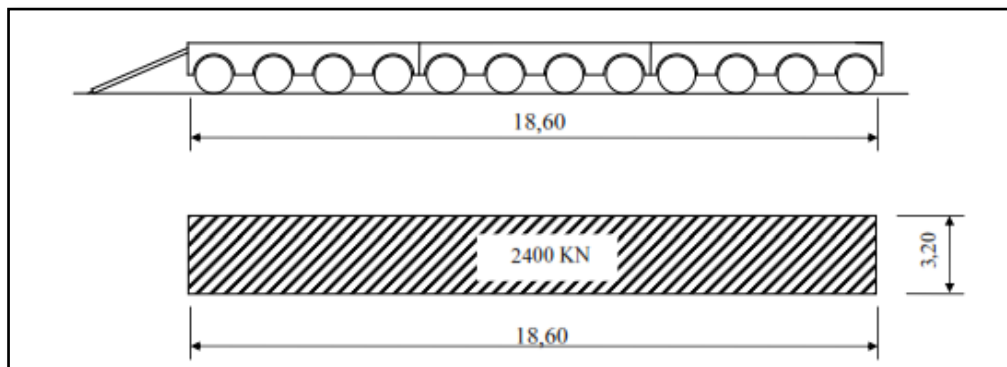


Figure IV. 6. Convois exceptionnelle D240.

IV.4.2.8. Effort de freinage

➤ Système de charge B_c

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

➤ Système de charge A

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par : $F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$ (kN)

Tel que S : surface chargée en (m²).

Tableau IV. 10. L'effort de freinage du système A.

Nombre de voies chargées	S (m ²)	A (KN/m ²)	F (KN)
1	118.125	10,3285	59,77
2	236.25	10,3285	117,16
3	354.375	9,2975	155,12
4	472.5	7,7464	169,03

IV.5. COMBINAISONS DE CHARGES

IV.5.1. Combinaison de charge à ELU fondamentale

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bc)$$

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (AL)$$

$$1.35G + 1.07 \times 1.5 \times (Bt)$$

$$1.35G + 1.35 \times D240$$

$$1.35G + 1.35 \times Mc120$$

IV.5.2. Combinaison de charge à ELS rare

$$G + 1.2 \times 1 (Bc)$$

$$G + 1.2 \times 1 (AL)$$

$$G + 1.2 \times 1 (Bt)$$

$$G + D240$$

$$G + Mc120$$

IV.6. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était d'évaluer les différents matériaux de construction et leurs caractéristiques, les normes et règles de calcul et de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des pont-route (RCPR).

CHAPITRE V

REPARTITION LONGITUDINALE DES EFFORTS

V.1. INTRODUCTION

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), Bc, Bt, Mc120 et D240.

V.2. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX CHARGES

V.2.1. Charges permanentes

$G = 324.71 \text{ KN/ml}$

$Ra = Rb = G \times L/2 = 5682.425 \text{ KN.}$

$M(x) = Ra \times x - (G \times x^2) / 2 = G/2 \times x \times (L - x) \text{ (KN m).}$

$T(x) = Ra - G \times x = G \times (L/2 - x) \text{ (KN).}$

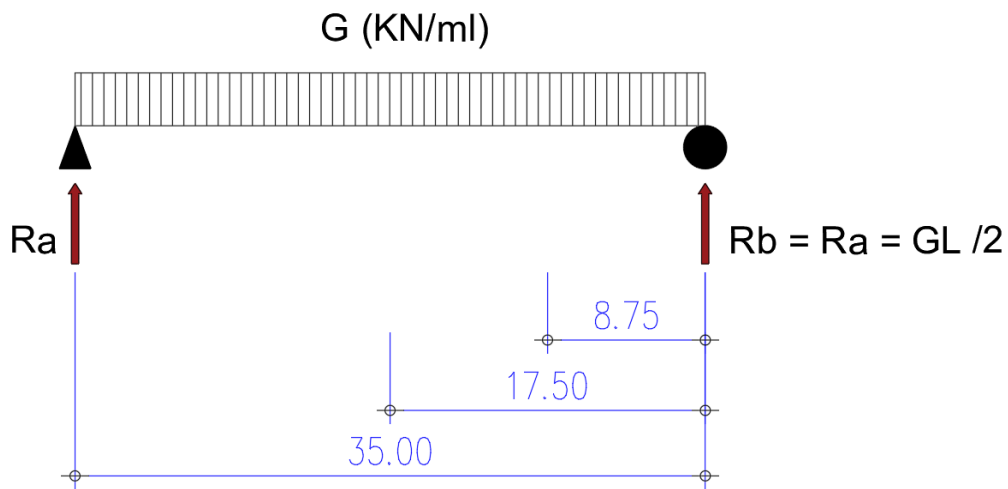


Figure V. 1. Schéma statique des charges permanentes (CP + CCP).

Tableau V. 1. Récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants dus aux charges permanentes.

Section	Longueur (m)	M (KN m)	T (KN)
0.00L	0	0	5682.425
0.25L	8.75	37290.91	2840.21
0.50L	17.5	49721.22	0

V.3. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION DUS AUX SURCHARGES

V.3.1. Système de charge A

A (KN/ml)

$$R_a = R_b = A \times L/2 \text{ (KN).}$$

$$M(x) = R_a \times x - (A \times x^2) / 2 = A/2 \times x \times (L - x) \text{ (KN m).}$$

$$T(x) = R_a - A \times x = A \times (L/2 - x) \text{ (KN).}$$

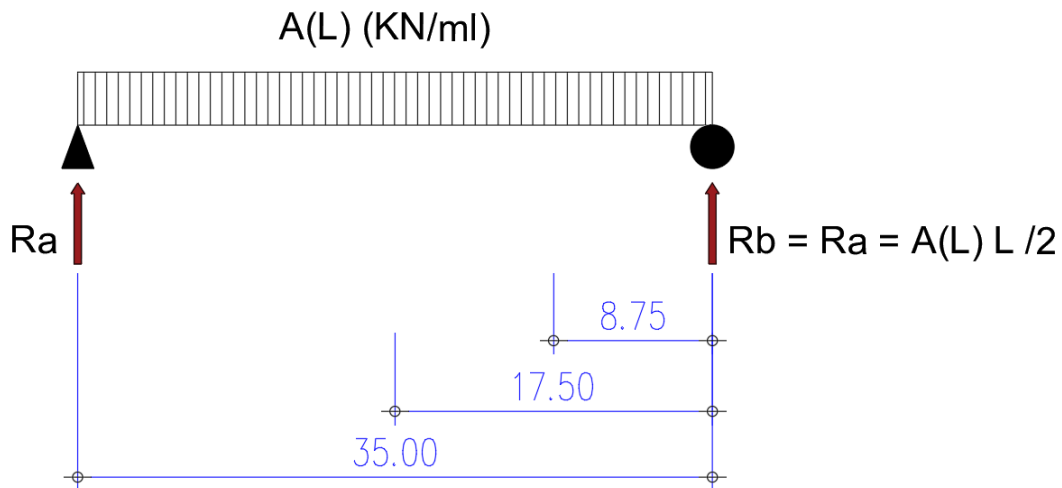


Figure V. 2. Schéma statique du système de charges A.

❖ Moment à 0.5L

Tel que Mo : moment longitudinal moyen par poutre = M / 9.

Tableau V. 2. Moments fléchissants sous système de charge A à x = 0.50 L.

Nombre de voies chargées	A (KN/ml)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	34.86	5337.938	593.104
2	69.72	10675.875	1186.208
3	94.12	14412.125	1601.347
4	104.58	16013.813	1779.313

❖ Moment à 0.25L

Tableau V. 3. Moments fléchissants sous système de charge A à x = 0.25 L.

Nombre de voies chargées	A (KN/ml)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	34.86	4003.453	444.828
2	69.72	8006.906	889.656

3	94.12	10809.094	1201.010
4	104.58	12010.359	1334.484

❖ Effort tranchant à $x = 0.00L$

Tel que T_0 : Effort tranchant longitudinal moyen par poutre = $T / 9$.

Tableau V. 4. Effort tranchant sous système de charge A à $x = 0.00 L$.

Nombre de voies chargées	A (KN/ml)	T (KN)	T_0 (KN)
1	34.86	610.05	67.78
2	69.72	1220.10	135.57
3	94.12	1647.10	183.01
4	104.58	1830.15	203.35

❖ Effort tranchant à $x = 0.25L$

Tableau V. 5. Effort tranchant sous système de charge A à $x = 0.25 L$.

Nombre de voies chargées	A (KN/ml)	T (KN)	T_0 (KN)
1	34.86	305.03	33.89
2	69.72	610.05	67.78
3	94.12	823.55	91.51
4	104.58	915.08	101.68

V.3.2. Système de charge B

« *Théorème de MR BARRES* » : « Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre ».

V.3.2.1. Système de charge Bc

❖ Moment à $x = 0.50L$

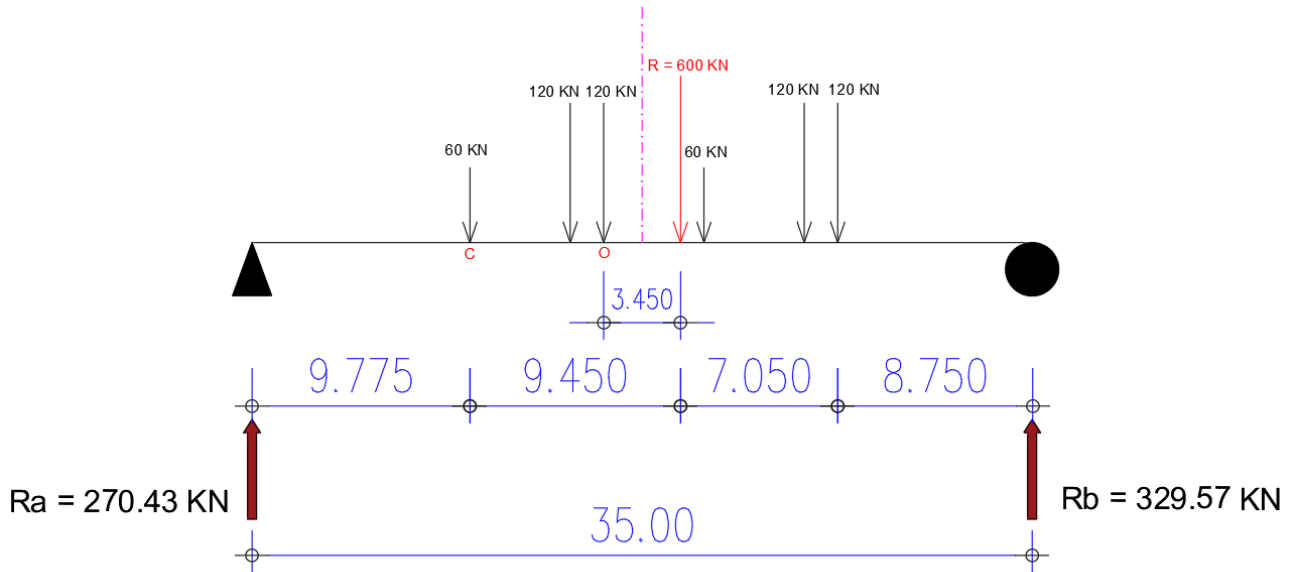


Figure V. 3. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.50L$.

La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre : $R = 600 \text{ KN}$

$$M/c = R \times X = 120 \times 4.5 + 120 \times 6 + 60 \times 10.5 + 120 \times 15 + 120 \times 16.5$$

$$\rightarrow 600 \times X = 5\,670 \text{ KN m. Donc : } X = 9.45 \text{ m a} = 9.45 - 1.5 - 4.5 = 3.45 \text{ m} \rightarrow a/2 = 1.725 \text{ m.}$$

$$R_a + R_b = 600 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc } R_b = (26.275 \times 120 + 120 \times 24.775 + 60 \times 20.275 + 15.775 \times 120 + 14.275 \times 120 + 60 \times 9.775) / 35 = 329.57 \text{ KN} \rightarrow R_a = 600 - 329.57 = 270.43 \text{ KN.}$$

$$M_{Bc} = M/0 = R_a \times 15.775 - 60 \times 6 - 120 \times 1.5 = 3726.033 \text{ KN m.}$$

Tableau V. 6. Moment fléchissant sous système de charge Bc à $x = 0.50L$.

Nombre de voies chargées	b_c	δ	M (KN m)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	1,2	1.059	$1 \times 1.2 \times 1.059 \times 3726.033$	4735.043	526.12
2	1,1	1.067	$2 \times 1.1 \times 1.067 \times 3726.033$	8746.49	971.83
3	0,95	1.072	$3 \times 0.95 \times 1.072 \times 3726.033$	11383.78	1264.86
4	0,8	1.074	$4 \times 0.8 \times 1.074 \times 3726.033$	12805.63	1422.85

❖ Moment à $x = 0.25L$

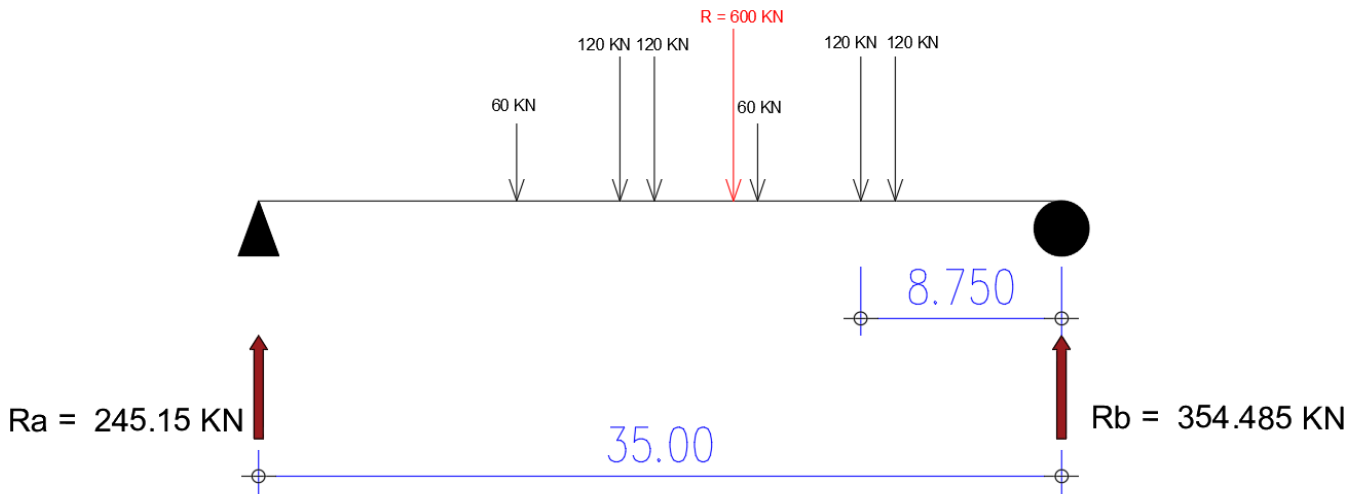


Figure V. 4. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.25L$.

$R_a + R_b = 600 \text{ kN}$

$\Sigma M/A = 0$ donc $R_b = (27.75 \times 120 + 120 \times 26.25 + 60 \times 21.75 + 17.25 \times 120 + 15.75 \times 120 + 60 \times 11.25) / 35 = 354.485 \text{ kN} \rightarrow R_a = 600 - 354.485 = 245.15 \text{ kN}$.

$M_{0.25L} = R_b \times 8.75 - 120 \times 1.5 = 2924.94 \text{ kN m}$.

Tableau V. 7. Moment fléchissant sous système de charge Bc à $x = 0.25L$.

Nombre de voies chargées	b_c	δ	M (KN m)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	1,2	1.059	$1 \times 1.2 \times 1.059 \times 2924.94$	3717.014	413.00
2	1,1	1.067	$2 \times 1.1 \times 1.067 \times 2924.94$	6866.004	762.89
3	0,95	1.072	$3 \times 0.95 \times 1.072 \times 2924.94$	8936.277	992.92
4	0,8	1.074	$4 \times 0.8 \times 1.074 \times 2924.94$	10052.434	1116.94

❖ Effort tranchant à $x = 0.00L$

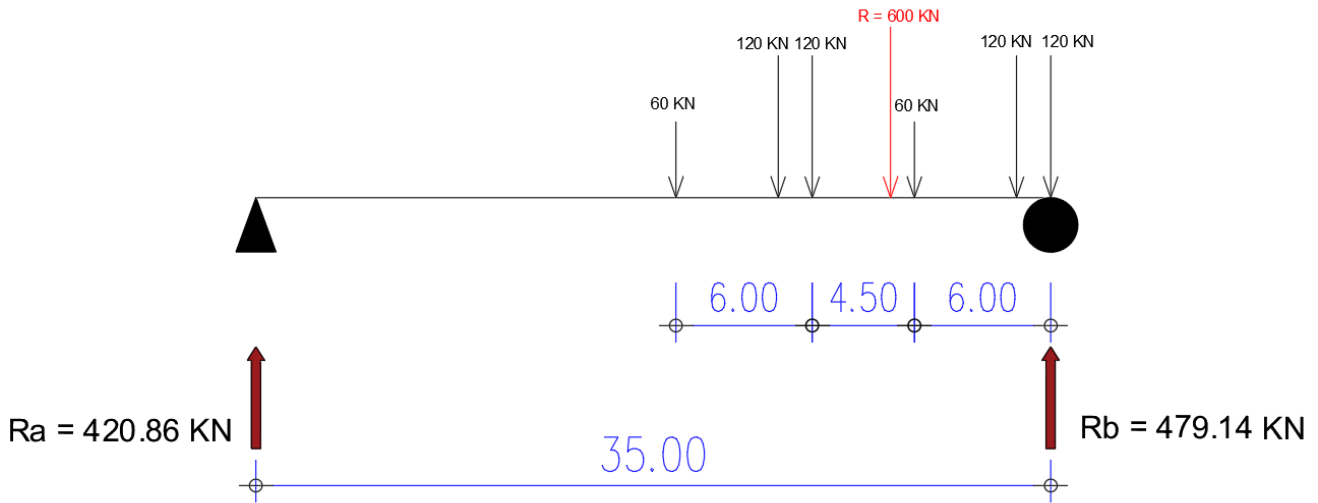


Figure V. 5. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.00L$.

$$R_a + R_b = 600 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \text{ donc}$$

$$R_b = (35 \times 120 + 120 \times 33.5 + 60 \times 29 + 24.5 \times 120 + 23 \times 120 + 60 \times 18.5) / 35 = 479.14$$

$$\text{KN} \rightarrow R_a = 600 - 479.14 = 420.86 \text{ KN.}$$

$$T_{BC} = R_b$$

Tableau V. 8. Effort tranchant sous système de charge Bc à $x = 0.00L$.

Nombre de voies chargées	b_c	δ	T (KN)	T (KN)	To (KN)
1	1,2	1.059	$1 \times 1.2 \times 1.059 \times 479.14$	608.89	67.65
2	1,1	1.067	$2 \times 1.1 \times 1.067 \times 479.14$	1166.99	129.67
3	0,95	1.072	$3 \times 0.95 \times 1.072 \times 479.14$	1463.87	162.65
4	0,8	1.074	$4 \times 0.8 \times 1.074 \times 479.14$	1646.71	182.97

❖ Effort tranchant à $x = 0.25L$

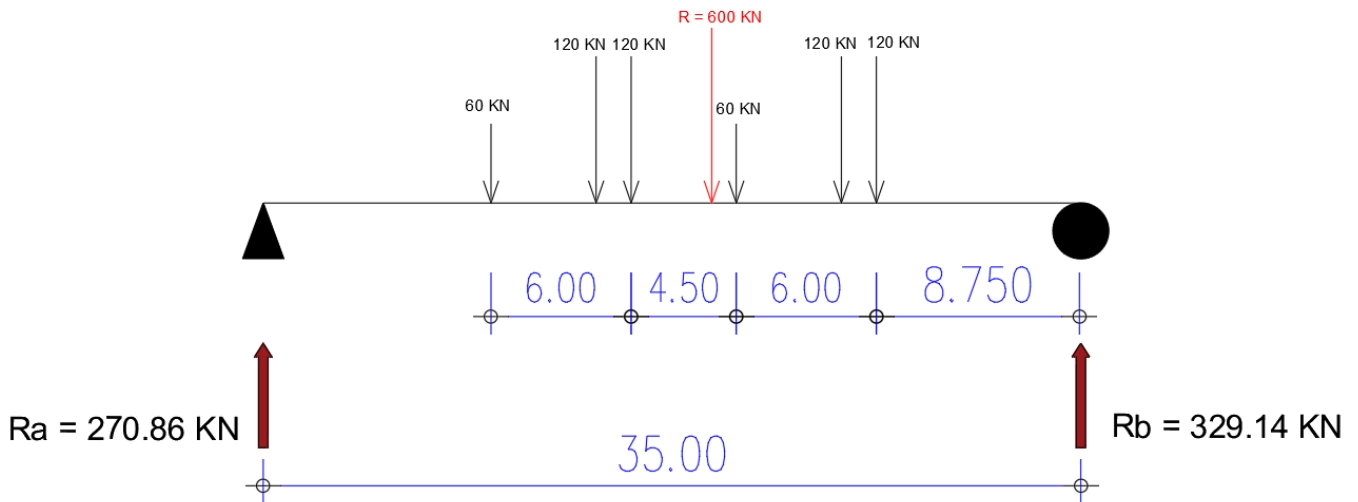


Figure V. 6. Schéma statique du système de charges Bc à $x = 0.25L$.

$$R_a + R_b = 600 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc}$$

$$R_b = (26.25 \times 120 + 120 \times 24.75 + 60 \times 20.25 + 15.75 \times 120 + 14.25 \times 120 + 60 \times 9.75) / 35$$

$$= 329.14 \text{ KN} \rightarrow R_a = 600 - 329.14 = 270.86 \text{ KN.}$$

$$T_{BC} = R_b$$

Tableau V. 9. Effort tranchant sous système de charge Bc à $x = 0.25L$.

Nombre de voies chargées	b_c	δ	T (KN)	T (KN)	To (KN)
1	1,2	1.059	$1 \times 1.2 \times 1.059 \times 329.14$	418.27	46.47
2	1,1	1.067	$2 \times 1.1 \times 1.067 \times 329.14$	772.62	85.85
3	0,95	1.072	$3 \times 0.95 \times 1.072 \times 329.14$	1005.59	111.73
4	0,8	1.074	$4 \times 0.8 \times 1.074 \times 329.14$	1131.19	125.69

V.3.2.2. Système Bt

❖ Le moment fléchissant à $x = 0,50L$

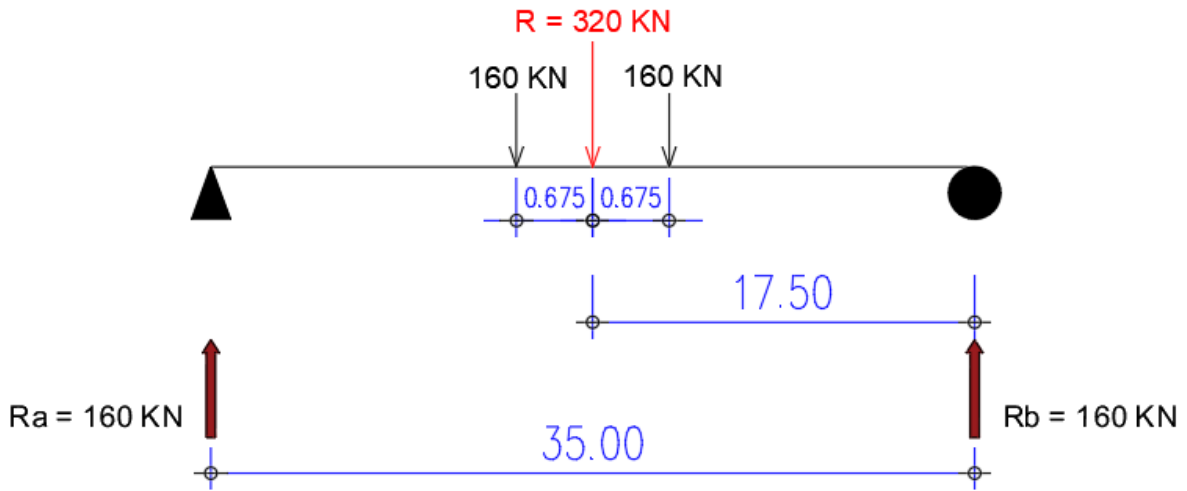


Figure V. 7. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0,50L$.

La résultante se trouve au droit de l'axe de la poutre : $R = 320 \text{ KN}$

$R_a + R_b = 320 \text{ KN}$

$\Sigma M / A = 0$ donc $R_b = (160 \times 18.175 + 160 \times 16.825) / 35 = 160 \text{ KN}$

$\rightarrow R_a = 320 - 160 = 160 \text{ KN}$.

$M_{Bt} = R_a \times 17,5 - 160 \times 0.675 = 2692 \text{ KN m}$.

Tableau V. 10. Moment fléchissant sous système de charges Bt à 0.50L.

Nombre de voies chargées	b_t	δ	M (KN m)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	1,2	1.055	$1 \times 1.2 \times 1.055 \times 2692$	3408.072	378.67
2	1,2	1.06	$2 \times 1.2 \times 1.06 \times 2692$	6848.45	760.94

❖ Le moment fléchissant à $x = 0,25L$

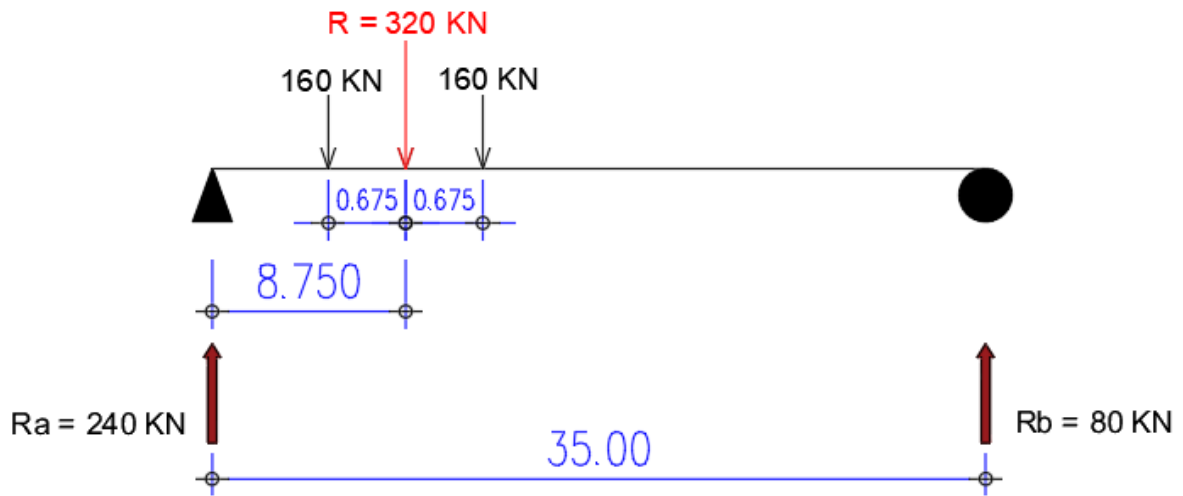


Figure V. 8. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0,25L$.

La résultante se trouve au quart de la longueur totale la poutre : $R = 320 \text{ KN}$

$$R_a + R_b = 320 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (160 \times 8,075 + 160 \times 9,425) / 35 = 80 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 320 - 80 = 240 \text{ KN.}$$

$$M_{Bt} = R_a \times 8,75 - 160 \times 0,675 = \mathbf{1992 \text{ KN m.}}$$

Tableau V. 11. Moment fléchissant sous système de charges Bt à $x = 0,25L$.

Nombre de voies chargées	b_t	δ	M (KN m)	M (KN m)	Mo (KN m)
1	1,2	1.055	$1 \times 1,2 \times 1,055 \times 1992$	2521.872	280.208
2	1,2	1.06	$2 \times 1,2 \times 1,06 \times 1992$	5067.648	563.072

❖ L'effort tranchant à $x = 0.00L$

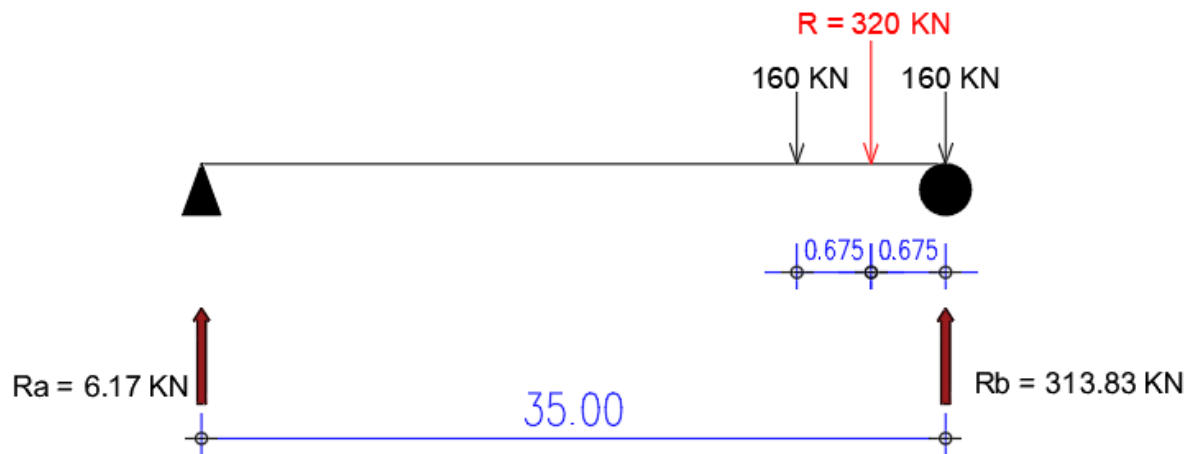


Figure V. 9. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.00L$.

$R_a + R_b = 320 \text{ KN}$

$\Sigma M / A = 0$ donc $R_b = (35 \times 160 + 33.65 \times 160) / 35 = 313.83 \text{ KN}$

$\rightarrow R_a = 320 - 313.83 = 6.17 \text{ KN}$.

$T_{Bt} = R_b$

Tableau V. 12. Effort tranchant sous système de charges Bt à $x = 0.00L$.

Nombre de voies chargées	b_t	δ	T (KN)	T (KN)	To (KN)
1	1,2	1.055	$1 \times 1.2 \times 1.055 \times 313.83$	397.31	44.145
2	1.2	1.06	$2 \times 1.2 \times 1.06 \times 313.83$	798.38	88.71

❖ L'effort tranchant à $x = 0.25L$

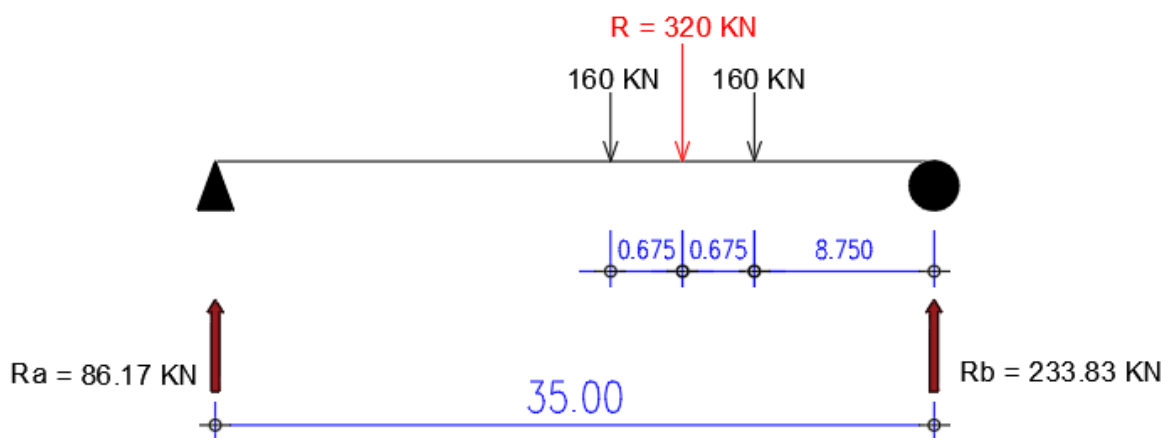


Figure V. 10. Schéma statique du système de charges Bt à $x = 0.25L$.

$$R_a + R_b = 320 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (24.9 \times 160 + 26.25 \times 160) / 35 = 233.83 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 320 - 233.83 = 86.17 \text{ KN.}$$

$$T_{Bt} = R_b$$

Tableau V. 13. Effort tranchant sous système de charges Bt à x = 0.25L.

Nombre de voies chargées	b _t	δ	T (KN)	T (KN)	To (KN)
1	1,2	1.055	1 × 1.2 × 1.055 × 233.83	296.03	32.89
2	1.2	1.06	2 × 1.2 × 1.06 × 233.83	594.86	66.10

V.3.3. Convoi Mc120

❖ Le moment fléchissant à x = 0,50L

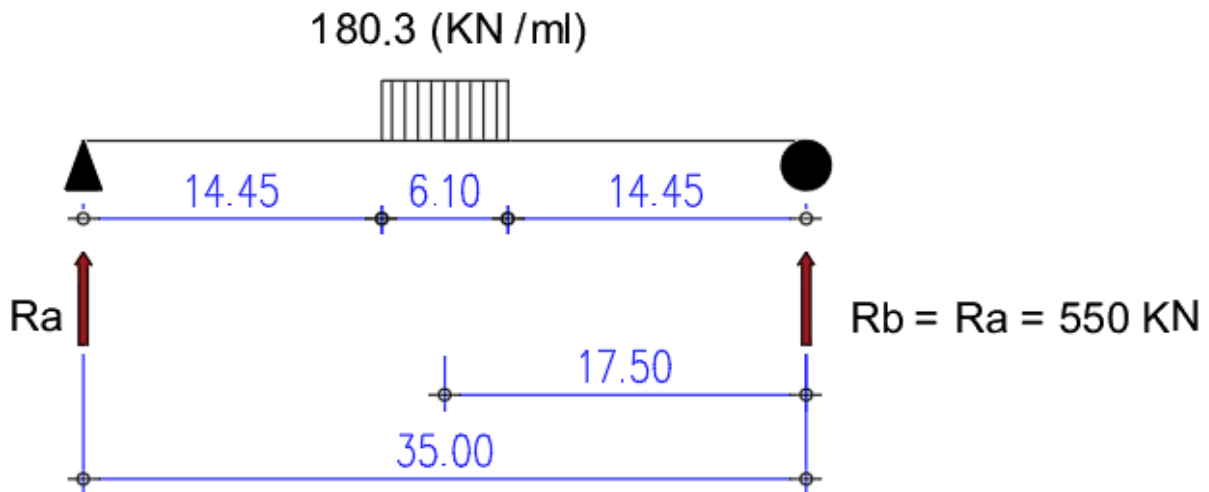


Figure V. 11. Schéma statique du convoi Mc120 à x = 0.50L.

L'axe de la charge est confondu l'axe de la poutre

$$R_a + R_b = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (1100 \times 17.5) / 35 = 550 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 1100 - 550 = 550 \text{ KN.}$$

$$M_{Mc120} = R_a \times 17,5 - 180.3 \times \frac{(3.05)^2}{2} = 8786.38 \text{ KN m.}$$

$$M_{\max} = M_{Mc120} \times \delta = 8786.38 \times 1.064 = 9348.71 \text{ KN m.}$$

$$M_o = M_{\max} / 9 = 9348.71 / 9 = 1038.75 \text{ KN m.}$$

❖ Le moment fléchissant à $x = 0,25L$

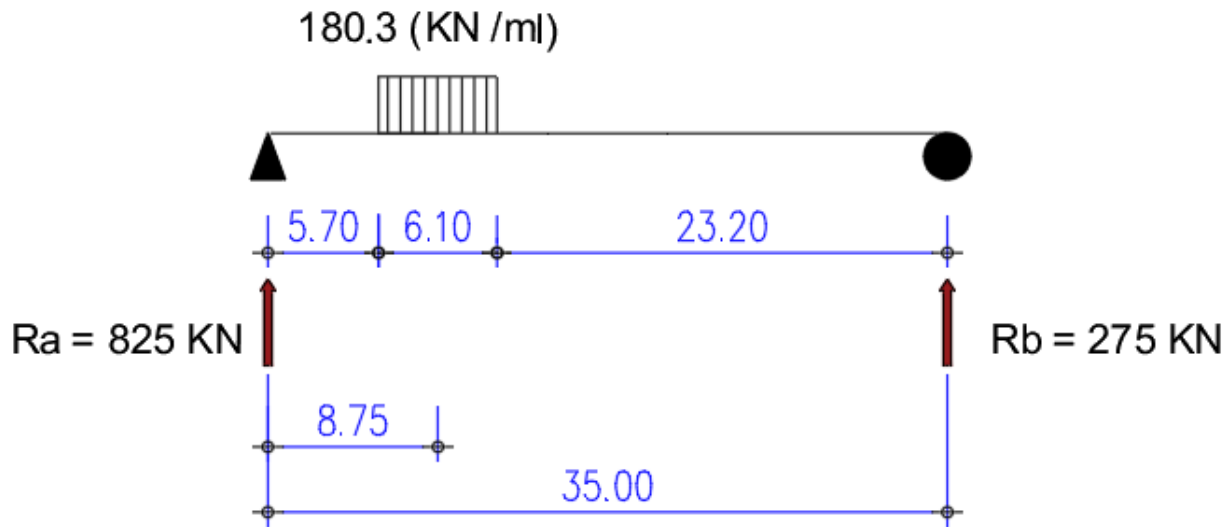


Figure V. 12. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0,25L$.

L'axe de la charge se trouve au quart de la longueur totale de la poutre

$$R_a + R_b = 1100 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \text{ donc } R_b = (1100 \times 8.75) / 35 = 275 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 1100 - 275 = 825 \text{ KN.}$$

$$M_{Mc120} = R_a \times 8.75 - 180.3 \times \frac{(3.05)^2}{2} = 6380.13 \text{ KN m.}$$

$$M_{\max} = M_{Mc120} \times \delta = 6380.13 \times 1.064 = 6788.45 \text{ KN m.}$$

$$M_o = M_{\max} / 9 = 6788.45 / 9 = 754.27 \text{ KN m.}$$

❖ L'effort tranchant à $x = 0.00L$

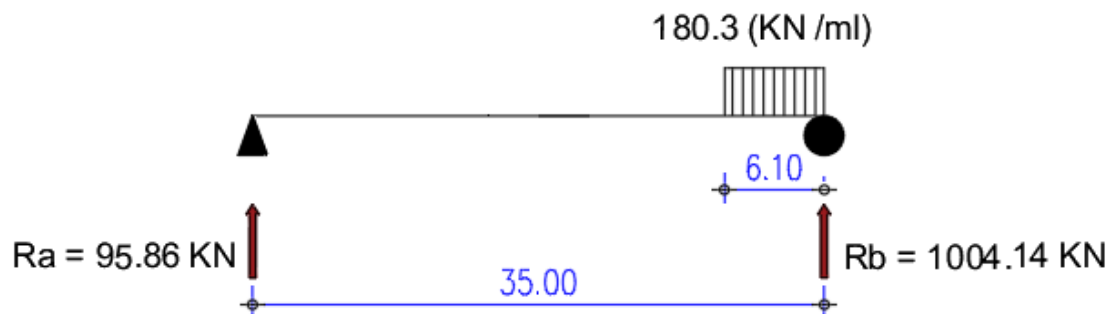


Figure V. 13. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.00L$.

$$R_a + R_b = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc } R_b = (1100 \times 31.95) / 35 = 1004.14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 1100 - 1004.14 = 95.86 \text{ KN.}$$

$$T_{Mc120} = R_b = \mathbf{1004.14 \text{ KN}}$$

$$T_{\max} = T_{Mc120} \times \delta = 1004.14 \times 1.064 = \mathbf{1068.40 \text{ KN.}}$$

$$T_o = T_{\max} / 9 = 1068.4 / 9 = \mathbf{118.71 \text{ KN.}}$$

❖ L'effort tranchant à $x = 0.25L$

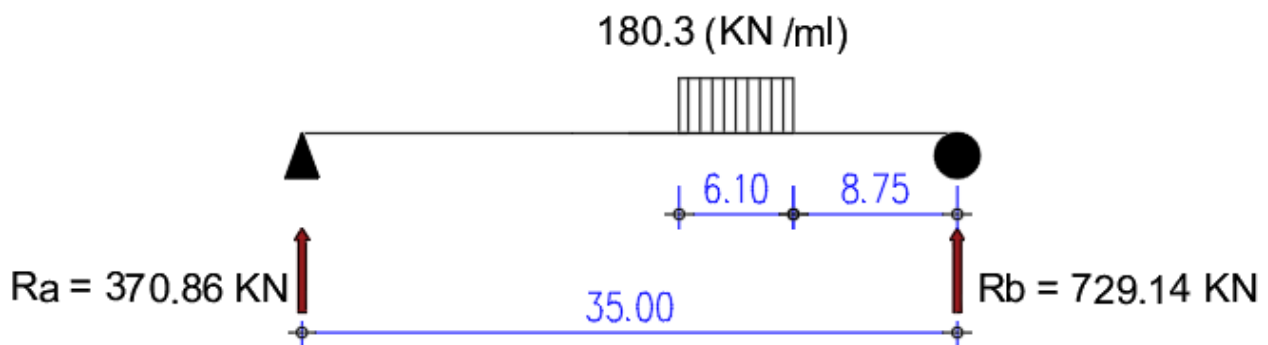


Figure V. 14. Schéma statique du convoi Mc120 à $x = 0.25L$.

$$R_a + R_b = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc } R_b = (1100 \times 23.2) / 35 = 729.14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 1100 - 729.14 = 370.86 \text{ KN.}$$

$$T_{Mc120} = R_b = \mathbf{729.14 \text{ KN}}$$

$$T_{\max} = T_{Mc120} \times \delta = 729.14 \times 1.064 = \mathbf{775.80 \text{ KN.}}$$

$$T_o = T_{\max} / 9 = 775.8 / 9 = \mathbf{86.2 \text{ KN.}}$$

V.3.4. Convoi D240

❖ Le moment fléchissant à $x = 0,50L$

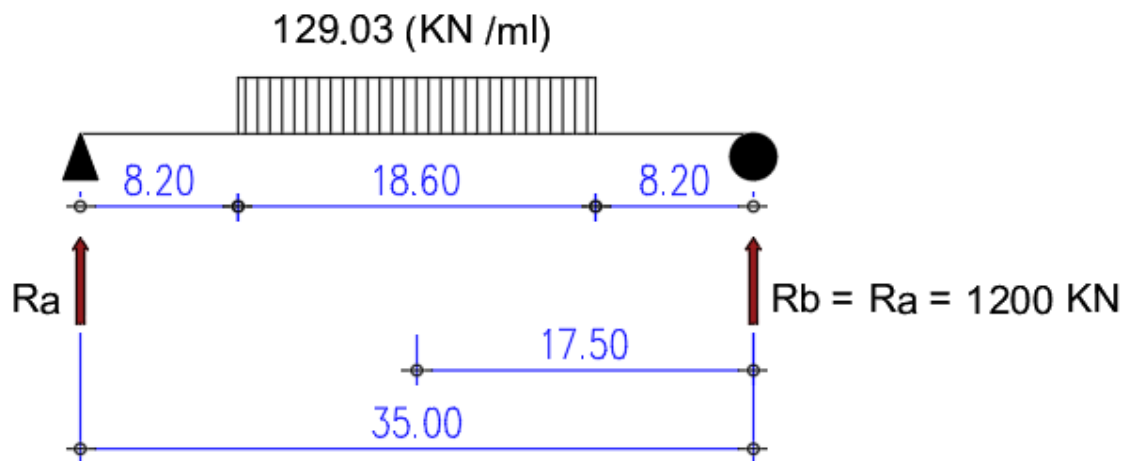


Figure V. 15. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.50L$.

L'axe de la charge est confondu l'axe de la poutre

$$R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (2400 \times 17.5) / 35 = 1200 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 2400 - 1200 = 1200 \text{ KN.}$$

$$M_{D240} = M_{\max} = R_a \times 17,5 - 129.03 \times \frac{(9.3)^2}{2} = 15420.10 \text{ KN m.}$$

$$M_o = M_{\max} / 9 = 15420.1 / 9 = 1713.34 \text{ KN m.}$$

❖ Le moment fléchissant à $x = 0,25L$

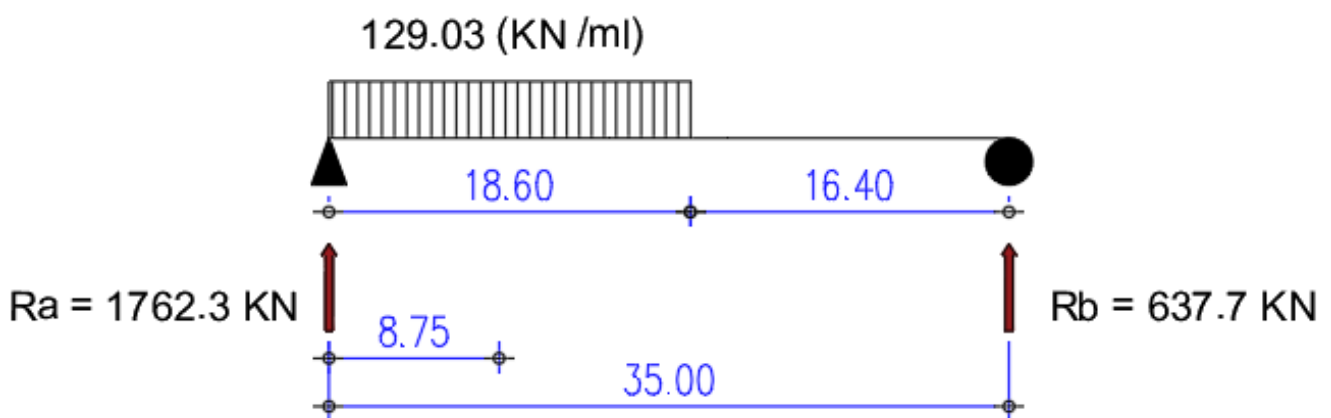


Figure V. 16. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.25L$.

L'axe de la charge se trouve au quart de la longueur totale de la poutre

$$R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (2400 \times 9.3) / 35 = 637.71 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 2400 - 637.71 = 1762.29 \text{ KN.}$$

$$M_{D240} = M_{\max} = R_a \times 8.75 - 129.03 \times \frac{(8.75)^2}{2} = \mathbf{10480.61 \text{ KN m.}}$$

$$M_o = M_{\max} / 9 = 10480.61 / 9 = \mathbf{1164.51 \text{ KN m.}}$$

❖ L'effort tranchant à $x = 0.00L$

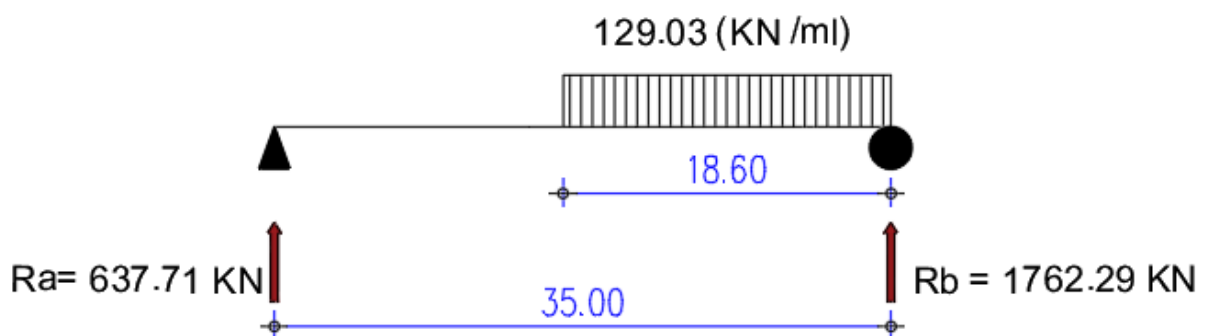


Figure V. 17. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.00L$.

$$R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 \text{ donc } R_b = (2400 \times 25.7) / 35 = 1762.29 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 2400 - 1762.29 = 637.71 \text{ KN.}$$

$$T_{D240} = T_{\max} = R_b = \mathbf{1762.29 \text{ KN}}$$

$$T_o = T_{\max} / 9 = 1762.29 / 9 = \mathbf{195.81 \text{ KN.}}$$

❖ L'effort tranchant à $x = 0.25L$

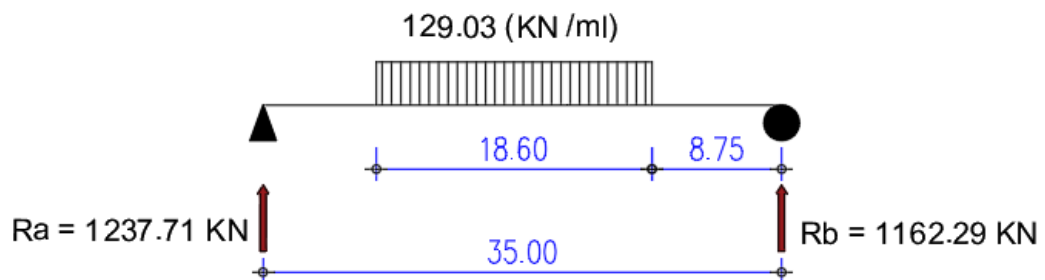


Figure V. 18. Schéma statique du convoi D240 à $x = 0.25L$.

$$R_a + R_b = 2400 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 \text{ donc } R_b = (2400 \times 16.95) / 35 = 1162.29 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_a = 2400 - 1162.29 = 1237.71 \text{ KN.}$$

$$T_{D240} = T_{\max} = R_b = \mathbf{1162.29 \text{ KN}}$$

$$T_o = T_{\max} / 9 = 1162.29 / 9 = \mathbf{129.14 \text{ KN.}}$$

V.3.5. Récapitulatif des moments fléchissants et des efforts tranchants

Tableau V. 14. Récapitulatif des moments fléchissants.

Désignation		Pour x = 0.25L		Pour x = 0.50L	
		M (KN m)	Mo (KN m)	M (KN m)	Mo (KN m)
Charges permanentes G		37290.91	4143.43	49721.22	5524.58
Surcharges A	1 voie chargée	4003.453	444.828	5337.938	593.104
	2 voies chargées	8006.906	889.656	10675.875	1186.208
	3 voies chargées	10809.094	1201.010	14412.125	1601.347
	4 voies chargées	12010.359	1334.484	16013.813	1779.313
Système Bc	1 voie chargée	3717.014	413.00	4735.043	526.12
	2 voies chargées	6866.004	762.89	8746.49	971.83
	3 voies chargées	8936.277	992.92	11383.78	1264.86
	4 voies chargées	10052.434	1116.94	12805.63	1422.85
Système Bt	1 tandem	2521.872	280.208	3408.072	378.67
	2 tandems	5067.648	563.072	6848.45	760.94
Convois Mc120		6788.45	754.27	9348.71	1038.75
Convois D240		10480.61	1164.51	15420.10	1716.34

Tableau V. 15. Récapitulatif des efforts tranchants.

Désignation		Pour $x = 0.00L$		Pour $x = 0.25L$	
		T (KN m)	To (KN m)	T (KN m)	To (KN m)
Charges permanentes G		5682.425	631.38	2840.21	315.58
Surcharges A	1 voie chargée	610.05	67.78	305.03	33.89
	2 voies chargées	1220.10	135.57	610.05	67.78
	3 voies chargées	1647.10	183.03	823.55	91.51
	4 voies chargées	1830.15	203.35	915.08	101.68
Système Bc	1 voie chargée	608.89	67.65	418.27	46.47
	2 voies chargées	1166.99	129.67	772.62	85.85
	3 voies chargées	1463.87	162.65	1005.59	111.73
	4 voies chargées	1646.71	182.97	1131.19	125.69
Système Bt	1 tandem	397.31	44.145	296.03	32.89
	2 tandems	798.38	88.71	594.86	66.10
Convois Mc120		1068.40	118.71	775.80	86.2
Convois D240		1762.29	195.81	1162.29	129.14

V.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a établi la répartition longitudinale des efforts dus aux différentes charges et surcharges et on a constaté l'importance du fondement théorique du calcul de structure (RDM) dans l'étude et la détermination des efforts internes pour le dimensionnement et la justification d'un ouvrage d'art.

CHAPITRE VI

REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

VI.1. INTRODUCTION

Pour un calcul exact des sollicitations du tablier, il faut savoir comment les efforts se répartissent transversalement sur les poutres pour avoir la poutre la plus sollicitée. Pour cela, la méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des méthodes les plus simples et les plus utilisées afin de déterminer les sections dangereuses. Elle est développée par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954. Cette méthode de calcul est applicable lorsque la rigidité torsionnelle d'un pont ne peut être négligée c-à-d la section transversale est déformable.

VI.2. DETERMINATION DES PARAMETRES DE CALCUL MANUEL

VI.2.1. Définition et estimation des paramètres de calcul

❖ La largeur active b

Le pont est constitué de 9 poutres ($n = 9$), donc la largeur active du pont sera

$$b = n \times b_1 / 2 = \mathbf{8.15 \text{ m}}$$

b_1 : l'entre-axe des poutres ($b_1 = 1.81 \text{ m}$).

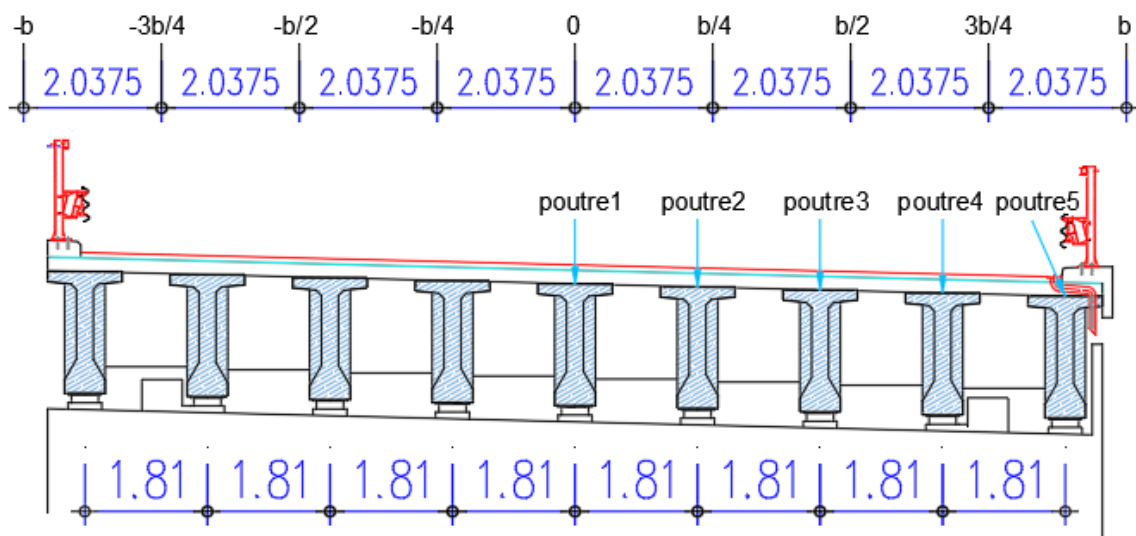


Figure VI. 1. Répartition des poutres.

❖ Le module de déformation transversale G

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \mathbf{0.417E}$$

E : module de Young.

ν : coefficient de poisson égal à 0.2.

❖ Le paramètre d'entretoisement Θ

Sa valeur est donnée par la formule suivante $\Theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_D}}$

$b = 8.15\text{m}$ (la largeur active).

$L = 34\text{m}$ (la portée de la travée).

❖ Rigidité flexionnelle de la dalle

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{L_1}$$

$$I_D = L_1 \times d^3 / 12 = 130208.33 \text{ cm}^4$$

Avec : $d = 25\text{cm}$ (épaisseur de la dalle).

$L_1 = 1\text{m}$ (une bande de longueur du tablier).

$$\rho_D = 1.3020833 \times 10^{-3} \text{ E}$$

❖ Rigidité flexionnelle de la poutre

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_1}$$

$$I_p = I_0 + \frac{8 (I_M - I_0)}{3\pi}$$

Avec

I_0 : moment d'inertie de la section d'about avec l'hourdis $I_0 = 0.6499 \text{ m}^4$.

I_M : moment d'inertie de la section médiane avec l'hourdis $I_M = 0.5521 \text{ m}^4$.

$$I_p = 0.567 \text{ m}^4$$

$$\rho_p = 0.313 \text{ E}$$

D'où le paramètre d'entretoisement : $\Theta = 0.94$.

❖ Le paramètre de torsion α

Sa valeur est comprise entre 0 et 1, il caractérise l'effet de la torsion et il peut être calculé par la relation suivante :

$$\alpha = \frac{\gamma_E + \gamma_P}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

❖ **Rigidité torsionnelle de la dalle C_E**

$$C_E = 2 \times G \times I_E = 2 \times 0.417 E \times I_E = 1.086 \times 10^{-3} E \quad (I_E = I_D = 130208.33 \text{ cm}^4).$$

❖ **Rigidité torsionnelle de dalle par unité de longueur**

$$\gamma E = C_E / L1 = 1.086 \times 10^{-3} E.$$

❖ **Rigidité torsionnelle de la poutre C_p**

$$C_p = \frac{G}{3} \left[(\sum h_i b_i^3) + \frac{b_1 d^3}{2} \right]$$

❖ **Calcul de la section simplifiée**

Le calcul de la section a été fait à l'aide du logiciel AUTOCAD

- Section de la table de compression S1 à mi- travée : $S1 = 2174 \text{ cm}^2$
- Largeur de la table : 110 cm

Alors : $h1 = S1 / 110 = 2174 / 110 = 20 \text{ cm}$

- Section du Talon S2 : $S2 = 2488 \text{ cm}^2$
- Largeur du talon : 60 cm

Alors : $h2 = S2 / 60 = 2488 / 60 = 42 \text{ cm}$

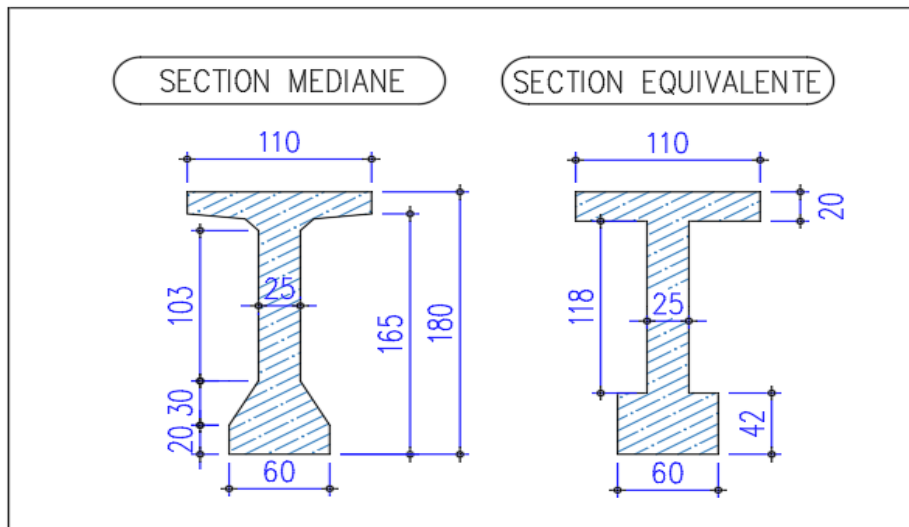


Figure VI. 2. Section équivalente.

$$C_p = \frac{0.417E}{3} [(60 \times 42^3 + 118 \times 25^3 + 110 \times 20^3) + 181 \times 25^3 / 2] = 1193049.858E.$$

❖ Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur

$$\gamma_p = C_p / bI = 6.63 \times 10^{-3} E$$

D'où le paramètre de torsion : $\alpha = 0.19$.

VI.3. REPARTITION TRANSVERSALE DES MOMENTS FLECHISSANTS

VI.3.1. Coefficients de répartition transversale K

Le coefficient de répartition K est en fonction de plusieurs paramètres, il dépend de :

- la valeur du paramètre d'entretoisement θ .
- la valeur du paramètre de torsion α .
- l'excentricité relative (e / b) de la charge.
- l'ordonnée relative (y / b) du point considéré de la construction.

Pour un calcul rigoureux de K dans le cas où $0 < \alpha < 1$, on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler :

$$\text{Si } 0.3 \leq \theta \leq 1 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.5}$$

Avec

$$\beta = 1 - e^{[(0.065 - \theta) / 0.665]} = 0.7317$$

K_0 : valeur de K pour $\alpha = 0$.

K_1 : valeur de K pour $\alpha = 1$.

Pour notre cas ($\theta = 0.94$), on utilise la 1^{ère} formule : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^\beta$

VI.3.1.1. Calcul des Coefficients K_0 , K_1 et K_α

Dans le cas où θ calculé ne figure pas dans les tableaux, on doit faire une interpolation, dans notre cas on va faire une interpolation entre la valeur $\theta = 0.90$ et $\theta = 0.95$ pour trouver les valeurs correspondants à $\theta = 0.94$.

Les valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta = 0.90$ et $\theta = 0.95$, les valeurs calculées pour $\theta = 0.94$ ainsi que les valeurs de K_α sont résumées dans les tableaux suivant

Tableau VI. 1. Valeurs de K0 pour $\theta = 0.90$.

$\theta = 0.90$		K_0							
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.4715	0.2749	1.0436	1.7771	2.1592	1.7771	1.0436	0.2749	-0.4715
b/4	-0.5493	-0.0646	0.47	1.107	1.7771	2.1334	1.7309	0.9565	0.1129
b/2	-0.4042	-0.1851	0.0792	0.47	1.0436	1.7309	2.198	2.0203	1.5843
3b/4	-0.1919	-0.2028	-0.1851	-0.0646	0.2749	0.9565	2.0203	3.2519	4.2579
b	-0.0299	-0.1919	-0.4042	-0.5493	-0.4715	0.1129	1.5843	4.2579	8.0034

Tableau VI. 2. Valeurs de K1 pour $\theta = 0.90$.

$\theta = 0.90$		K_1							
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5452	0.7119	0.9631	1.2903	1.5028	1.2903	0.9631	0.7119	0.5452
b/4	0.3155	0.4335	0.6224	0.9164	1.2903	1.5534	1.3996	1.138	0.9359
b/2	0.1864	0.2663	0.3987	0.6224	0.9631	1.3996	1.7493	1.7094	1.5677
3b/4	0.1166	0.1722	0.2663	0.4335	0.7119	1.138	1.7094	2.2658	2.518
b	0.0762	0.1166	0.1864	0.3155	0.5452	0.9359	1.5677	2.518	3.771

Tableau VI. 3. Valeurs de K0 pour $\theta = 0.95$.

$\theta = 0.95$		K_0							
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5476	0.2205	1.0283	1.8308	2.2647	1.8308	1.0283	0.2205	-0.5476
b/4	-0.552	-0.0942	0.4281	1.0911	1.8308	2.2413	1.7788	0.9051	-0.0352
b/2	-0.3619	-0.1823	0.049	0.4281	1.0283	1.7788	2.2821	2.0152	1.4425
3b/4	-0.1299	-0.1694	-0.1823	-0.0942	0.2205	0.9051	2.0152	3.304	4.3036
b	0.1017	-0.1299	-0.3619	-0.552	-0.5476	-0.0352	1.4425	4.3036	8.4478

Tableau VI. 4. Valeurs de K1 pour $\theta = 0.95$.

$\theta = 0.95$		K_1							
Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5061	0.6801	0.9526	1.3202	1.5662	1.3202	0.9526	0.6801	0.5061
b/4	0.2816	0.3985	0.5936	0.9079	1.3202	1.6148	1.4265	1.1255	0.9021
b/2	0.1596	0.2351	0.3654	0.5936	0.9526	1.4265	1.8092	1.7402	1.5641

3b/4	0.0961	0.1463	0.2351	0.3985	0.6801	1.1255	1.7402	2.3445	2.592
b	0.0608	0.0961	0.1596	0.2316	0.5064	0.9021	1.5641	2.592	3.98

Tableau VI. 5. Valeurs de K0 pour $\theta = 0.94$.

$\theta = 0.94$		K₀							
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.5324	0.2314	1.0314	1.8201	2.2436	1.8201	1.0314	0.2314	-0.5324
b/4	-0.5515	-0.0883	0.4365	1.0943	1.8201	2.2197	1.7692	0.9154	-0.0056
b/2	-0.3704	-0.1829	0.0550	0.4365	1.0314	1.7692	2.2653	2.0162	1.4709
3b/4	-0.1423	-0.1761	-0.1829	-0.0883	0.2314	0.9154	2.0162	3.2936	4.2945
b	0.0754	-0.1423	-0.3704	-0.5515	-0.5324	-0.0056	1.4709	4.2945	8.3589

Tableau VI. 6. Valeurs de K1 pour $\theta = 0.94$.

$\theta = 0.94$		K₁							
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0.5139	0.6865	0.9547	1.3142	1.5535	1.3142	0.9547	0.6865	0.5139
b/4	0.2884	0.4055	0.5994	0.9096	1.3142	1.6025	1.4211	1.928	0.9089
b/2	0.16496	0.2413	0.3721	0.5994	0.9547	1.4211	1.7972	1.7340	1.5648
3b/4	0.1002	0.1515	0.2413	0.4055	0.6865	1.128	1.7340	2.3288	2.5772
b	0.0639	0.1002	0.1650	0.2484	0.5142	0.9089	1.5648	2.5772	3.9382

Tableau VI. 7. Valeurs de K α pour $\theta = 0.94$ et $\alpha = 0.19$.

$\theta=0.94$		K₀							
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0.221981	0.366386	1.008618	1.669996	2.038879	1.669996	1.008618	0.366386	-0.221981
b/4	-0.302310	0.058206	0.484801	1.039492	1.669996	2.036619	1.665951	1.215787	0.265701
b/2	-0.211550	-0.057015	0.149088	0.484801	1.008618	1.665951	2.126424	1.932508	1.498734
3b/4	-0.070359	-0.078905	-0.057015	0.058206	0.366386	0.978457	1.932508	3.007353	3.785012
b	0.071968	-0.070359	-0.211550	-0.314177	-0.221910	0.265701	1.498734	3.785012	7.047454

Afin d’obtenir une coïncidence entre les positions réelles et les coordonnées y figurant dans le tableau précédent, nous devons faire une interpolation pour chaque position, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI. 8. Valeurs du coefficient de répartition $K\alpha$ relatives aux positions réelles des poutres.

Y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre1	-0.221981	0.366386	1.008618	1.669996	2.038879	1.669996	1.008618	0.366386	-0.221981
Poutre2	-0.293341	0.092616	0.543289	1.109892	1.711184	1.995683	1.592556	1.120946	0.211248
Poutre3	-0.231818	-0.031285	0.224057	0.608671	1.156312	1.748726	2.023594	1.772455	1.223382
Poutre4	-0.117654	-0.071573	0.012023	0.201102	0.581514	1.208746	1.997464	2.647313	3.019179
Poutre5	0.008401	-0.074176	-0.142531	-0.147861	0.040838	0.584036	1.692469	3.437689	5.590363

VI.3.1.2. Les lignes d’influence de chaque poutre

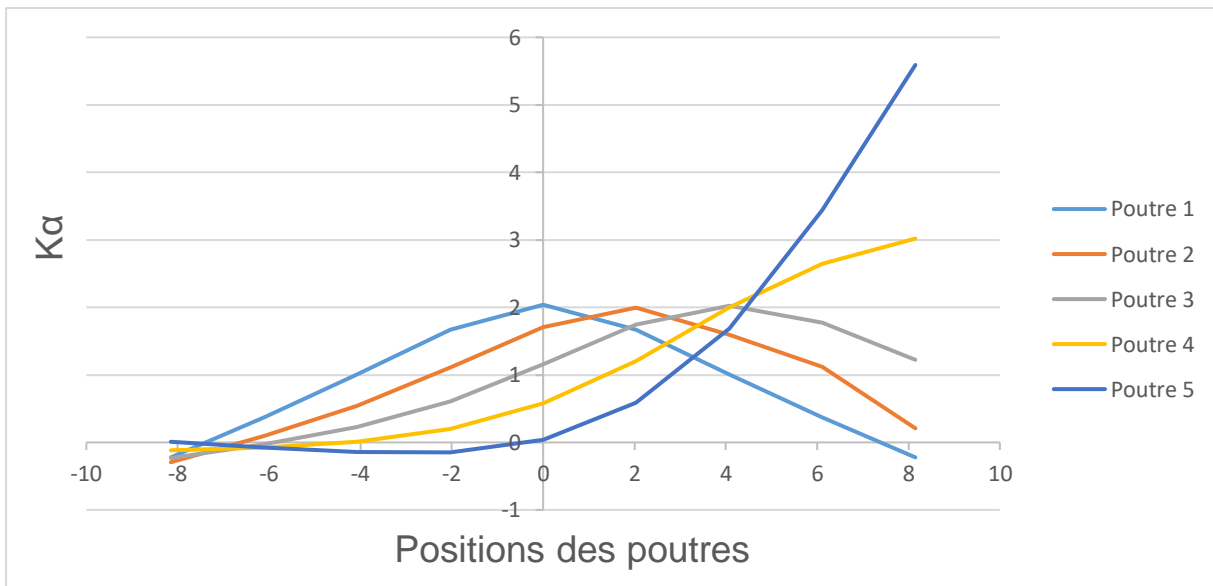


Figure VI. 3. Lignes d’influence du coefficient $K\alpha$.

VI.3.1.3. Calcul des Coefficients $K\alpha$ moy

Le coefficient $K\alpha$ moy représente le rapport entre le moment réel et celui obtenu par répartition longitudinale équitable sur l’ensemble des poutres vu dans le chapitre précédent.

Après avoir tracé les lignes d’influences, On charge le tablier du pont conformément au RCPR

Nous placerons les systèmes un par un pour les cas de chargement les plus défavorables, et nous déterminerons pour chaque chargement le coefficient de répartition résultant.

❖ **Pour les surcharges concentrées**

$K\alpha_{\text{moy}} = \sum K\alpha_i / n$ avec : $K\alpha_i$: valeur lue du graphe ; n : nombre de charge.

❖ **Pour les surcharges réparties**

$K\alpha_{\text{moy}} = S/L$ avec S : aire du graphe sous la largeur chargée ; L : la largeur chargée.

❖ **Remarques**

- Les surfaces et les distance sont calculées à l'aide le logiciel AUTOCAD.
- Le poids propre est considéré réparti uniformément sur toute la largeur de la dalle.
- Cette répartition est assurée par un coefficient $K\alpha_{\text{moy}} = 1$, donc toutes les poutres auront le même effet.

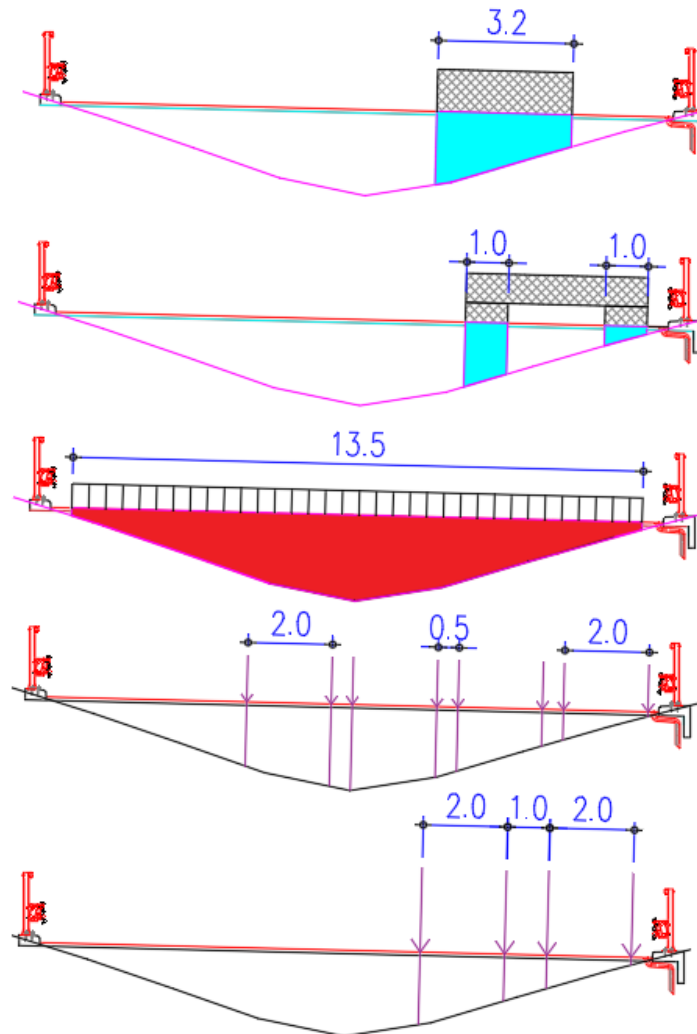


Figure VI. 4. Schéma de calcul de $K\alpha_{\text{moy}}$ pour la poutre 01 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

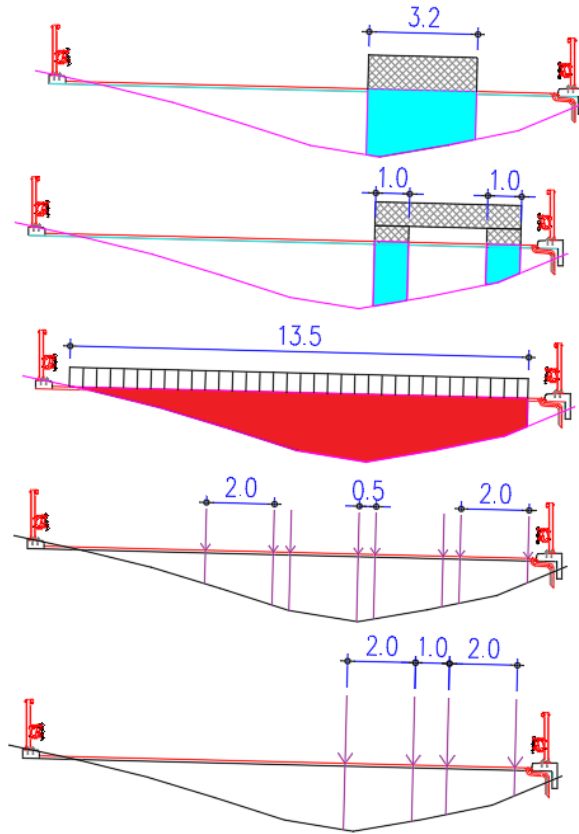


Figure VI. 5. Schéma de calcul de Karmoy pour la poutre 02 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

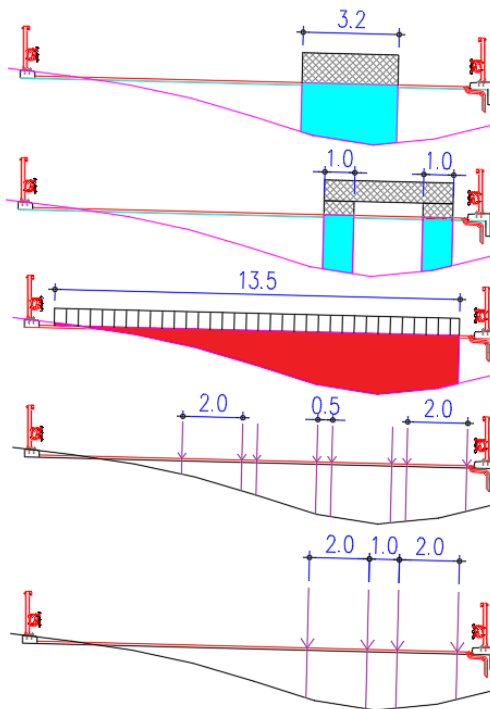


Figure VI. 6. Schéma de calcul de Karmoy pour la poutre 03 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

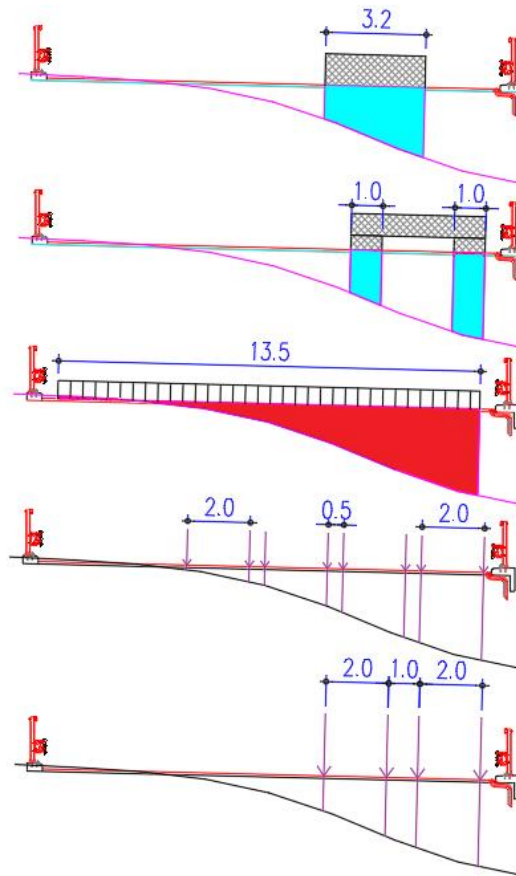


Figure VI. 7. Schéma de calcul de Kamoy pour la poutre 04 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

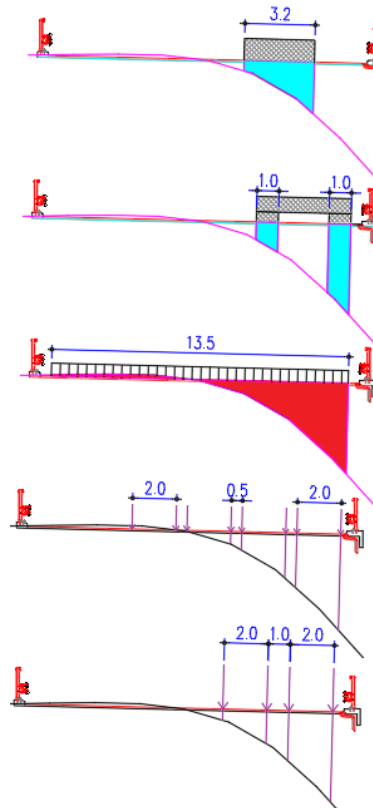


Figure VI. 8. Schéma de calcul de Kamoy pour la poutre 05 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

Tableau VI. 9. Valeurs de $K\alpha$ moy dû aux charges AL, MC120, D240 pour chaque poutre.

Charges		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre 05
AL (04 voies)	Surfaces (m ²)	16.1839	16.0529	14.6394	12.6820	9.9329
	$K\alpha$ moy	1.1988	1.1891	1.0844	0.9394	0.7358
MC120	Surfaces (m ²)	1.7039	2.8593	3.5974	4.2269	4.6800
	$K\alpha$ moy	0.85195	1.4297	1.7987	2.1135	2.3400
D240	Surfaces (m ²)	4.0744	5.5819	6.0308	5.3580	4.0986
	$K\alpha$ moy	1.2733	1.7443	1.8846	1.6744	1.2808

Tableau VI. 10. Valeurs de $K\alpha$ moy dû aux charges Bc, Bt pour chaque poutre.

Valeur K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	$K\alpha$ moy Poutre1	$K\alpha$ moy Poutre2	$K\alpha$ moy Poutre3	$K\alpha$ moy Poutre4	$K\alpha$ moy Poutre5
Bc pour 04 voies chargées										
K1	0.1095	0.7236	1.5326	2.8097	4.3780	1.3004	1.4684	1.4580	1.3815	1.3161
K2	0.7163	1.3779	1.9093	2.2932	2.4870					
K3	0.8739	1.4936	1.9709	2.1337	2.0587					
K4	1.5191	1.9037	1.8115	1.3887	0.8370					
K5	1.6764	1.9908	1.7386	1.1979	0.5747					
K6	2.0389	1.7115	1.1571	0.5815	0.0415					
K7	1.9488	1.5644	1.0225	0.4886	0.0052					
K8	1.5206	0.9820	0.5218	0.1584	0.1467					
Bt pour 02 tandems										
K1	0.1816	0.8352	1.6000	2.6741	4.1139	0.9529	1.4708	1.7965	1.9928	2.1030
K2	0.7951	1.4357	1.9401	2.2136	2.2728					
K3	1.1133	1.6564	1.9801	1.8726	1.5170					
K4	1.7216	1.9559	1.6659	1.1210	0.5081					

VI.3.2. Valeurs des Moment réels dus aux surcharges à ($x = 0,5L$)

Tableau VI. 11. Tableau récapitulatif de répartition du moment transversalement.

Désignation		Mo (KNm)	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03	
			K α moy	M réel (KNm)	K α moy	M réel (KNm)	K α moy	M réel (KNm)
Poids propre G		5524.58	1	5524.58	1	5524.58	1	5524.58
Surcharge A(L)	04 voies	1779.313	1.1988	2133.0404	1.1891	2115.7811	1.0844	1929.4870
Surcharge B	Bc 04 voies	1422.85	1.3004	1850.2741	1.4684	2089.3129	1.4580	2074.5153
	Bt 2 tandems	760.94	0.9529	725.0997	1.4708	1119.1905	1.7965	1367.0287
Convoi	MC120	1038.75	0.8520	884.9631	1.4297	1485.1009	1.7987	1868.3996
	D240	1716.34	1.2733	2185.4157	1.7443	2993.8119	1.8846	3234.6143

Désignation		Mo (KNm)	Poutre 04		Poutre 05	
			K α moy	M réel (KNm)	K α moy	M réel (KNm)
Poids propre G		5524.58	1	5524.58	1	5524.58
Surcharge A(L)	04 voies	1779.313	0.9394	1671.4866	0.7358	1309.2185
Surcharge B	Bc 04 voies	1422.85	1.3815	1965.6673	1.3161	1872.6128
	Bt 2 tandems	760.94	1.9928	1516.4012	2.1030	1600.2568
Convoi	MC120	1038.75	2.1135	2195.3981	2.3400	2430.6750
	D240	1716.34	1.6744	2873.8397	1.2808	2198.2883

VI.3.3. Détermination de la poutre la plus sollicitée

Tableau VI. 12. Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 01 (KNm)	Poutre 02 (KNm)	Poutre 03 (KNm)	Poutre 04 (KNm)	Poutre 05 (KNm)
ELS	G + 1.2 AL (04 voies)	8084.22848	8063.51732	7839.9644	7530.36392	7095.6422
	G + 1.2 Bc (04 voies)	7744.90892	8031.75548	8013.99836	7883.38076	7771.71536
	G + 1.2 Bt (02 tandems)	6394.69964	6867.6086	7165.01444	7344.26144	7444.88816
	G + MC120	6409.5431	7009.6809	7392.9796	7719.9781	7955.255
	G + D240	7709.9957	8518.3919	8759.1943	8398.4197	7722.8683
ELU	1.35 G + 1.6 AL (04 voies)	10871.04764	10843.43276	10545.3622	10132.56156	9552.9326
	1.35 G + 1.6 Bc (04 voies)	10418.62156	10801.08364	10777.4075	10603.25068	10454.3634
	1.35 G + 1.6 Bt (02 tandems)	8618.34252	9248.8878	9645.42892	9884.42492	10018.5938
	1.35 G + 1.35 MC120	8652.883185	9463.069215	9980.52246	10421.97044	10739.5942
	1.35 G + 1.35 D240	10408.4942	11499.82907	11824.9123	11337.8666	10425.8722

On constate que la poutre la plus sollicitée c'est la 3^{ème} poutre à l'ELS et à l'ELU

ELU : le cas de charge le plus défavorable c'est **1,35G + 1,35D240** de la poutre 3

Mmax = 11824.9123 KNm.

ELS : le cas de charge le plus défavorable c'est **G+D240** de la poutre 3

Mmax = 8759.1943 KNm.

VI.4. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS TRANCHANTS

La répartition de l'effort tranchant se fait de la même manière utilisée pour le moment fléchissant, sauf que la répartition est différente pour les sections sur appuis et les sections courantes.

Pour les sections sur appuis, on utilise le coefficient de répartition $\epsilon'\alpha$ obtenu par interpolation entre ϵ_0 et ϵ_1 . Concernant les sections courantes, on utilise le coefficient de répartition $\epsilon\alpha$ obtenu par interpolation entre ϵ_0 et ϵ_1 .

VI.4.1. Coefficients de répartition $\epsilon\alpha$ et $\epsilon'\alpha$

Les Coefficient $\epsilon\alpha$ et $\epsilon'\alpha$ dépend de θ et α , ils ne peuvent être calculés qu'après la détermination des valeurs de ϵ_0 , ϵ_1 et ϵ'_1 données par les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour θ ne figurant pas dans les tableaux de Guyon-Massonnet on doit faire une interpolation pour avoir les valeurs qui correspondent à la valeur de θ de notre cas ($\theta = 0.94$).

$\epsilon\alpha$ et $\epsilon'\alpha$ sont calculées comme suit :

❖ **Sections sur appuis**

$$\epsilon'\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |y| + |e| \leq 3b / 4$$

$$\epsilon'\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon'_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si } |y| + |e| > 3b / 4$$

❖ **Sections courantes**

$$\epsilon\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \alpha \quad \text{si } |y| + |e| \leq 3b / 4$$

$$\epsilon\alpha = \epsilon_0 + (\epsilon_1 - \epsilon_0) \times \sqrt{\alpha} \quad \text{si } |y| + |e| > 3b / 4$$

D'après les tableaux de « Guyon Massonnet » et par interpolation entre $\theta = 0.90$ et $\theta = 1.00$, on a trouvé les tableaux suivants

Tableau VI. 13. Valeurs de ϵ_0 pour $\theta = 0.94$.

$\theta = 0.94$		ϵ_0								
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Y										
0		-0.0835	0.0372	0.1638	0.2892	0.3568	0.2892	0.1638	0.0372	-0.0835
b/4		-0.0868	-0.0137	0.0692	0.1736	0.2892	0.3533	0.2816	0.1459	0.0002
b/2		-0.0587	-0.0290	0.0087	0.0692	0.1638	0.2816	0.3610	0.3210	0.2337
3b/4		-0.0234	-0.0283	-0.0290	-0.0137	0.0372	0.1459	0.3210	0.5241	0.6825
b		0.0121	-0.0234	-0.0587	-0.0868	-0.0835	-0.0002	0.2337	0.6825	1.3303

Tableau VI. 14. Valeurs de ϵ'_1 pour $\theta = 0.94$.

$\theta = 0.94$		ϵ'_1								
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Y										
0		-0.0153	0.0143	0.0797	0.2531	0.7048	0.2531	0.0797	0.0143	-0.0153
b/4		-0.0126	-0.0032	0.0190	0.0821	0.2551	0.7071	0.2547	0.0764	-0.0071
b/2		-0.0073	-0.0045	0.0028	0.0253	0.0903	0.2662	0.7192	0.2579	0.0375
3b/4		-0.0006	0.0016	0.0063	0.0183	0.0490	0.1247	0.3084	0.7467	0.1886
b		0.0104	0.0162	0.0265	0.0461	0.0819	0.1445	0.2487	0.4098	0.6268

Tableau VI. 15. Valeurs de $\epsilon'a$ pour $\theta = 0.94$ et $\alpha = 0.19$.

$\theta=0.94$	$\epsilon'a$								
e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	-0.053772	0.032849	0.147821	0.282341	0.422920	0.282341	0.147821	0.032849	-0.053772
$b/4$	-0.054457	-0.009123	0.047318	0.156215	0.282721	0.420522	0.276489	0.115606	-0.002982
$b/2$	-0.036295	-0.018321	0.006128	0.060859	0.149835	0.278674	0.517136	0.293495	0.148178
$3b/4$	-0.013462	-0.015267	-0.013613	0.002485	0.039442	0.136659	0.315508	0.621129	0.467214
b	0.011359	-0.006134	-0.021562	-0.028870	-0.011404	0.062873	0.240238	0.563633	1.023651

Afin d'obtenir une coïncidence entre les positions réelles et les coordonnées y figurant dans le tableau précédent, nous devons faire une interpolation pour chaque position, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 16. Valeurs du coefficient de répartition $\epsilon'a$ relatives aux positions réelles des poutres.

e Y	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
Poutre1	-0.053772	0.032849	0.147821	0.282341	0.422920	0.282341	0.147821	0.032849	-0.053772
Poutre2	-0.054381	-0.004437	0.058540	0.170298	0.298375	0.405093	0.262122	0.106366	-0.008653
Poutre3	-0.040351	-0.016267	0.015326	0.082153	0.179510	0.310350	0.463396	0.253770	0.114422
Poutre4	-0.021110	-0.016290	-0.007000	0.022038	0.076420	0.184230	0.383047	0.511382	0.360347
Poutre5	0.003951	-0.010168	-0.018051	-0.015020	0.011056	0.095466	0.273486	0.589030	0.777863

VI.4.2. Les lignes d'influence de chaque poutre

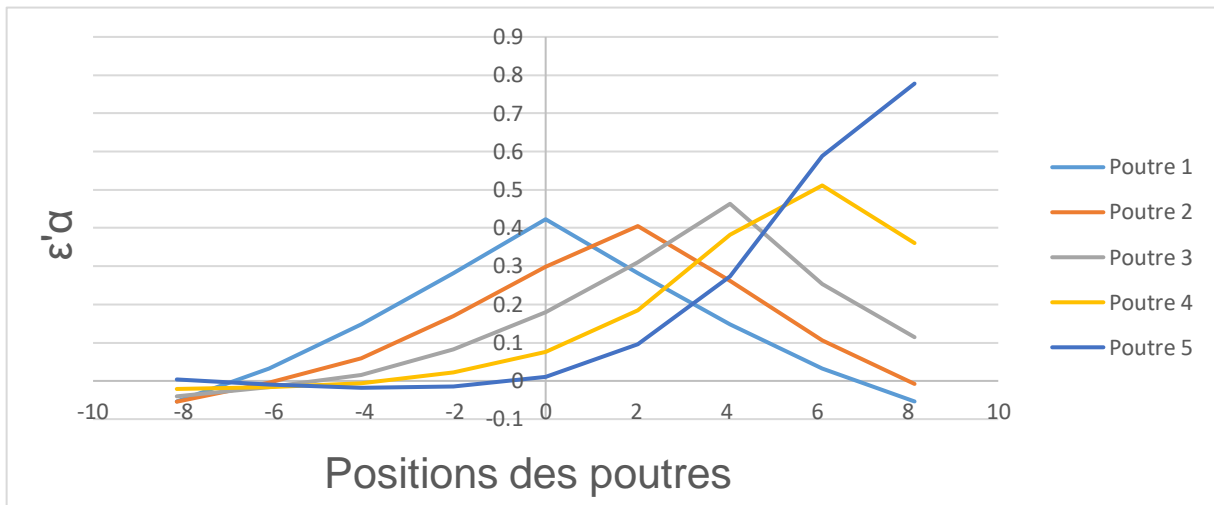


Figure VI. 9. Lignes d'influence du coefficient $\epsilon'\alpha$.

VI.4.3. Calcul des Coefficients $\epsilon'\alpha$ moy

Le calcul de $\epsilon'\alpha$ moy se fait à partir des lignes d'influence sous chargement et l'effort tranchant pour $x = 0.00L$ sera calculé par la formule suivante : $T = T_0 \times \epsilon'\alpha$ moy

Avec

T_0 : la valeur de l'effort tranchant obtenue par la répartition longitudinale.

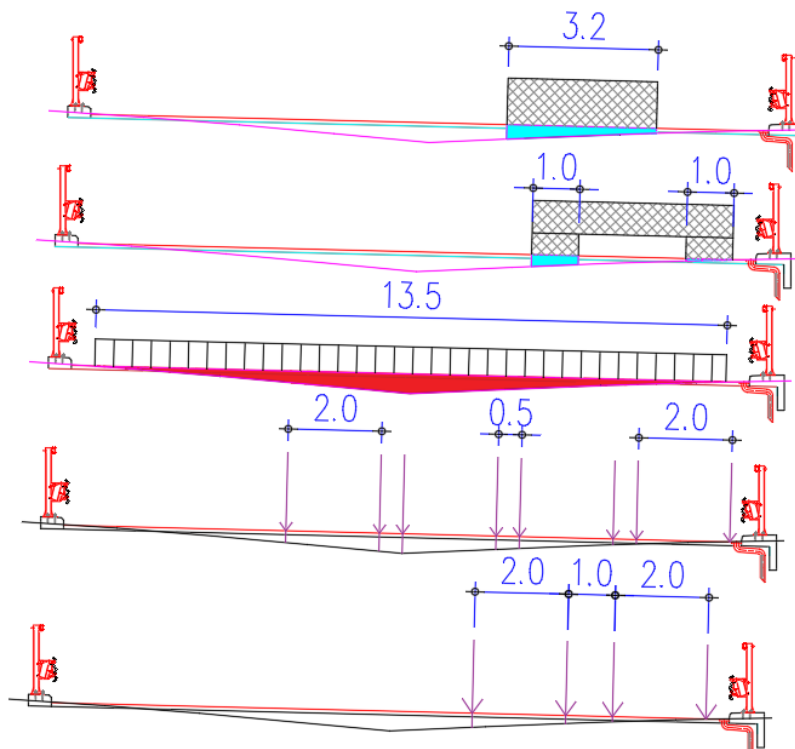


Figure VI. 10. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha$ moy pour la poutre 01 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

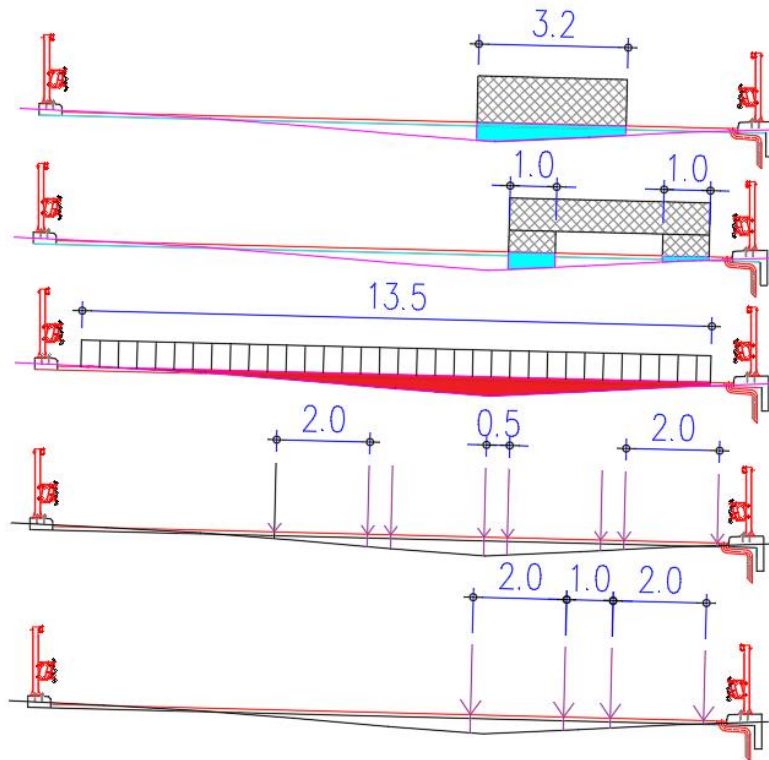


Figure VI. 11. Schéma de calcul de $\xi'a$ moy pour la poutre 02 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

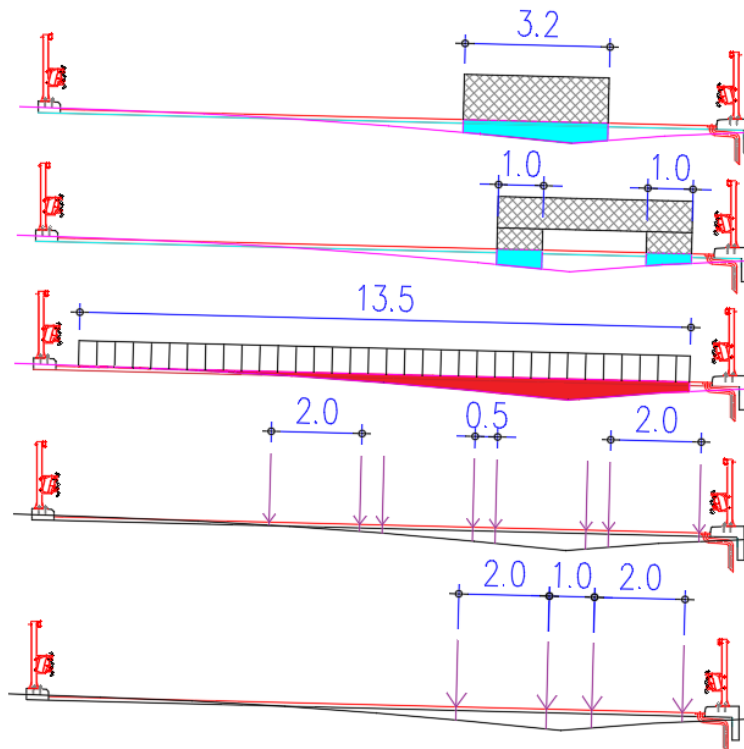


Figure VI. 12. Schéma de calcul de $\xi'a$ moy pour la poutre 03 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

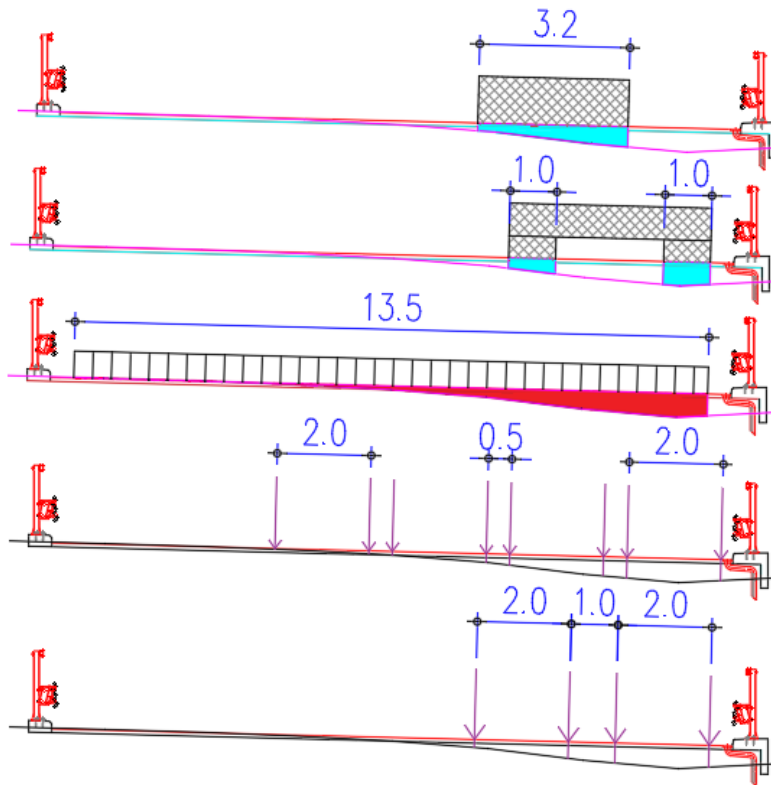


Figure VI. 13. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha$ moy pour la poutre 04 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

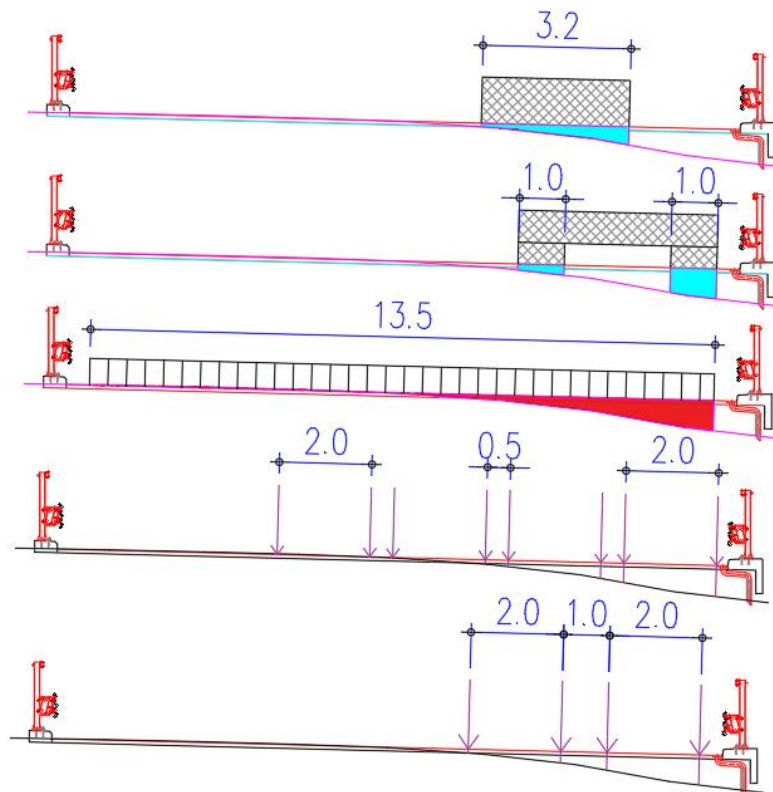


Figure VI. 14. Schéma de calcul de $\epsilon'\alpha$ moy pour la poutre 05 (D240, MC120, AL 4V, Bc 4V, Bt 2t).

Tableau VI. 17. Valeurs de $\epsilon'\alpha$ moy dû aux charges AL, MC120, D240 pour chaque poutre.

Charges		Poutre 01	Poutre 02	Poutre 03	Poutre 04	Poutre 05
AL (04 voies)	Surfaces (m ²)	2.7185	2.5861	2.5193	2.1476	1.6897
	$\epsilon'\alpha$ moy	0.20137	0.19156	0.18661	0.15908	0.12516
MC120	Surfaces (m ²)	0.2497	0.4407	0.6255	0.7656	0.7733
	$\epsilon'\alpha$ moy	0.12485	0.22035	0.31275	0.3828	0.38665
D240	Surfaces (m ²)	0.6511	1.0125	1.2321	0.9617	0.6689
	$\epsilon'\alpha$ moy	0.20347	0.31641	0.38503	0.30053	0.20903

Tableau VI. 18. Valeurs de $\epsilon'\alpha$ moy dû aux charges Bc, Bt pour chaque poutre.

Valeur K	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	K α moy Poutre1	K α moy Poutre2	K α moy Poutre3	K α moy Poutre4	K α moy Poutre5
Bc pour 04 voies chargées										
K1	0.005	0.0561	0.1929	0.4454	0.6715	0.2280	0.2454	0.2545	0.2330	0.2112
K2	0.0955	0.1912	0.3680	0.4415	0.4171					
K3	0.1237	0.2295	0.4194	0.4100	0.3397					
K4	0.2517	0.3725	0.3453	0.2296	0.1361					
K5	0.2848	0.4032	0.3081	0.1824	0.0940					
K6	0.4229	0.2985	0.1797	0.0765	0.0111					
K7	0.3886	0.2671	0.1557	0.0631	0.0047					
K8	0.2520	0.1451	0.0671	0.0155	0.0157					
Bt pour 02 tandems										
K1	0.0056	0.0702	0.2100	0.4639	0.6483	0.14658	0.2389	0.33375	0.3526	0.3389
K2	0.1096	0.2103	0.3937	0.4257	0.3784					
K3	0.1691	0.2847	0.4392	0.3516	0.2453					
K4	0.3020	0.3902	0.2921	0.1692	0.0837					

VI.4.4. Valeurs des efforts tranchants réels dus aux surcharges à ($x = 0,00 L$)

Tableau VI. 19. Tableau récapitulatif de répartition de l'effort tranchant transversalement.

Désignation		To (KNm)	Poutre 01		Poutre 02		Poutre 03	
			$\mathcal{E}'\alpha$ moy	T réel (KNm)	$\mathcal{E}'\alpha$ moy	T réel (KNm)	$\mathcal{E}'\alpha$ moy	T réel (KNm)
Poids propre G		631.38	1	631.38	1	631.38	1	631.38
Surcharge A(L)	04 voies	1830.15	0.20137	368.5373	0.19156	350.5835	0.18661	341.52429
Surcharge B	Bc 04 voies	1646.71	0.2280	375.4498	0.2454	404.1026	0.2545	419.08769
	Bt 2 tandems	798.38	0.14658	117.0265	0.2389	190.7329	0.33375	269.45325
Convoi	MC120	1068.40	0.12485	133.3897	0.22035	235.4219	0.31275	334.14210
	D240	1762.29	0.20347	358.5731	0.31641	557.6061	0.38503	678.5345

Désignation		To (KNm)	Poutre 04		Poutre 05	
			$\mathcal{E}'\alpha$ moy	T réel (KNm)	$\mathcal{E}'\alpha$ moy	T réel (KNm)
Poids propre G		631.38	1	631.38	1	631.38
Surcharge A(L)	04 voies	1830.15	0.15908	291.14026	0.12516	229.06157
Surcharge B	Bc 04 voies	1646.71	0.2330	383.68343	0.2112	347.78515
	Bt 2 tandems	798.38	0.3526	281.50878	0.3389	270.57098
Convoi	MC120	1068.40	0.3828	408.98352	0.38665	413.09686
	D240	1762.29	0.30053	529.62101	0.20903	368.37148

VI.4.5. Détermination de la poutre la plus sollicitée

Tableau VI. 20. Combinaisons de charge à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Poutre 01 (KN)	Poutre 02 (KN)	Poutre 03 (KN)	Poutre 04 (KN)	Poutre 05 (KN)
ELS	G + 1.2 AL (04 voies)	1073.62476	1052.0802	1041.20914	980.74831	906.25388
	G + 1.2 Bc (04 voies)	1081.91976	1116.30312	1134.28522	1091.80011	1048.72218
	G + 1.2 Bt (02 tandems)	771.8118	860.25948	954.7239	969.19053	956.06517
	G + MC120	764.7697	866.8019	965.5221	1040.36352	1044.47686
	G + D240	989.9531	1188.9861	1309.9145	1161.00101	999.75148
ELU	1.35 G + 1.6 AL (04 voies)	1442.02268	1413.29660	1398.80186	1318.18741	1218.86151
	1.35 G + 1.6 Bc (04 voies)	1453.08268	1498.92716	1522.90330	1466.25648	1408.81924
	1.35 G + 1.6 Bt (02 tandems)	1039.6054	1157.53564	1283.4882	1302.77704	1285.27656
	1.35 G + 1.35 MC120	1032.4391	1170.18256	1303.45483	1404.49075	1410.04376
	1.35 G + 1.35 D240	1336.43668	1605.13123	1768.38457	1567.35136	1349.66449

On constate que la poutre la plus sollicitée c'est la 3^{ème} poutre à l'ELS et à l'ELU

ELU : le cas de charge le plus défavorable c'est **1,35G+1,35D240** de la poutre 3

T_{max} = 1768.38457 KNm.

ELS : le cas de charge le plus défavorable c'est **G+D240** de la poutre 3

T_{max} = 1309.9145 KNm.

VI.5. DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS PAR UN CALCUL AUTOMATIQUE

Après le calcul des sollicitations longitudinales (manuellement RDM), et transversales par la méthode de GUYON MASSONNET, on confirme nos résultats à l'aide d'un logiciel de calcul automatique « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 version étudiant ». Le calcul des efforts est donc basé sur la méthode des éléments finis.

VI.5.1. Modélisation et calcul avec le logiciel ROBOT

❖ Les inputs

- Géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et la dalle).
- La définition du matériau utilisé.
- La définition des différentes charges selon RCPR (poids propre et charges complémentaires permanentes et surcharges (les systèmes A(L), B, Mc120, D240)).
- Définir les combinaisons de charge selon RCPR.

❖ Les outputs

- Les réactions maximales et minimales sous différentes charges.
- Les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux.
- Les combinaisons les plus défavorables.
- La poutre la plus sollicitée.

VI.5.2. Analyse des résultats automatiques

Les combinaisons les plus défavorables à l'ELU et à l'ELS du moment et de l'effort tranchant sont représentées ci-dessous

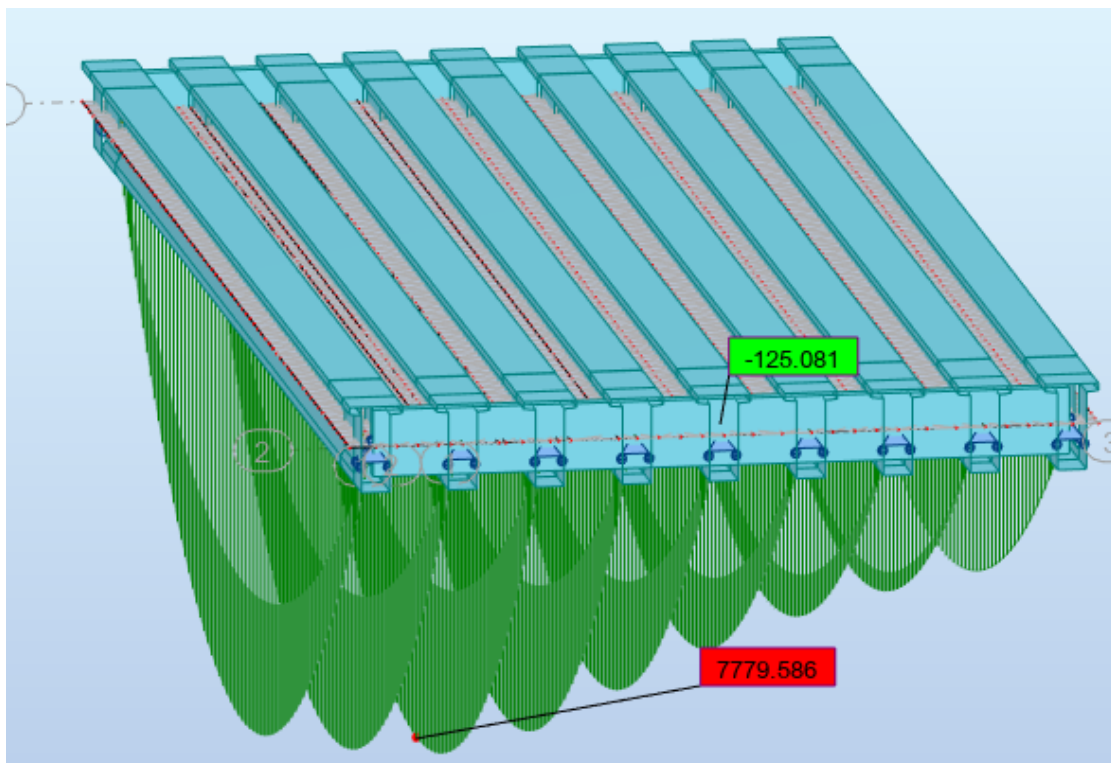


Figure VI. 15. Moment max à l'ELS (G+D240).

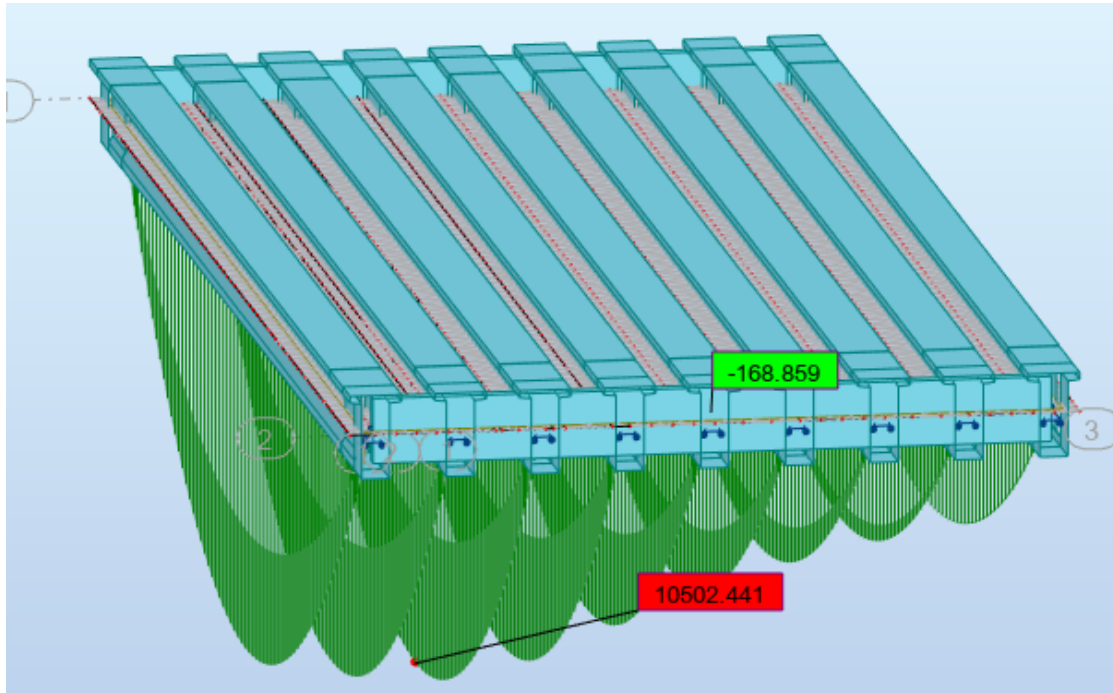


Figure VI. 16. Moment max à l'ELU (1.35 G+1.35 D240).

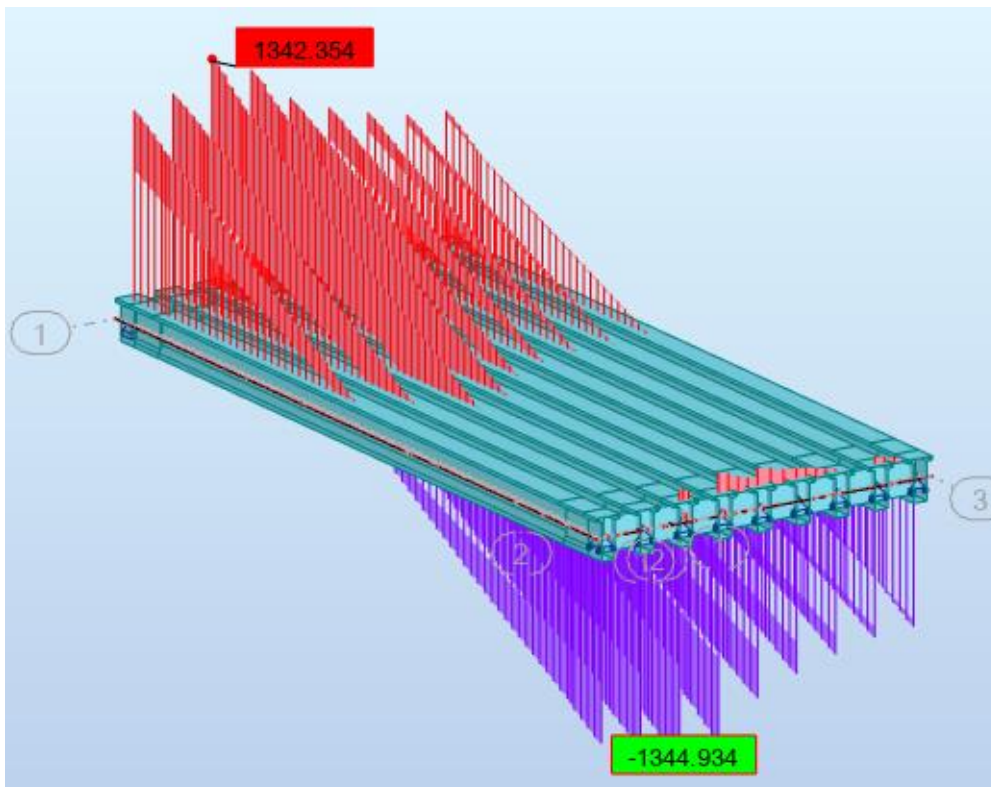


Figure VI. 17. Effort tranchant max à l'ELU (1.35 G+1.35 D240).

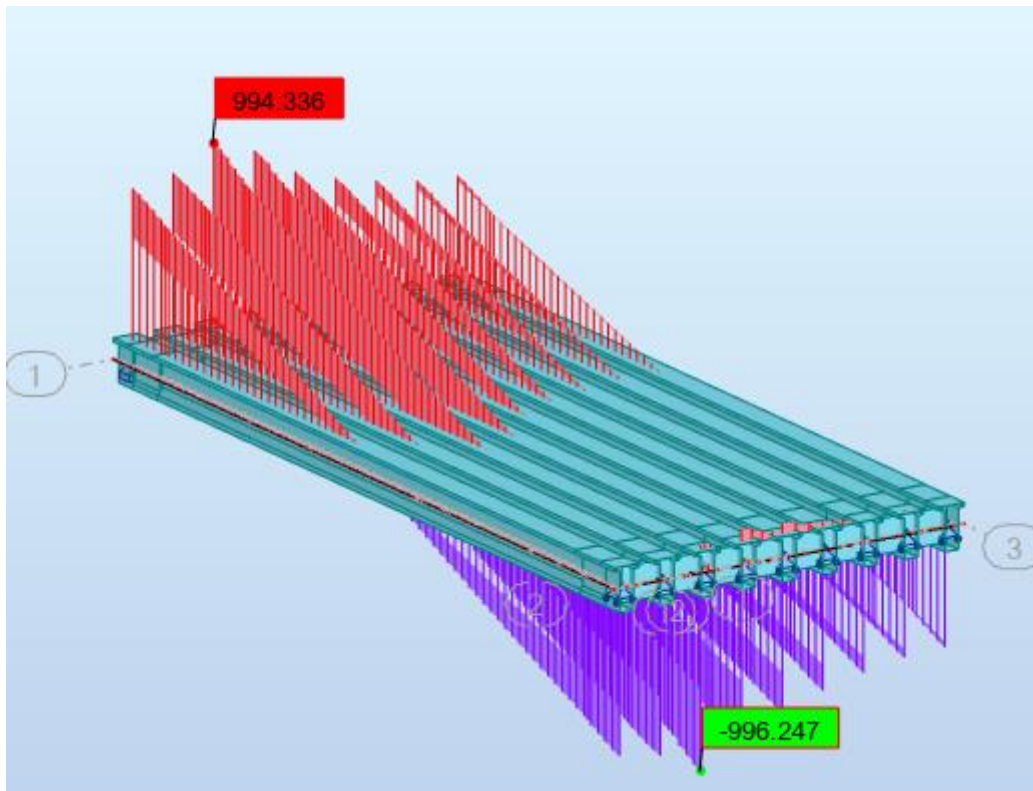


Figure VI. 18. Effort tranchant max à l'ELS (G+D240).

VI.5.3. Comparaison des résultats manuelles et automatiques

Tableau VI. 21. Résultats manuelles et automatiques du moment fléchissant à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Calcul manuel (KNm)	Calcul automatique (KNm)
ELS	G + 1.2 AL (04 voies)	8084.22848	7124.944
	G + 1.2 Bc (04 voies)	8031.75548	7247.965
	G + 1.2 Bt (02 tandems)	7444.88816	6808.366
	G + MC120	7955.255	7249.841
	G + D240	8759.1943	7779.586
ELU	1.35 G + 1.6 AL (04 voies)	10871.04764	9581.437
	1.35 G + 1.6 Bc (04 voies)	10801.08364	9748.915
	1.35 G + 1.6 Bt (02 tandems)	10018.5938	9162.783
	1.35 G + 1.35 MC120	10739.5942	9787.285
	1.35 G + 1.35 D240	11824.9123	10502.441

Tableau VI. 22. Résultats manuelles et automatiques de l'effort tranchant à l'ELS et à l'ELU.

Combinaisons		Calcul manuel (KN)	Calcul automatique (KN)
ELS	G + 1.2 AL (04 voies)	1073.62476	837.822
	G + 1.2 Bc (04 voies)	1134.28522	885.833
	G + 1.2 Bt (02 tandems)	969.19053	854.461
	G + MC120	1044.47686	865.858
	G + D240	1309.9145	996.247
ELU	1.35 G + 1.6 AL (04 voies)	1442.02268	1126.838
	1.35 G + 1.6 Bc (04 voies)	1522.90330	1190.888
	1.35 G + 1.6 Bt (02 tandems)	1302.77704	1149.120
	1.35 G + 1.35 MC120	1410.04376	1168.908
	1.35 G + 1.35 D240	1768.38457	1344.934

VI.6. CONCLUSION

Après avoir analysé les résultats obtenus par le calcul automatique on constate que les résultats sont assez proches vu que l'erreur globale moyenne des efforts maximaux ne dépasse pas les 10.5 % ce qui confirme la fiabilité du modèle de calcul automatique.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

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 a pour but de soumettre le béton lors de sa fabrication à des contraintes préalables permanentes de compression et elle est applicable 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. Nous abordons dans ce chapitre les étapes de l'étude de la précontrainte pour un pont à poutre en post tension.

VII.2. PRINCIPE DE POST-TENSION

Le principe de la précontrainte par post tension consiste à tendre des câbles au moyen de vérins qui prennent appuis sur le béton après qu'il ait entamé une grande partie de son durcissement. Les câbles, tendus sont bloqués sur le béton, au moyen d'ancrages, qui assurent la permanence de sa compression. On peut ainsi libérer et récupérer les vérins. Les câbles doivent être disposés à l'intérieur du béton pour être protégés contre la corrosion et pouvoir recevoir un tracé courbe. Pour être tendus, ils doivent pouvoir s'allonger, et coulisser par rapport au béton. Il faut donc les isoler par des gaines, disposées dans les coffrages avant bétonnage, de façon à assurer des conduits internes. Ces conduits débouchent sur leurs coffrages, pour permettre au vérin de saisir l'extrémité du câble. Les armatures elles-mêmes peuvent être présentes dans les gaines au moment du coulage du béton. Après mise en tension, et fixation de l'armature au béton.

VII.3. MISE EN ŒUVRE DES CABLES ET ANCRAGES

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution. Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalle suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

VII.4. PROGRAMME DE MISE EN TENSION DES CABLES

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles.

VII.5. MONTAGE DE LA PRECONTRAINTE

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes

- ❖ Pose de gaines.
- ❖ Montage des ancrages.
- ❖ Mise en place des torons (Par tirage, par enfilage).
- ❖ Pré blocage des ancrages fixés.
- ❖ Bétonnage.
- ❖ Mise en tension des câbles.
- ❖ Coupe des sur-longueurs.
- ❖ Injection.
- ❖ Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion. L'injection est effectuée au moyen des coffres d'injections fixés aux ancrages ou des raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VII.6. INJECTION DES CABLES

Pour assurer une meilleure adhérence (acier- béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes, ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

VII.7. DONNEES DE CALCUL

Tableau VII. 1. Données de dimensionnements de la précontrainte.

Données de l'ouvrage		Caractéristiques du câble 12 T15			
H (P)	1,8 m	Cable	T15		
H(P+D)	2,05 m	Nbr Toron	12		
L poutre	35 m	Ap 1 Toron	140 mm ²		
L porté	34 m	Ap 1 Toron (m ²)	0,0001 m ²		
N poutres	9	Ac (m ²)	0,00168 m ²		
E dalle	0,25 m	F prg	1770 MPa		
Enrobage	0,03 m	F _{p0}	196,2 KN		
λ	1,8125 m	F peg	1593 MPa		
L _{TC}	1,1 m	D gaine	0,08 m		
B _{About}	0,6 m	f	0,18 (rd ⁻¹)		
		ϕ	0,002(m ⁻¹)		
		g	6 mm		
		μ_0	0,43		
		ρ_{1000h}	2,5		
		Ep	190000 MPa		
		fe	500 MPa		
		sigma S	434,783 MPa		

Caractéristiques du béton	
Fc sup	35 MPa
Fc inf	27 MPa
Ft 28	2,7 MPa
σ_{bc}	21 MPa
σ_{bt}	-4,05 MPa

Caractéristiques des sections				
	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+dalle	Poutre seule	Poutre+dalle
B (m ²)	1,1613	1,6141	0,7244	1,1772
v' (m)	0,9573	1,2288	0,9478	1,3237
v (m)	0,8427	0,8212	0,8522	0,7263
I _G (m ⁴)	0,3424	0,6499	0,2837	0,5521
ρ	0,3655	0,3990	0,4849	0,4878

Résultats Logiciel	
Mgp	2,627 MN.m
M _M	7,779 MN.m
M _m	4,950 MN.m
V _M	0,996 MN
V _m	0,591 MN

VII.8. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

L'objectif du dimensionnement de la précontrainte est de déterminer la force effective P (après soustraction des pertes de tension) qui doit régner dans la section étudiée afin que les contraintes limites soient admissibles.

VII.8.1. 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 : $P_{MIN} = \sup (P_I, P_{II})$

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

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

Tel que :

B : l'aire de la section.

v et v' : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes. ($v + v' = h$)

I : le moment d'inertie de la section par rapport à G_z .

ρ : le rendement géométrique de la section.

d' : distance entre le centre de gravité des câbles et de la fibre inférieure, $d' = 0.1 \times h$.

M_g : moment dû au poids propre.

M'_g : moment dû aux charges permanentes additionnelles.

M_q : moment généré par les actions variables de toutes natures.

Selon le cas de charge considéré, M varie entre :

- Une valeur minimale : $M_m = M_g + M'_g + M_{mq}$.
- Une valeur maximale : $M_M = M_g + M'_g + M_{Mq}$.

Posons : $\Delta M = M_M - M_m = M_{Mq} - M_{mq}$.

$\overline{\sigma_{bt1}} / \overline{\sigma_{bt2}}$: les contraintes limites de traction.

Voici ci-dessous les résultats obtenus après calcul

Tableau VII. 2. Evaluation de P_{MIN} .

$\overline{\sigma_{bt1}}$	- 4.05 MPa	P_I	- 0.91 MN
$\overline{\sigma_{bt2}}$	- 2.70 MPa	P_{II}	4.52 MN
d'	0.21 m	P_{MIN}	4.52 MN

P_I : représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage).

PII : représente la section sur critique (cas ou le fuseau de passage à une de ses frontières la zone d’enrobage).

VII.8.2. Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{min}}{(1-\Delta P) \times P_0}$

P_0 : effort de précontrainte limite qu’un câble de 12T15 peut créer

ΔP est estimé à **25 %** de pertes,

$P_0 = \min \{(0.8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0.9 \times f_{peg} \times A_p)\}$.

Le résultat est représenté dans le tableau suivant

Tableau VII. 3. Détermination du nombre de câble.

$\Delta P =$	25 %	Donc on opte pour 3 câbles de <u>12T15</u>, classe <u>1770</u>
$T_0 =$	1416 MPa	
$P_0 =$	2.354 MN	
$n \geq$	2.56	

VII.8.3. Pré-verification des contraintes

Cette vérification se fait à mi- travée selon les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : après 7 jours de coulage de béton de la poutre. La mise en tension est faite à 50%. Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 2** : après 28 jours, la mise en tension à 100 %. Les pertes sont estimées à 10 %
- **Phase 3** : après coulage de la dalle, ajout de poids propre de la dalle. Les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 4** : en service, le moment se maximise et les pertes sont estimées à 25 %.

Les vérifications à faire sont : $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ et $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \sigma_{sup} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec $\sigma_{inf} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$ et $\sigma_{sup} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I}$, avec : $e_0 = v' - d$

Tableau VII. 4. Caractéristiques de chaque phase de vérification des contraintes.

1 ère phase après 7 jours		2 ème phase après 28 jours	
f_{c7}	23,18 MPa	f_{c7}	35 MPa
f_{t7}	1,99 MPa	f_{t7}	2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1,39 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2,99 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	13,91 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa
ΔP	10 %	ΔP	10 %
n cable	3	n cable	3

3 ème phase après coulage de la dalle		3 ème phase en service	
f_{c7}	35 MPa	f_{c7}	35 MPa
f_{t7}	2.7 MPa	f_{t7}	2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.89 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}}$	-2.7 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}}$	-4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$	21 MPa
ΔP	15 %	ΔP	25 %
n cable	3	n cable	3

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 5. Estimation des contraintes et interprétation des résultats.

Phase	e_0 (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	Observation
Phase 1	0,74	2,63	3,18	5,19	3,50	Condition vérifiée
Phase 2	0,74	2,63	6,36	2,48	15,77	Condition vérifiée
Phase 3	1,12	4,183	6,00	1,77	11,17	Condition vérifiée
Phase 4	1,12	7,78	5,30	6,94	0,05	Condition vérifiée

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

Remarque :

Les trois câbles seront placés à l'about de poutre car les conditions sont vérifiées à cet endroit (les données prises pour le calcul sont celles de la poutre seule à mi-travée).

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} \geq \overline{\sigma_{bt1}} \rightarrow n \leq 5.96 ; \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{\text{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow n \leq 3.28 ; \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Tel que

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

VII.9. TRACE DES CABLES DE PRECONTREINTE**VII.9.1. Principe**

La forme géométrique du tracé suit le diagramme du moment fléchissant afin de contrebalancer l'effet des charges appliquées, par conséquent elle suit une forme parabolique. Un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage précède la parabole.

La disposition des câbles à la section d'about et à la section intermédiaire suivra respectivement les conditions imposées par l'emplacement de la plaque d'ancrage (précontrainte Freyssinet) ainsi que les dispositions constructives des câbles suivant le BPEL, les détails et les pièces graphiques respectives seront donnés à la page suivante.

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.

VII.9.2. Détermination du tracé et position des câbles

Pour le calcul du **rayon de courbure** on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré on aura

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

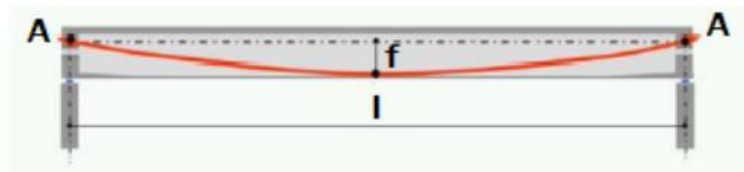


Figure VII. 1. Géométrie des câbles.

l : est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole

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

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

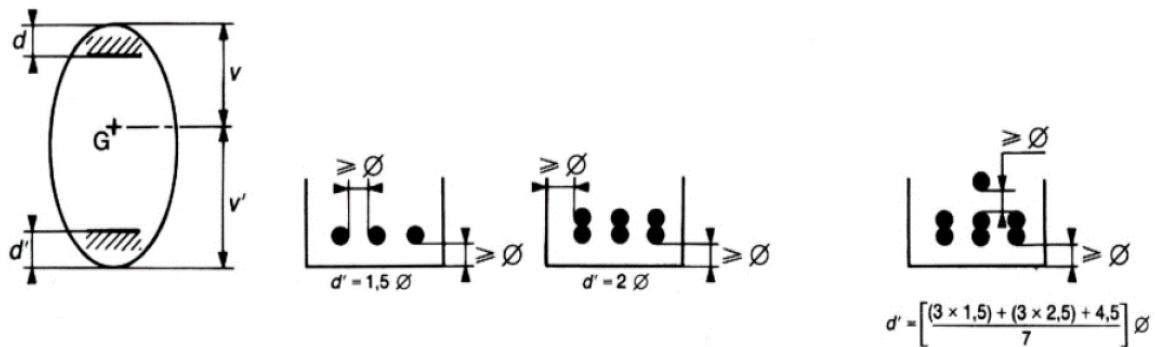
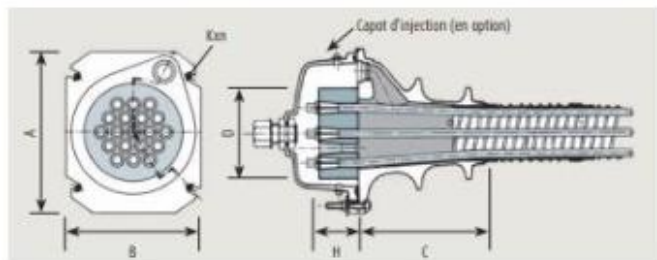
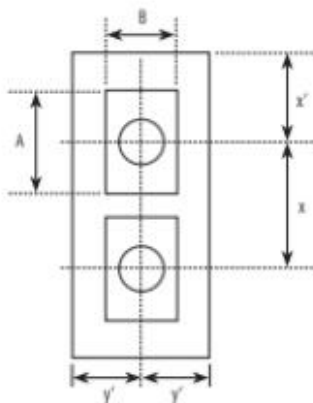


Figure VII. 2. Dispositions constructives des câbles de précontrainte.

À 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 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 20 \text{ mm}^2$, dont l'entraxe vertical est déterminé comme suit :

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

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



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxm (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $x \geq A + 30 \text{ (mm)}$
- $y \geq B + 30 \text{ (mm)}$
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0,85 a$
- $y \geq 0,85 b$
- $x' \geq 0,5 x + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$
- $y' \geq 0,5 y + \text{enrobage de béton} - 10 \text{ (mm)}$

Distances a et b

Unités	a - b (mm)		
	$f_{c28} \text{ (MPa)}$		
	24	44	60
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440

Figure VII. 3. Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.

Tableau VII. 6. Position des câbles.

câble	Yi (m)	Section d'about	Yi (m)	Section médiane
1	0.775		0.12	
2	1.095		0.20	
3	1.415		0.36	

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

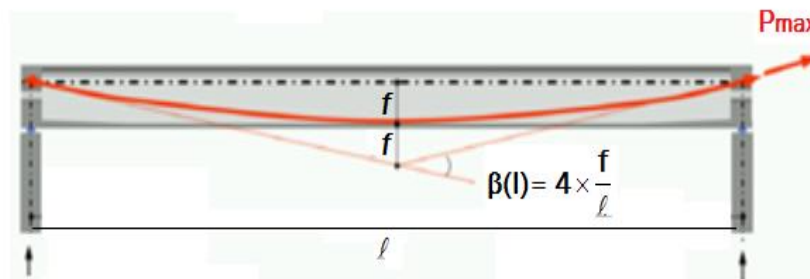


Figure VII. 4. L'angle de déviation des câbles.

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

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

Tel que:

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

$\bar{\tau}$: 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 + hourdis, $B_n = B_{p+d} - n \times B_{Gaine}$.

b_n : largeur nette de la section d'about + hourdis, $b_n = b_0 - n \times \phi$.

n : nombre de gaines par lit.

b_0 : largeur brute.

B_{Gaine} : surface de la gaine.

Φ : diamètre de la gaine, $\Phi = 8$ cm.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant

Tableau VII. 7. Caractéristiques du tracé des câbles de précontrainte des poutres.

bn	0,52 m							
Bn	1,60 m ²			L Cable	35 m			
P	5,30 MN			L rel	1 m			
σ_x	3,31 MPa			l pb	33 m			
$\bar{\tau}$	2,55 MPa							
\bar{V}	2,17 MPa							
		-12,84	$\leq \alpha \leq$	31,46 (°)				
α_{c1}	4,16 (°)	α_{c2}	5,69 (°)	α_{c3}	6,7 (°)			
N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x = 0	x = 1	x = 17,5			
C1	33	4,16	0,775	0,70	0,12	0,58	233,78	0,071
C2	33	5,69	1,095	1,00	0,2	0,80	171,15	0,096
C3	33	6,7	1,415	1,30	0,36	0,94	145,20	0,114

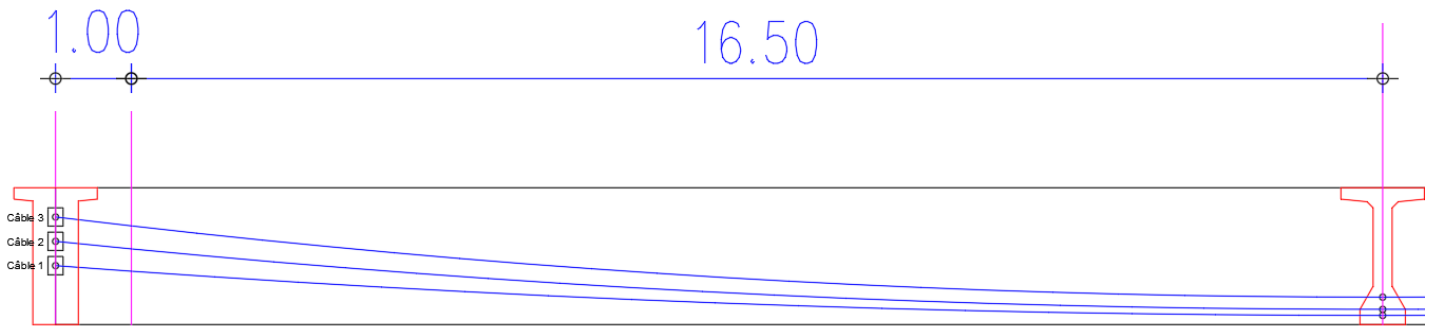


Figure VII. 5. Trajectoire des câbles.

VII.10. CALCUL DES PERTES

Les pertes de précontrainte représentent la différence entre la force exercée lors de sa mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. Elles peuvent être rangées sous deux catégories : les pertes de tension instantanées et les pertes de tension différées.

VII.10.1. Les pertes de tension instantanées

Se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte, on distingue trois types

VII.10.1.1. Pertes de tension par frottement

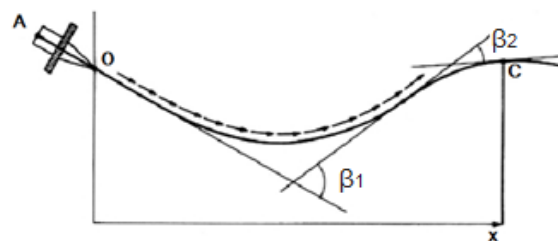


Figure VII. 6. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur les gaines lors de la mise en tension, elles sont données par la relation suivante :

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

Avec :

σ_{p0} : la tension à l'origine (MPa).

f : coefficient de frottement en courbe (rad⁻¹).

β : somme des déviations angulaires du câble sur la distance x (rad).

φ : coefficient de frottement en ligne (m⁻¹).

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

Avec : $\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$; $f = 0.18 \text{ rad}^{-1}$; $\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 8. Valeurs des pertes par 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	17.5	0.071	0.048	66.11	71.67	5.06%
C2	17.5	0.097	0.052	72.37		
C3	17.5	0.114	0.056	76.53		

VII.10.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage

La perte par recul d'ancrage est une perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Cette perte varie selon la technologie des vérins de mise en tension, elle peut prendre des valeurs de 2 à 6 mm, les notices techniques du système de précontrainte définissent, pour chaque type d'ancrage, la valeur probable de g , ces pertes sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$$

Avec $k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi$

$$d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}} \quad (\text{la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage}).$$

g : intensité de recul d'ancrage : 6 mm.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 9. Valeurs des pertes par recul d'ancrage.

N° câble	L (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_p(L/2)$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	17.5	0.0027	17.17	0	132.82
C2	17.5	0.0030	16.39	0	139.13
C3	17.5	0.0032	15.92	0	143.18

VII.10.1.3. Pertes par déformation instantanée du béton

Lors de la mise en tension des armatures de précontrainte, le béton subit un raccourcissement qui résulte de l'effort appliqué et engendre par la suite des pertes affectant chacune des armatures, ces pertes peuvent être estimées par la formule suivante

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

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

σ_{bi} : la contrainte au niveau du câble moyen.

P : effort de précontrainte.

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

M_p : moment dû au poids propre de la poutre.

e : excentricité moyenne des câbles.

I_G : moment d'inertie de la section médiane (poutre seule).

B : section de la poutre seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 10. Valeurs des pertes par déformation instantanée du béton.

Paramètre	Valeur	Unité
M_p	2.63	MN.m
E_{ij}	35981.73	MPa
e	0.72	m
B	0.72	m ²
I_G	0.28	m ⁴
Nombre de câbles	3	/
σ_{bi}	14.87	MPa
σ_e	39.25	MPa
σ_e	2.77	%

VII.10.2. Les pertes de tension différées

Se produisant dans un temps plus au moins long après la mise en tension des câbles de précontrainte, on distingue trois types :

VII.10.2.1. Pertes par retrait

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du volume du béton dans le temps suite à l'évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton à cause de l'influence de la température, les câbles vont subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Les pertes créées sont données par la formule approchée suivante :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$$

Application numérique :

$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$ (en climat humide zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie)

$$\begin{aligned} \text{d'où : } \Delta\sigma_r &= 190000 \times 2 \times 10^{-4} = 38 \text{ MPa.} \\ &= 2.68 \%. \end{aligned}$$

VII.10.2.2. Pertes par fluage

Le fluage du béton signifie l'augmentation de la déformation suite à une contrainte permanente (essentiellement la contrainte de compression), les câbles de précontrainte vont subir la même déformation étant donné qu'ils sont ancrés dans le béton. La perte de tension due au fluage est calculée comme suit

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

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

P : effort de précontrainte en prenant en considération les pertes supposées au début de calcul (25%).

M_p : moment dû aux charges permanentes.

B : section de la poutre + dalle.

I_G : moment d'inertie de la section médiane (poutre + dalle).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 11. Valeurs des pertes par fluage du béton.

Paramètre	Valeur	Unité
Mp	4.95	MN.m
v'	1.324	m
e	1.1	m
B	1.1772	m ²
IG	0.5521	m ⁴
P	5.30	MN
σ_{bi}	6.21	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	81.97	MPa
$\Delta\sigma_{fl}$	5.79	%

VII.10.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'armature tendue diminue la tension des câbles, cette perte dépend de l'acier et de son traitement et elle peut être estimée par la formule suivante :

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

Avec :

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1000 h.

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

σ_i : contrainte dans les armatures de précontrainte après les pertes instantanées.

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 12. Valeurs des pertes par fluage du béton.

$\Delta\sigma_p$	60.16	MPa
$\Delta\sigma_p$	4.25	%

VII.10.3. Pertes totales

Pertes instantanées totales : $\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \sigma_e = 110.93 \text{ MPa} = 7.83 \%$.

Pertes différées totales : $\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p = 170.10 \text{ MPa} = 12.01 \%$

Pertes totales : $\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{diff} = 281.03 \text{ MPa} = 19.85 \%$

On constate que le pourcentage trouvé des pertes totales ne dépasse pas le pourcentage supposé au début (25%). Pour la suite du calcul on prend : $\Delta\sigma_{tot} = 19.85 \%$.

VII.11. VERIFICATION DES CONTRAINTES

VII.11.1. Sections de vérifications

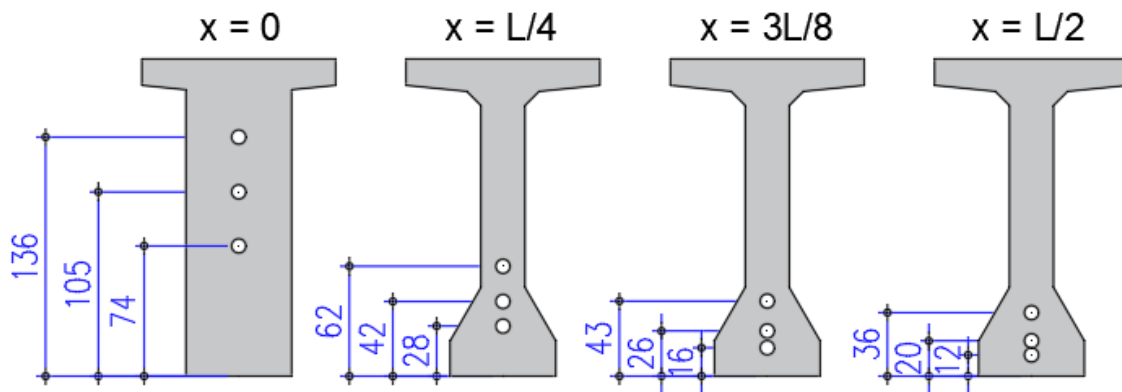


Figure VII. 7. Les sections de vérifications.

VII.11.2. Caractéristiques nettes des sections

Les caractéristiques nettes représentent les caractéristiques des sections du béton (sans prendre en considération les gaines), nécessaires pour le calcul des contraintes.

Pour l'estimation de ces caractéristiques, on a utilisé le logiciel AUTOCAD 2021, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 13. Caractéristiques nettes des sections de vérification.

	x = 0		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)	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05	1.80	2.05
B _{nette} (m ²)	1.1462	1.5990	0.7093	1.1621	0.7093	1.1621	0.7093	1.1621
V _n (m)	0.8439	0.8195	0.8414	0.7149	0.8380	0.7127	0.8368	0.7120
V' _n (m)	0.9561	1.2305	0.9586	1.3351	0.9620	1.3373	0.9632	1.3380
I _{nG} (m ⁴)	0.3413	0.6484	0.2795	0.5400	0.2767	0.5353	0.2755	0.5336
ρ (%)	36.90	40.21	48.86	48.68	48.39	48.33	48.19	48.20

VII.11.3. Limitation des contraintes

Pour les contraintes limites, on a utilisé les valeurs données par la classe la plus courante (la classe II), elle admet les contraintes de traction dans le béton sans formation des fissures.

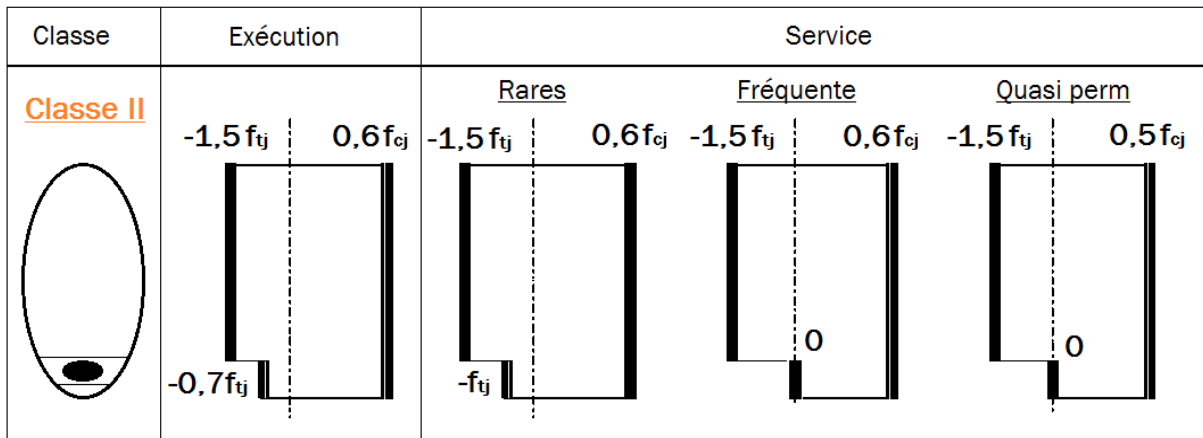


Figure VII. 8. Contraintes limites de la classe II.

Les valeurs des contraintes limites pour $f_{c28} = 35$ MPa, utilisé pour la superstructure, sont regroupées dans le tableau suivant

Tableau VII. 14. Limitation des contraintes.

Âge	Contraintes
j = 7 jours	$\overline{\sigma}_{bcj} = 13.91$ MPa Exécution $\overline{\sigma}_{bt1} = - 2.99$ MPa Exécution $\overline{\sigma}_{bt2} = - 1.39$ MPa Exécution
j ≥ 28 jours	$\overline{\sigma}_{bcj} = 21.00$ MPa C.Rares $\overline{\sigma}_{bt1} = - 4.05$ MPa C.Rares $\overline{\sigma}_{bt2} = - 2.70$ MPa C.Rares

VII.11.4. Justification de la poutre à l'ELS

Pour les justifications aux ELS, la précontrainte est représentée par deux valeurs caractéristiques P1 et P2 données par

$$P1 = 1.02 P0 - 0.8 \Delta P$$

$$P2 = 0.98 P0 - 1.2 \Delta P$$

Avec : $P0 = 2.35 \text{ MN}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 15. Caractéristiques de chaque phase de vérification.

	N câbles	% Mt	ΔP (%)	P1 (MN)	P2 (MN)	d x=0 (m)	d x=L/4 (m)	d x=3L/8 (m)	d x=L/2 (m)
Phase 1	3	50	3.92	3.49	3.29	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 2	3	100	7.83	6.76	6.26	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 3	3	100	13.84	6.42	5.75	1.05	0.44	0.28	0.23
Phase 4	3	100	19.85	6.08	5.24	1.05	0.44	0.28	0.23

VII.11.4.1. Justification des contraintes normales

Pour chaque phase, les contraintes normales doivent être vérifiées, cette vérification se traduit par les conditions suivantes

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

$$\text{Avec : } \sigma(y) = \frac{P_i}{B_n} + \frac{P_i \times e_0 + M}{I_n} y$$

P_i : la valeur caractéristique de la précontrainte.

B_n : surface nette de la section considérée.

I_n : inertie nette de la section considérée.

e_0 : excentricité moyenne des câbles.

M : moment extérieur.

y : les distances entre le centre de gravité et les fibres extrêmes.

Les résultats de calcul et de vérification sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII. 16. Vérification des contraintes normales pour les phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x = 0	x = L/4	x=3L/8	x = L/2	x = 0	x = L/4	x=3L/8	x = L/2
e ₀ (m)		-0.09	0.52	0.68	0.74	-0.09	0.52	0.68	0.74
M ELS (MN.m)		0.00	1.93	2.45	2.63	0.00	1.93	2.45	2.63
P1 (MN)		3.49	3.49	3.49	3.49	6.76	6.76	6.76	6.76
P2 (MN)		3.29	3.29	3.29	3.29	6.26	6.26	6.26	6.26
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	3.83	5.32	5.15	5.10	7.41	4.85	3.01	2.40
	σ _{inf}	2.16	4.47	7.12	4.72	4.18	14.86	17.01	17.75
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	3.61	5.34	5.28	5.26	6.86	4.93	3.34	2.81
	σ _{inf}	2.04	3.85	6.38	3.93	3.87	13.26	15.11	15.74

Tableau VII. 17. Vérification des contraintes normales pour les phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x = 0	x = L/4	x=3L/8	x = L/2	x = 0	x = L/4	x=3L/8	x = L/2
e ₀ (m)		0.18	0.89	1.06	1.11	0.18	0.89	1.06	1.11
M ELS (MN.m)		0.00	3.08	3.91	4.18	0.00	5.85	7.30	7.78
P1 (MN)		6.42	6.42	6.42	6.42	6.08	6.08	6.08	6.08
P2 (MN)		5.75	5.75	5.75	5.75	5.24	5.24	5.24	5.24
σ _{Max} (MPa)	σ _{sup}	2.52	2.02	1.69	1.59	2.39	5.79	6.39	6.59
	σ _{inf}	6.26	12.07	12.72	12.93	5.93	4.19	3.06	2.68
σ _{Min} (MPa)	σ _{sup}	2.26	4.66	5.05	2.00	4.63	8.86	9.42	7.12
	σ _{inf}	5.60	10.01	10.36	10.47	5.10	1.61	0.11	-0.40

On constate que toutes les contraintes normales sont vérifiées.

VII.11.4.2. Justification des contraintes tangentielles

Cette justification consiste à montrer que les contraintes tangentielles qui résultent de l'effort tranchant au niveau de l'about de poutre sont admissibles, pour cela on doit vérifier les inégalités suivantes

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

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

Avec : $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$ (la contrainte normale au niveau de l'about de poutre)

$$P = \sum P_i \cos \alpha_i$$

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

Les résultats de calcul des composantes de l'effort de précontrainte sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 18. Composantes de l'effort de précontrainte.

		α (°)	P cos α (MN)	P sin α (MN)
P1 (MN)	1.89	4.16	1.88	0.14
P2 (MN)	1.89	5.69	1.88	0.19
P3 (MN)	1.89	6.7	1.87	0.22
Somme			5.63	0.54

$$D'où : \sigma_x = \frac{5.63}{1.6} = 3.52 \text{ MPa}$$

3.52 MPa < 0.4 x 35 = 14 MPa , donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

❖ Détermination de la contrainte tangentielle « τ »

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

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

V_{red} : effort tranchant réduit.

S_n : moment statique de la section poutre + dalle.

b_n : largeur nette de la section.

I_n : moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 19. Calcul de la contrainte tangentielle.

Paramètre	Valeur	Unité
$\bar{\tau}_1$	2.59	MPa
V_{ser}	0.996	MN
V_{red}	0.45	MN
S_n	0.53	m ³
I_n	0.65	m ⁴
b_n	0.52	m
τ	0.71	MPa

On constate que : $\tau = 0.71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_1 = 2.59 \text{ MPa}$, donc les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VII.11.4.3. Armatures des zones tendues

Conformément au BPEL, il est nécessaire de prévoir des aciers passifs dans les parties de la section où le béton est tendu, cette section d'armatures est donnée par :

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

Avec

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 :

$$A_s = \frac{0.064}{1000} + \left(\frac{0.0131}{500} \times \frac{2.7}{0.4} \right) = 2.4 \text{ cm}^2.$$

On prend : $4 \text{ HA } 12 = \text{cm}^2$

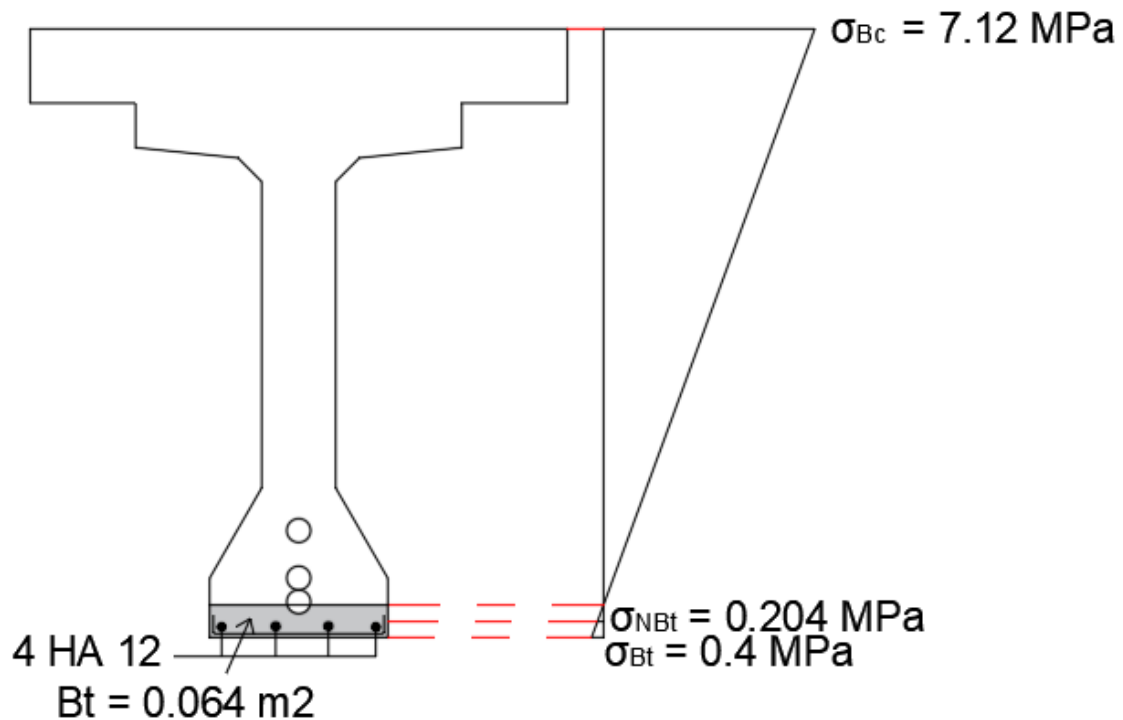


Figure VII. 9. Diagramme des contraintes et ferrailage à mi-travée.

VII.11.5. Justification de la poutre à l'ELU

La justification de la poutre vis-à-vis de l'état limite ultime comporte la vérification de la résistance des armatures transversales et la vérification des bielles comprimées.

Dans un premier temps, on détermine l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par la formule suivante

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec

$$\beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : les contraintes normales : $\sigma_x = P / B_n$; $\sigma_y = 0$ (pas de précontrainte transversale).

τ_u : contrainte tangentielle ultime donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ red.} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII. 20. Calcul de l'angle β_u .

Paramètre	Valeur	Unité
Vult	1.34	MN
Vred	0.80	MN
Sn	0.53	m ³
In	0.65	m ⁴
bn	0.52	m
Bn	1.60	m ²
σ_x	3.52	MPa
τ_u	1.25	MPa
β_u	17.70	°

Donc on prend : $\beta_u = 30^\circ$

Ensuite, on calcule la section des armatures transversale A_t donnée par l'inégalité suivante

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

Avec :

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

S_t : espacement de deux cours d'armatures transversales.

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité.

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Les valeurs des différents paramètres de calcul sont données comme suit

$\tau_u = 1.25$ MPa ; $f_t 28 = 2.7$ MPa ; $f_e = 500$ MPa ; $b_n = 0.52$ m ; $\beta_u = 30^\circ$

D'où : $\frac{A_t}{S_t} \geq 2.42 \text{ cm}^2/\text{m}$

La section minimale est donnée par

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{0.52 \times 1.15}{500} = 7.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

St : L'espace des armatures tel que : $St \leq \text{Min} (1 \text{ m}; 0.8h; 3b_0)$

b0 : l'épaisseur brute minimale de l'âme.

→ On prend $St = 20 \text{ cm}$ → $At = 0.20 \cdot 7.18 = 1.436 \text{ cm}^2$

Donc on prend un cadre HA12 (2 HA 12 = 2.26 cm^2) avec un espacement de 12.5 cm à l'appui et 20 cm à mi-travée.

Enfin, la justification des bielles comprimées du béton se traduit par l'inégalité suivante :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$1.25 \leq \frac{35}{6} = 5.83 \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.12. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de dimensionner les câbles, en type, en nombre et en tracé, estimer les pertes de tension et aussi de vérifier les contraintes induites par la précontrainte pour toutes les phases, en construction et en service.

CHAPITRE VIII

ETUDE DU TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION

Le tablier est un élément principal dans le pont (quel que soit son type) qui porte les voies, il est constitué d'une dalle qu'est une structure plane, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'appliquent sur le pont vers les poutres. Pour cela, nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimensionnement et vérification si nécessaire.

VIII.2. FLECHES ET CONTRE FLECHES

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et la précontrainte. Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations se produisent librement pour qu'elles ne puissent pas modifier les effets de la précontrainte, sinon, des fissurations peuvent apparaître sur certaines sections.

On a utilisé Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 pour la détermination des différentes flèches.

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (Contre flèche).

VIII.2.1. Contre flèche de précontrainte

On estime d'abord la contre-flèche de la poutre seule (avant coulage de la dalle).

Données de calcul

- $P_{\text{Câble moy}} = 6.7612 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %).
- $e_0 = -9 \text{ cm}$.
- $e_1 = 74 \text{ cm}$.

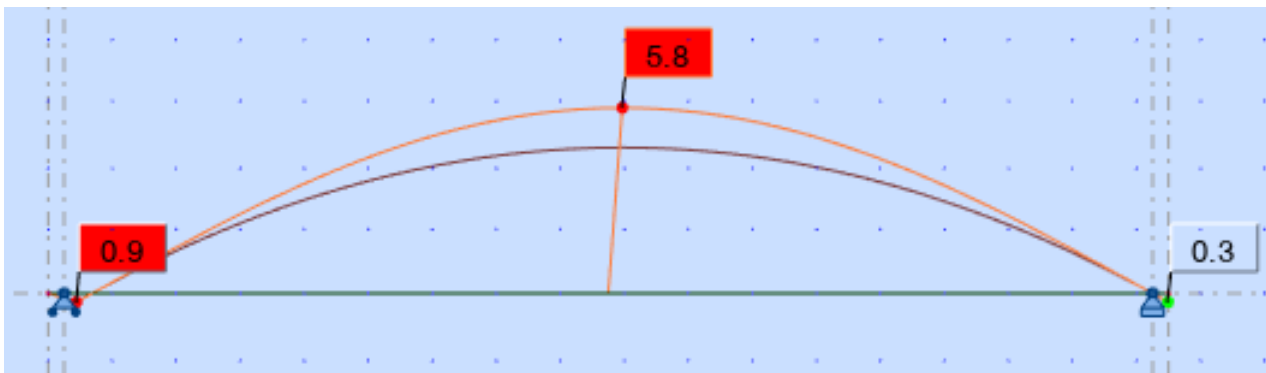


Figure VIII. 1. La contre-flèche max de la poutre seule avant le coulage de la dalle ($G_{\text{poutre}} + P$).

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles est égale à $f_p = -5.8 \text{ cm}$.

VIII.2.2. Flèche maximale à l'ELS

Ensuite la flèche du tablier lorsqu'il est en service (à l'ELS)

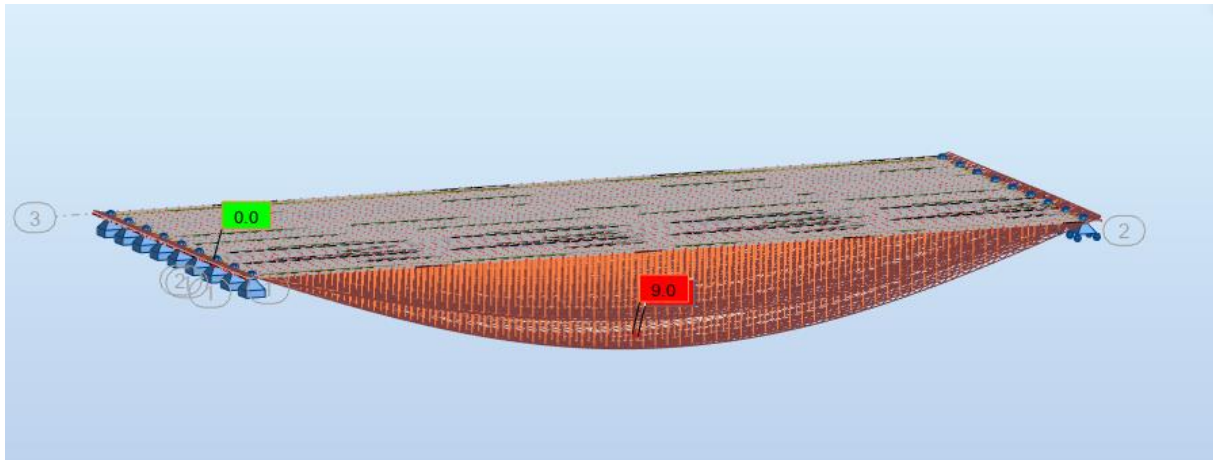


Figure VIII. 2. La flèche maximale du tablier en service (G + D240).

D'après le diagramme ci-dessus, on constate que la flèche maximale du tablier à ELS est égale à $f_{ELS} = 9 \text{ cm}$

VIII.2.3. Vérification des flèches

Suivant les règles **BAEL**, la flèche admissible est de $L/500$, où L est la portée de la travée considérée. Donc $f_{adm} = 35/500 = 7 \text{ cm}$

$9 - 5.8 = 3.2 < 7 \text{ cm} \rightarrow$ La condition de déplacement élastique est vérifiée.

VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

VIII.3.1. Principe de ferrailage

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de solidariser la section transversale, 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 dépend elle-même 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

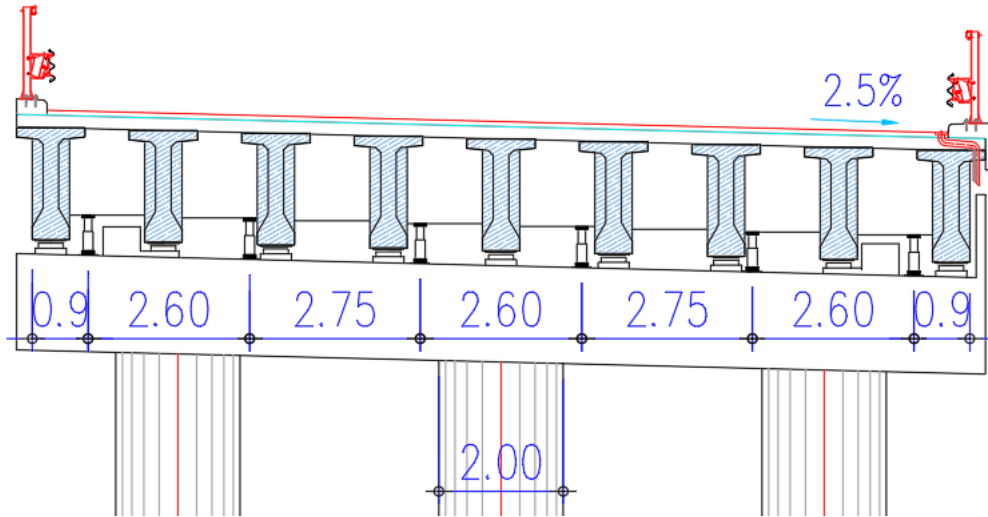


Figure VIII. 3. Position des vérins.

VIII.3.2. Évaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue de 15.1 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).

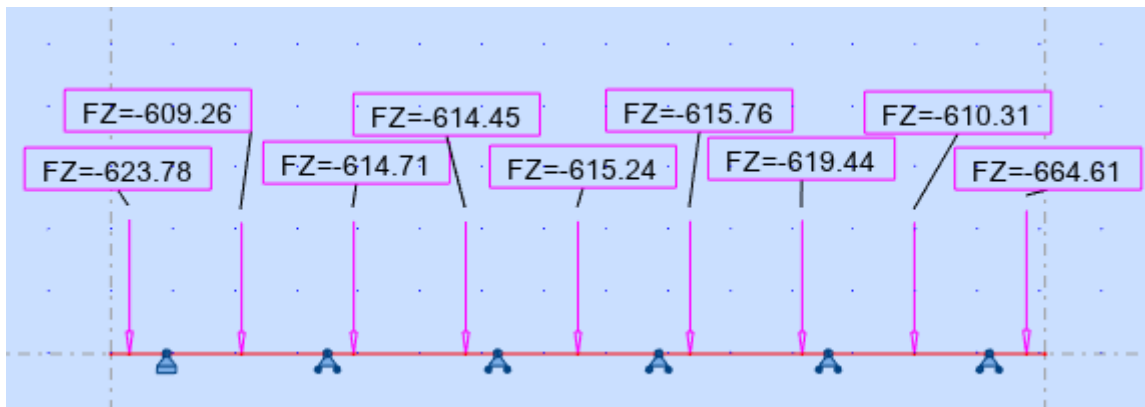


Figure VIII. 4. Modèle de calcul.

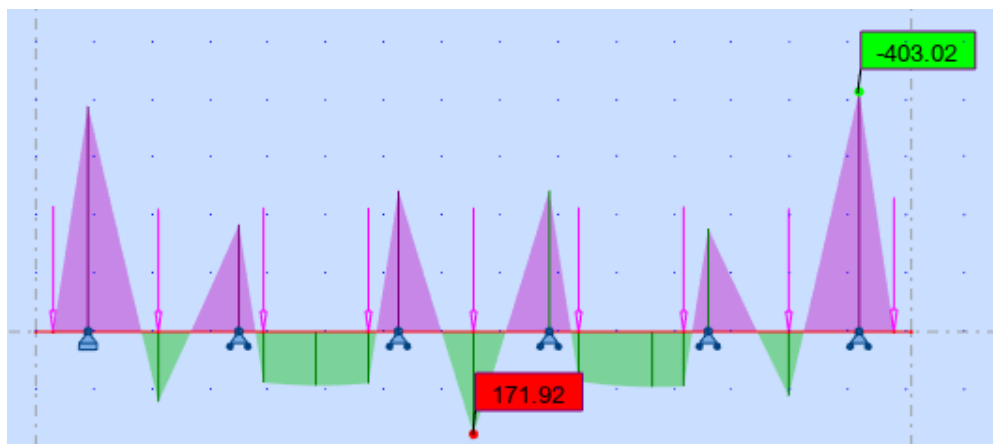


Figure VIII. 5. Diagramme des moments sous G à l'ELS.

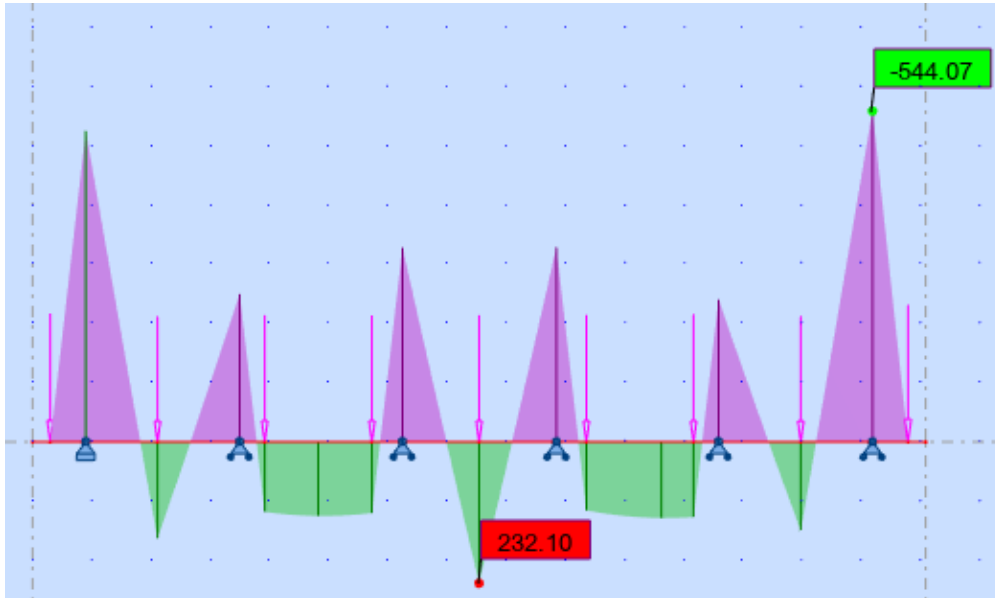


Figure VIII. 6. Diagramme des moments sous G à l'ELU.



Figure VIII. 7. Diagramme de l'effort tranchant sous G à l'ELU.

D'après les diagrammes ci-dessus on a

- ❖ Les moments max à l'ELU sont
Fibre supérieure : $M_{ELU} = 544.07 \text{ KN.m.}$
Fibre inférieure : $M_{ELU} = 232.10 \text{ KN.m.}$
- ❖ Les moments max à l'ELS sont
Fibre supérieure : $M_{ELS} = 403.02 \text{ KN.m.}$
Fibre inférieure : $M_{ELS} = 171.92 \text{ KN.m.}$
- ❖ Effort tranchant max a l'ELU **$T_{ELU} = 909.98 \text{ KN.}$**

VIII.3.3. Ferrailage

La section de ferrailage de l'entretoise est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous

VIII.3.3.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure : $M_{ELS} = 403.02 \text{ KN.m}$

$$M_{ELU} = 544.07 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures principales

$A_s = 13.11 \text{ cm}^2$ (voir annexe D)

On opte pour 4HA16 + 2HA20 ($A_s = 14.33 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10 cm.

❖ Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction $\geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On opte pour HA12 ; avec un espacement de 15 cm.

VIII.3.3.2. Ferrailage nappe inférieure

On a la valeur du moment max à la fibre inférieure : $M_{ELS} = 171.92 \text{ KN.m}$

$$M_{ELU} = 232.10 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures principales

$A_s = 5.42 \text{ cm}^2$ (voir annexe D)

On opte pour 3HA16 ($A_s = 6.03 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 10 cm.

VIII.3.3.3. Cadres transversales (Effort tranchant)

On a la valeur de l'effort tranchant max a l'ELU $T_{ELU} = 909.98 \text{ KN}$.

On opte pour des cadres de HA12 avec un espacement de 13 cm. (voir annexe D)

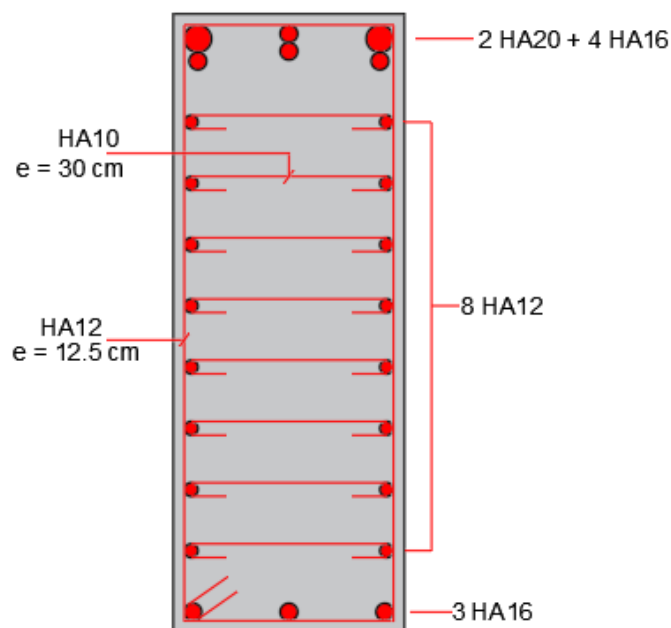


Figure VIII. 8. Ferrailage de l'entretoise.

VIII.4. ETUDE DE L'HOURLDIS

VIII.4.1. Principe de ferrailage

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), les surcharges et à transmettre ces derniers aux poutres.

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.4.2. 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).

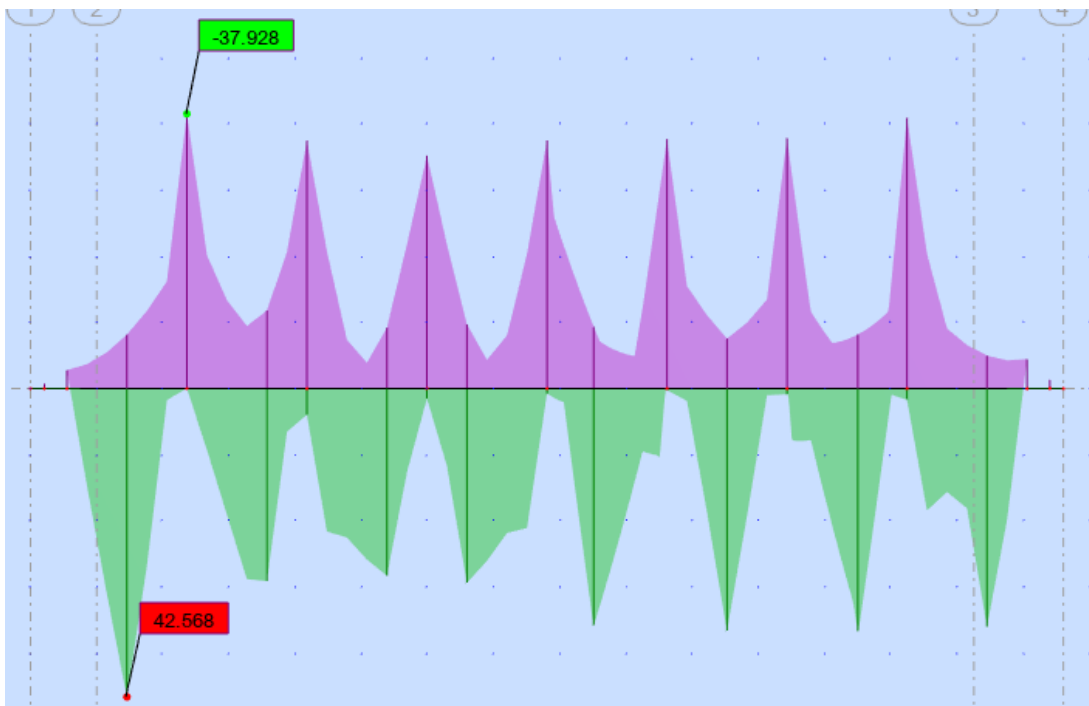


Figure VIII. 9. Diagramme des moments sous G + 1.2 Bt2 à l'ELS.

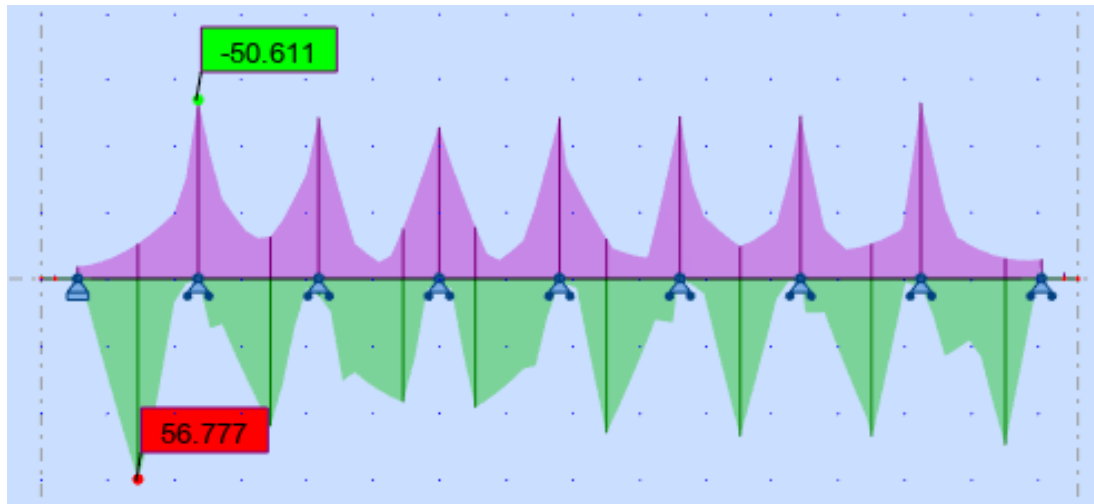


Figure VIII. 10. Diagramme des moments sous 1.35G + 1.6 Bt2 à l'ELU.

D'après les diagrammes ci -dessus on a

- ❖ Les moments max à l'ELU sont
Fibre supérieure : $M_{ELU} = 50.611$ KN.m.
Fibre inférieure : $M_{ELU} = 56.777$ KN.m.
- ❖ Les moments max à l'ELS sont
Fibre supérieure : $M_{ELS} = 37.928$ KN.m.
Fibre inférieure : $M_{ELS} = 42.568$ KN.m.

VIII.4.3. Ferrailage

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous

VIII.4.3.1. Ferrailage nappe supérieure (Sur appui)

On a la valeur du moment max à la fibre supérieure : $M_{ELS} = 37.928$ KN.m
 $M_{ELU} = 50.611$ KN.m

❖ Armatures principales

$A_s = 8.42$ cm²/ ml (voir annexe D)

On opte pour 3HA14 + 4HA12 ($A_s = 9.14$ cm²) avec un espacement de 15 cm.

❖ Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Le ferrailage longitudinal (les armatures de construction) est le **tiers** de celui de ferrailage transversal, $A_s = 8.42 / 3 = 2.81$ cm²/ ml en respectant un ferrailage minimal de

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_t}{f_e} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = 2.48 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour 5HA10 ($A_s = 3.93$ cm²) avec un espacement de 20 cm.

VIII.4.3.2. Ferrailage nappe inferieure (Mi-travée)

On a la valeur du moment max à la fibre inferieure : $M_{ELS} = 42.568 \text{ KN.m}$
 $M_{ELU} = 56.777 \text{ KN.m}$

❖ Armatures principales

$A_s = 9.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (voir annexe D)

On opte pour 7HA14 ($A_s = 10.78 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

❖ Armature longitudinale de construction (sens des poutres)

Le ferrailage longitudinal (les armatures de construction) est le tiers de celui de ferrailage transversal, $A_s = 9.51 / 3 = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On opte pour 5HA10 ($A_s = 3.93 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20 cm.

❖ Nécessité d'armatures d'âme (effort tranchant)

$V_{ult} / (b_0 d) < 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b \rightarrow 1.089 \text{ MPa} < 1.63 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée, pas besoin d'armatures d'âme.

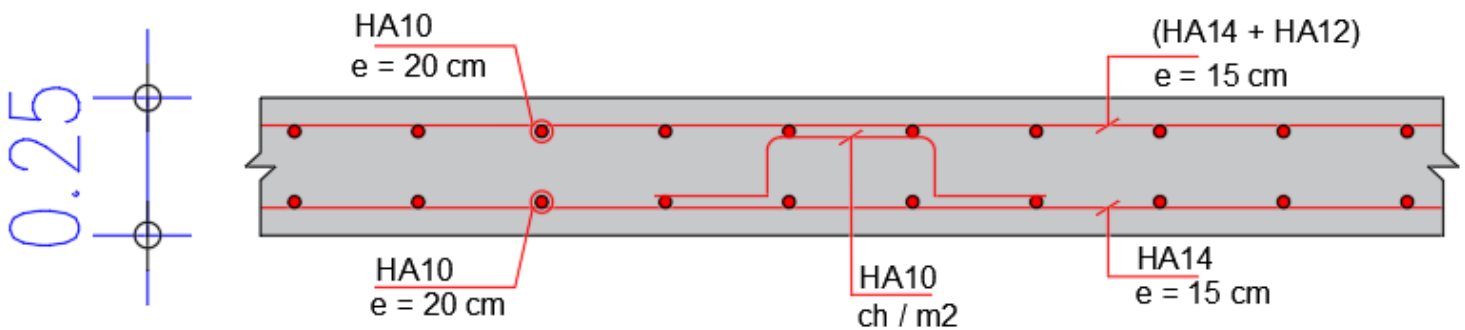


Figure VIII. 11. Ferrailage de la dalle (coupe transversale).

VIII.5. ARMATURE PASSIF TRANSVERSALE DES POUTRES

VIII.5.1. Armatures de peau

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

Le ferrailage des différentes sections de la poutre est montré dans la figure ci-dessous

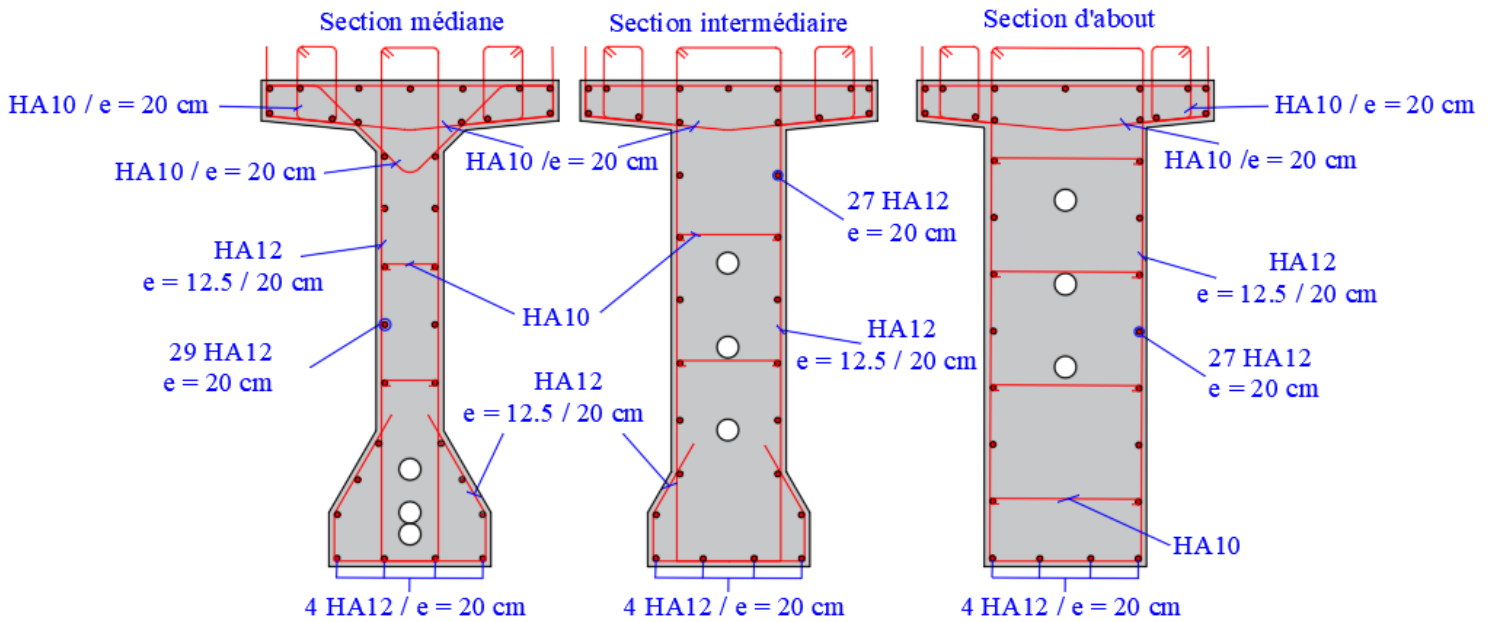


Figure VIII. 12. Ferrailage de la poutre.

VIII.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a constaté la simplicité de dimensionnement et même de réalisation d'un tablier à poutres.

D'autre part, le coffrage et le ferrailage d'un tablier à poutres paraient plus compliqués, mais le mode de réalisation basé sur la préfabrication et la standardisation des poutres, nous permet de bien les maîtriser.

CHAPITRE IX

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1. INTRODUCTION

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

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement divers. Ils jouent un rôle fondamental pour la survie d'un ouvrage. Leur but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Au présent de 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), en plus de l'étude sismique qui sera appliquée en détails afin de comprendre le comportement réel de ce type de pont.

IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les poutres reposent sur les appuis (pile et culée) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis dont le rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux dus à la charge permanente et aux charges d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Les appareils d'appuis sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis, ils ont pour fonction de transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux, et éviter le contact direct entre deux matériaux rigides.

IX.2.1. Choix du type d'appareil d'appui

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

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté qui sont constitués de feuillets d'élastomère en général de néoprène empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, c'est le type le plus compatible à cet ouvrage pour les raisons qui seront citées ci-dessous

- Facilité de mise en œuvre, réglage et de contrôle.
- Durabilité, coût, son environnement et ses dispositions constructives.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.
- Le caoutchouc dans sa composition a une bonne résistance à la traction, un excellent allongement à la rupture et un bon comportement aux sollicitations dynamiques.

IX.2.2. Pré dimensionnement des appareils d'appui de type B

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 $e = t_i / 2$.

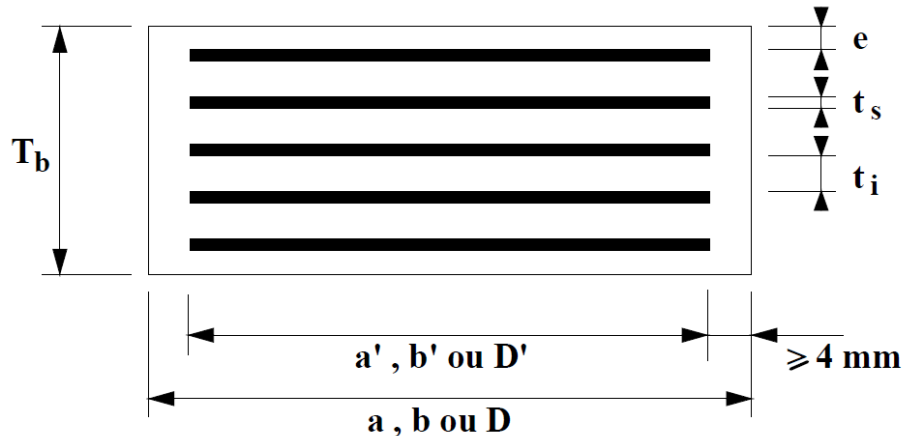


Figure IX. 1. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

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 ($a \leq b$).

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

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

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

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

n : nombre de feuillet élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

Selon Guide Technique SETRA

IX.2.2.1. Aire de l'appareil 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.

$$\frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} \quad , \text{ Avec}$$

a : coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

N_{max} : réaction d'appuis maximale à L'ELU ($N_{\max} = 1.34 \text{ MN}$).

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

D'où $\rightarrow a \times b \geq 670 \text{ cm}^2$.

On prendra $a = 350 \text{ mm}$ et $b = 350 \text{ mm}$.

IX.2.2.2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T

Condition de non flambement

$$b/10 \leq T \leq b/5$$

Sachant que « b » est le grand côté de l'élastomère.

D'où $b = 350 \rightarrow 35 \leq T \leq 70 \text{ (mm)}$.

IX.2.2.3. Dimensionnement des frettes

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

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

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

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

Sachant que $\sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2$; $G = 0.9 \text{ MPa}$.

$\sigma_m = 10.94 \text{ MPa}$ $\beta = 9.72$

D'où $\rightarrow t_s > 1.68 \text{ mm} \rightarrow$ Prenons : $t_s = 3 \text{ mm}$.

Nous allons opter pour le choix des dimensions suivantes

4 feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$.

5 frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$

Enrobage des chants : 4 mm

Enrobage extérieur : 5 mm

Dimensions : $350 \times 350 \times 650 \text{ mm}^3$

IX.2.3. Evaluation des déplacements horizontaux

➤ Déplacements dus aux actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{\text{sta}} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T}$$

Où :

G : Module de déformation transversale d'appareil d'appui, **G = 0.9 MPa**.

Δ_x : déformation due à la force considérée.

a × b : dimensions de l'appareil d'appuis.

T : épaisseur des feuillets d'élastomère.

L : la portée.

Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$\mathbf{H}_r = \frac{\Delta_r \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} ; \Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{\mathbf{L}}{2}, \text{ avec : } \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}, \text{ coefficient de retrait.}$$

Action due à la variation de la température :

$$\mathbf{H}_T = \frac{\Delta_T \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} ; \Delta_T = \Delta T \times \lambda \times \frac{\mathbf{L}}{2}, \text{ où :}$$

$$\Delta T = 30 \text{ °C et } \lambda = 10^{-5}$$

Action due au fluage :

$$\mathbf{H}_\eta = \frac{\Delta_\eta \times \mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} ; \Delta_{T\eta} = \varepsilon_\eta \times \frac{\mathbf{L}}{2}, \text{ où : } \varepsilon_\eta = K_\eta \times 10^{-4}$$

K_η : coefficient du fluage à t = 0 au moment où il subit la contrainte σ_b, on prend : **K_η = 3.5** →
 $\varepsilon_\eta = 3.5 \times 10^{-4}$.

IX.3. EVALUATION DES RAIDEURS DYNAMIQUES DES APPUIS

Supposant que le tablier est une masse complètement rigide, et en utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis et on aura

$$\mathbf{K}_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A-app}}} \text{ où : } k_{pile} = n_{Fûts} \times \frac{3EI}{h^3} \text{ et } k_{A-apps} = n_{A-App} \times \frac{\mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}}$$

n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, **G = 0.9 MPa** en cas statique, et **1.2 MPa** en cas dynamique.

n_{Fûts} : Le nombre de fûts de la pile, égal à **3**.

E : le module de déformation instantanée du béton (**f_{c28} = 27 MPa E = 33 000 MPa**).

I : inertie longitudinale d'un fût.

h : hauteur du fût de pile.

a = 350 mm ; b = 350 mm ; T = 50 mm ; E = 33 000 MPa

$$\rightarrow k_{A-app} = \frac{\mathbf{G} \times \mathbf{a} \times \mathbf{b}}{\mathbf{T}} = \mathbf{2.94 MN/m.}$$

Tableau IX. 1. Raideurs dynamiques longitudinales des appuis.

Appuis	h (m)	D (m)	I (m ⁴)	K piles longitudinales (MN/m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	N _a apps	K Appuis (MN/m)
C1/C2	/	/	/	/	2.94	9	26.46
P1	8.35	2	2.356	400.47	2.94	18	46.74
P2	9.95	2	2.356	236.68	2.94	18	43.25
P3	10.60	2	2.356	195.75	2.94	18	41.66

Donc la raideur totale est donnée sous forme : $K_{\text{long}} = \Sigma K_{\text{appuis-i}} = 184.57 \text{ MN/m}$.

Tableau IX. 2. Raideurs dynamiques transversales des appuis.

Appuis	h (m)	D (m)	I (m ⁴)	K piles transversales (MN/m)	K Appareils d'appuis (MN/m)	N _a apps	K Appuis (MN/m)
C1/C2	/	/	/	/	2.94	9	26.46
P1	8.35	2	172.25	29291.05	2.94	18	52.82
P2	9.95	2	172.25	17311.12	2.94	18	52.76
P3	10.60	2	172.25	14317.82	2.94	18	52.73

IX.4. ETUDE SISMIQUE

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

IX.4.1. 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 1** (pont stratégique).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique **IIa** (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone **A = 0.25** (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie **S2** (site ferme), selon les résultats géotechniques donnés.
- 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**.

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.4.2. La méthode spectrale monomodale

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément

❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

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

G : le poids propre total du tablier.

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 11339.700 \text{ KN.}$$

$$M_T = 45557.09 \text{ KN.}$$

$$M_P \leq 0.43 M_T \rightarrow 11339.700 \text{ KN} \leq 19589.55 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ 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. \rightarrow **Condition Vérifiée (il s'agit d'un pont droit sans biais).**

❖ Courbure de pont

Il s'agit d'un pont qui fait partie d'un alignement droit. \rightarrow **Condition Vérifiée**

❖ Symétrie transversale

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

(Car on a l'entraxe et les dimensions des poutres sont les mêmes sur le long de l'ouvrage).

IX.4.2.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

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

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 45557.09 \text{ KN}$.

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

$F_L = M_T \times S_a(T)$

$$S_{ae}^H(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A \cdot g \cdot S \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$(T_1, T_2) = f(S_2) \rightarrow (T_1, T_2) = (0.15 ; 0.40)$ et $S = 1.1$.

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2 .

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (béton armé).

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

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

$T = 0.99 \text{ s}$.

$S_a = 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right)$, pour : $T_2 = 0.4 \text{ s} \leq T = 0.99 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$.

$S_a = 2.73 \text{ m/s}^2$.

D'où on aura : $F_L = M_T \times S_a(T) \rightarrow F_L = 12450.34 \text{ KN}$.

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

$$d_{\text{long}} = \frac{T^2}{4 \pi^2} \times S_a = 0.076 \text{ m} ; F_{\text{Appuis}} = \frac{K_{\text{Appuis}}}{K_{\text{long}}}$$

Tableau IX. 3. Distribution de forces longitudinales sur chaque appui.

Appuis	K_{Appuis} (MN/m)	K_{long} (MN/m)	F_L (KN)	F_{Appuis} (KN)
C1/C2	26.46	184.57	12450.34	1784.9
P1	46.74	184.57	12450.34	3153.1
P2	43.25	184.57	12450.34	2917.4
P3	41.66	184.57	12450.34	2810.1

IX.4.2.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir

- Le modèle à tablier rigide.
- Le modèle à tablier flexible.

Le modèle de déformation du tablier dépend de sa raideur relative par rapport aux appuis. Si le tablier est très raide, on pourra le considérer comme un bloc indéformable, dans ce cas, son déplacement transversal est décrit par un unique degré de liberté (modèle à tablier rigide) ; si le tablier est un peu plus souple, on devra prendre en compte sa déformée transversale (modèle à tablier flexible).

Pour calculer la période dans le sens transversale il faut définir type du tablier qui est conditionné par la formule suivante

$L/B \leq 5 \rightarrow$ tablier rigide.

$L/B > 5 \rightarrow$ tablier flexible.

$L = 140.3 \text{ m} ; B = 15.6 \text{ m} \rightarrow L/B = 8.99 > 5 \rightarrow$ Donc tablier flexible.

Dans la méthode de Rayleigh, on modélise le tablier par des tronçons de masse m_i (entre dix et vingt masses sur la longueur de l'ouvrage). Aux nœuds de jonction du tablier avec piles bloquées transversalement, on ajoute à la masse afférente au nœud du tablier, la moitié de la masse de la pile. Le tablier repose sur des appuis élastiques dont la raideur correspond à la raideur transversale des appuis.

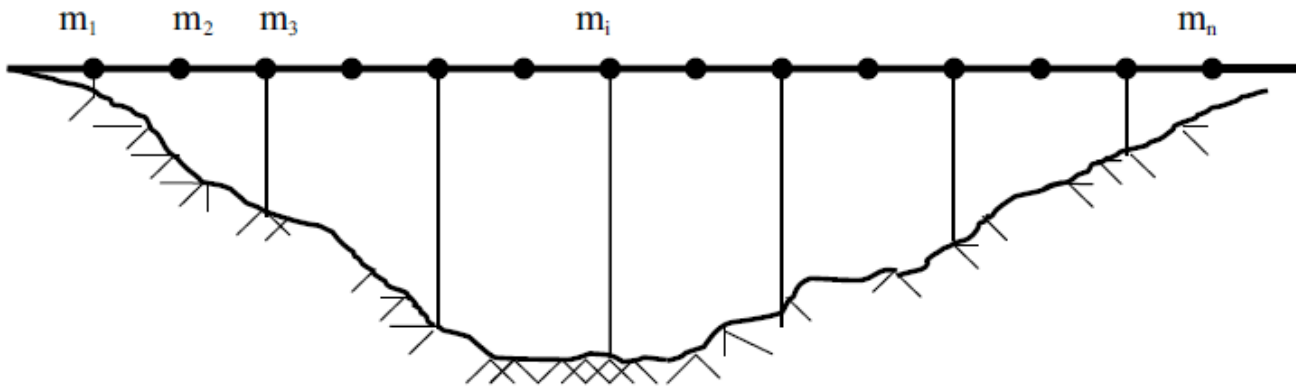


Figure IX. 2. Séisme transversal.

À chacune des masses, on affecte un degré de liberté de déplacement transversal et on évalue le déplacement u_i de la masse m_i dans la déformée du tablier lorsque la structure est soumise aux forces $g \cdot m_i$, agissant à tous les points nodaux dans la direction horizontale considérée. On détermine alors la période de la structure (formule issue du quotient de Rayleigh)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum f_i m_i}}$$

Où m_i : est la masse concentrée au i -ème point nodal.

u_i : est le déplacement dans la direction étudiée, lorsque la structure est soumise aux forces

$f_i = m_i g$ agissant à tous les points nodaux dans la même direction.

Les effets du séisme doivent être déterminés en appliquant à tous les points nodaux des forces horizontales F_i , qui ont pour expression $F_i = \frac{4 \pi^2}{T^2} \times \frac{S_a(T)}{g} \times u_i m_i$

T : est la période du mode fondamental de vibration pour la direction considérée.

u_i : est le déplacement du i -ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

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

$S_a(T) = S_{ae}(T)$ pour un calcul élastique.

IX.4.2.3. Evaluation de l'effort sismique vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée (I) ou (IIa) selon le R.P.O.A, est négligeable.

De plus les sollicitations provoquées par le séisme vertical sont dans la très grande majorité des cas couvertes par les charges d’exploitation à l’ELU, mais lors de la vérification des appareils d’appuis qu’on va voir prochainement on prend en considération la composante verticale (**condition de non-glisement et stabilité au flambement**).

IX.4.3. Analyse dynamique linéaire (méthode du spectre de réponse)

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

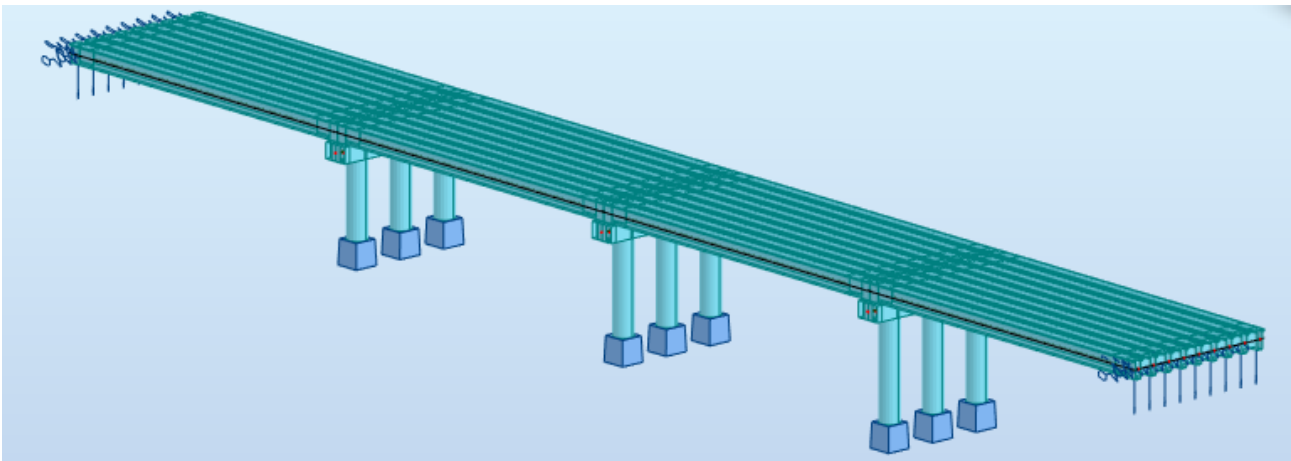


Figure IX. 3. Modèle de calcul multimodal.

Le spectre de réponse élastique **Sae** constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont

IX.4.3.1. Spectre de réponse de la composante horizontale

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre utilisé pour la méthode monomodale spectrale montré ci-dessous :

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

(T1, T2) = f (S2) → (T1, T2) = (0.15 ; 0.40) et S = 1.1.

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

A : coefficient d'accélération.

ξ : Taux d'amortissement 5 % ; (béton armé).

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

S : coefficient du site.

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

IX.4.3.2. Spectre de réponse de la composante verticale

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous

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

α : coefficient qui tient en compte l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité α (zone IIa) = 0.7

S : le coefficient de site, dans le cas de la composante verticale, est pris égal à 1.

IX.4.3.3. 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 .

Cette condition n'a pas vraiment de sens pour le sens vertical, car cette méthode ne permet pas de mobiliser une masse vibrante suffisante (masse modale < 70%). Mais afin de ne pas négliger l'effet de séisme vertical, on examine les premiers modes, pour lesquels la participation dans le sens Z atteint 61.26 %

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

Tableau IX. 4. Modes propres.

Modes	Fréquence (Hz)	Période (s)	Cumul de participation (%)			Participation de masse (%)		
			Cumul X	Cumul Y	Cumul Z	UX	UY	UZ
1	0,92	1,08	0,00	60,33	0,00	0,00	60,33	0,00
2	0,93	1,07	0,00	63,85	0,00	0,00	3,51	0,00
3	0,94	1,06	0,00	78,84	0,00	0,00	14,99	0,00
4	0,94	1,06	0,00	78,84	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,98	1,02	66,14	78,84	0,00	66,14	0,00	0,00
6	1,03	0,97	69,34	78,84	0,00	3,20	0,00	0,00
7	1,06	0,95	84,26	78,84	0,00	14,92	0,00	0,00
8	1,07	0,93	84,26	78,84	0,00	0,00	0,00	0,00
9	1,32	0,75	84,26	79,16	0,00	0,00	0,32	0,00
10	1,32	0,75	84,26	79,18	0,00	0,00	0,02	0,00
11	1,32	0,75	84,26	79,28	0,00	0,00	0,09	0,00
12	1,32	0,75	84,26	79,28	0,00	0,00	0,00	0,00
13	1,38	0,72	84,26	80,07	0,00	0,00	0,79	0,00
14	1,39	0,72	84,26	80,13	0,00	0,00	0,06	0,00
...
139	9,49	0,11	93,91	90,49	61,26	0,00	0,02	0,00

IX.4.3.4. 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.4.3.5. 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.

$$E1 = Ex \pm 0.3 Ey \pm 0.3 Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0.3 Ex \pm 0.3 Ey$$

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

IX.4.3.6. Efforts et déplacements sismiques

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, les déplacements longitudinaux et transversaux des tabliers sur chaque appui ainsi que les efforts horizontaux appliqués sur les appareils d'appui (**voir annexe E**).

IX.4.4. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA 2008

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

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

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

IX.4.4.1. Résistance à la compression

La contrainte normale sous charge sismique à une valeur limite de 20 MPa.

$$N_{\max} = 1.34 \text{ MN} \rightarrow \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = 10.94 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

IX.4.4.2. Stabilité au flambement

On doit vérifier $\gamma_s \times P_u \leq P_c$ Avec

$\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité.

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

P_c : la charge critique de flambement, $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$.

$G = 0,9 \text{ MPa}$

B : l'aire nominale de l'appui.

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

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

S : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$

S = 8.75.

P_c = 6.75 MN.

P_u = 1.34 MN.

$\gamma_s \times P_u = 1.34 \leq P_c = 6.75 \text{ MN} \rightarrow$ c'est vérifiée.

IX.4.4.3. Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère doit être limitée aux valeurs suivantes

On doit vérifier : $\delta = \tan.\gamma < \delta_c$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δ_c

$$\begin{cases} \delta_c = 0,7 + 4 (\delta_0 - 0,7)(0,25 - p) & \text{Si } p \leq 0,25 \\ \delta_c = 1,4 (1 - 2p) & \text{Si } p > 0,25 \end{cases}$$

Avec

$p = P_u/P_c$

$\delta_0 = c/T_q$ tel que $0.7 < \delta_0 < 2$ pour notre cas on prend 2

$\delta = d/T_q$

c : le plus petit côté pour un appui rectangulaire.

δ : la distorsion de l'appareil d'appui.

d : déplacement horizontal.

$T_q = 50 \text{ mm}$

$p = 0.198 < 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.97$.

d = 0.068 m. (déterminé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode spectrale).

$\delta = 1.36 > \delta_c = 0.97 \rightarrow$ condition non vérifiée.

→ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (taquets d'arrêt).

IX.4.4.4. Condition de non-glissement

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

On doit vérifier $H < f \times N_{\max}$ et $f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_m}\right)$

Avec :

H : effort horizontal.

N_{max} : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement (contact élastomère-structure).

σ_m : est la contrainte moyenne de compression.

Pile :

$$N_{\max} = (R_g + R_{\text{seisme max pile}}) / n_{\text{app}} = (11.365 + 3.157) / 18 = 0.81 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.59 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 6.59 = 0.19$$

$$H = 0.19 \text{ MN.}$$

0.19 > 0.19 × 0.81 = 0.15 MPa. → condition non vérifiée.

Culée :

$$N_{\max} = (R_g + R_{\text{seisme max culée}}) / n_{\text{app}} = (11.365/2) / 9 + 1.304/9 = 0.78 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = 6.34 \text{ MPa. D'où : } f = 0.10 + 0.6 / 6.34 = 0.19.$$

$$H = 0.191 \text{ MN.}$$

0.19 > 0.19 × 0.78 = 0.15 MPa. → condition non vérifiée.

→ Le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement, (tiges fixées dans les plaques d'ancrage sur les 4 coins).

IX.5. DES D'APPUIS

Le dé d'appui est un élément en béton armé posé sur le sommier d'appui, il permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur et de prévoir d'éventuelles fissures, il est soumis à une compression simple, son étude est faite suivant le guide SETRA (Piles et palées 73).

IX.5.1. Dimensionnement des dés d'appuis**❖ Dimension en plan**

Les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

Pour un déplacement pour les deux cotés on prend

$$A = a + 150 = 350 + 150 = 500 \text{ mm.}$$

$$B = b + 150 = 350 + 150 = 500 \text{ mm.}$$

❖ Hauteur du dé d'appuis

La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de $H \geq \frac{a \times b}{a + b}$

Avec a, b : dimensions en plan de l'appareil d'appui.

H ≥ 175 mm on prend H = 200 m.

IX.5.2. Ferrailage des dés d'appuis**❖ Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.
La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.34}{434.78} = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}14 \text{ (} A_s = 9.24 \text{ cm}^2\text{)}.$$

❖ Armatures horizontales

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

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.34}{434.78} = 3.85 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4 \text{ HA}12. \text{ (} A_s = 4.52 \text{ cm}^2\text{)}.$$

❖ Frette supérieure

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

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.34}{434.78} = 1.32 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 2 \text{ HA}10. \text{ (} A_s = 1.57 \text{ cm}^2\text{)}.$$

❖ 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.

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.34}{434.78} = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3 \text{ HA}12. \text{ (} A_s = 3.39 \text{ cm}^2\text{)}.$$

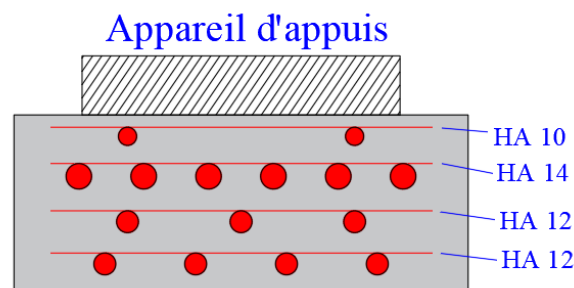


Figure IX. 4. Ferrailage du dé d'appui.

IX.6. JOINT DE CHAUSSEE

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

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 :

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_S}{3}$$

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : le souffle sismique.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques avec la méthode spectrale.
($W_S = d_{\text{siesme long}} = 0.065 \text{ cm}$)

- Le souffle thermique : $W_T = L \times \epsilon_T$.

- Le souffle des déformations différées (retrait + fluage) : $W_D = L \times (\epsilon_f + \epsilon_r)$.

L : longueur de dilatation.

ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = 0.0002$.

ϵ_f : coefficient de fluage $\epsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$.

ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

$W = 0.033 \text{ m}$.

IX.6.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé et à l'aide du catalogue de joints de chaussée CIPEC. Pour des souffles moyens, On choisit la famille des joints à dents en console triangulaire W_d (voir la figure ci-contre).

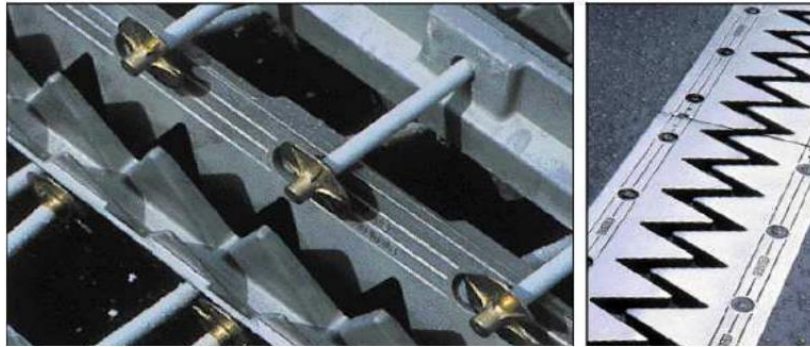


Figure IX. 5. Joint du type Wd.

Dans notre cas l'ouvrage n'est pas biais → **Droite (100gr).**

Tableau IX. 5. Modèles des joints Wd.

Type	A min.	A max.	B min.	B max.	C min.	C max.	D min.	D max.	H	E	L	F	P (kN)*	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52,5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62,5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	175	190	5

Dimensions en mm. * P(kN) = efforts de mise en tension par fixation. ** Nb = Nombre de fixations par élément.

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd60**.

IX.7. DRAINAGE DE L'OUVRAGE

Le tablier doit être équipé des dispositifs de drainages appropriés tels que les avaloirs, les caniveaux ainsi que les tuyaux de drainage afin d'assurer l'assainissement des eaux superficielles et d'éviter la stagnation des eaux pluviales sur chaussées en cas de pluie.

IX.8. ETANCHEITE DU TABLIER

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

IX.9. 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

X.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des étapes fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. Le dimensionnement des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

La transmission des charges appliquées sur la superstructure au sol ou plus précisément le substratum, est effectuée par l'intermédiaire de l'infrastructure qui doit être dimensionnée pour répondre aux exigences de franchissement ainsi que résister aux efforts statiques et dynamiques.

Dans ce chapitre, on étudiera les éléments de l'infrastructure : les piles, les culées ainsi que leurs fondations.

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, on choisit des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevêtre.

Tableau X. 1. Implantation et hauteurs des piles.

N° pile	Position	Nombre des fûts	Diamètre des fûts (m)	H fûts (m)	H piles (m)
P1	PK 31+972.83	3	2	8.35	9.90
P2	PK 32+007.93	3	2	9.95	11.50
P3	PK 32+043.03	3	2	10.60	12.15

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 ne pas tenir compte des phénomènes de 2ème ordre

$$\lambda = 4 l_f / D \leq 70.$$

l_f : longueur du flambement.

$l_f = 0.5 \times l_0$ avec l_0 : la hauteur du fût (encasté des deux côtés).

Tableau X. 2. Vérification du flambement des piles.

Appuis	Pile 01	Pile 02	Pile 03
l_f (m)	4.175	4.975	5.3
λ	8.35	9.95	10.6
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée

X.2.2. Evaluation des efforts agissants sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations représentées sous forme de forces horizontales, verticales et des moments, la pile sera considérée comme une console encastrée dans sa base. On va étudier juste la pile 3 (la plus haute).

X.2.2.1. Efforts statiques et leur combinaisons

Tableau X. 3. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus haute (pour la base de la semelle).

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o) (m)	/FH/O/a (y/a,o) (m)	M _{FV/o} (KNm)	M _{FH/o} (KNm)
Semelle	3876.00	/	0.00	0.85	0.00	/
Fûts	2497.57	/	0.00	7.00	0.00	/
Chevêtre	1511.25	/	0.00	13.08	0.00	/
G Tablier	11364.92	/	0.00	13.85	0.00	/
H f+r	/	185.55	/	13.85	/	2569.88
HT°	/	100.20	/	13.85	/	1387.73
FH (force hydrodynamique)	/	24.69	/	7.61	/	187.86

Somme	19249.73	310.43	/	/	0.00	4145.47
(Al)	2458.66	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1777.55	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1135.30	/	0.00	/	0.00	/
D240	2110.59	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	105.49	/	13.85	/	1461.01
Bc	/	180.00	/	13.85	/	2493.00

Tableau X. 4. Evaluations des efforts statiques de la pile la plus haute (pour la base des fûts).

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o) (m)	/FH/O/a (y/a,o) (m)	M _{FV/o} (KNm)	M _{FH/o} (KNm)
Fûts	2497.57	/	0.00	5.30	0.00	
Chevêtre	1511.25	/	0.00	11.38	0.00	
G Tablier	11364.92	/	0.00	12.15	0.00	
H f+r	/	185.55	/	12.15		2254.44
HT°	/	100.20	/	12.15		1217.40
FH (force hydrodynamique)	/	24.69	/	5.91		145.8952
Somme	15373.73	310.43	/	/	0.00	3617.74
(Al)	2458.66	/	0.00	/	0.00	/
(Bc)	1777.55	/	0.00	/	0.00	/
Mc120	1135.30	/	0.00	/	0.00	/
D240	2110.59	/	0.00	/	0.00	/
ST	0.00	/	0.00	/	0.00	/
Al	/	105.49	/	12.15	/	1281.68
Bc	/	180.00	/	12.15	/	2187.00

❖ Actions du à l'eau

La prise en compte de la pression hydrostatique ne pose généralement aucun problème, l'action abrasive du courant est un phénomène physique assez rare dont on se prémunit à l'aide de dispositions constructives appropriées.

Par sa vitesse, l'eau développe une action hydrodynamique sur les obstacles qu'elle rencontre, l'intensité de cette action est généralement faible, voire négligeable et n'intervient pas dans le calcul de stabilité des appuis de ponts, sauf lorsque le mouvement de l'eau est dû à la crue.

En ce qui concerne l'action hydrodynamique d'un courant sans houle, on admet à titre de simplification que le diagramme des vitesses de l'eau est triangulaire entre le lit et la surface libre, la grandeur de la force horizontale exercée par le courant sur la surface verticale d'un objet immergé peut être déterminé par la formule suivante $F_{wa} = k \rho_{wa} h b v_{wa}^2$

Avec :

v_{wa} : vitesse moyenne de l'eau prise en moyenne sur la profondeur en (m/s). (voir l'étude hydraulique en **annexe B**).

ρ_{wa} : masse volumique de l'eau en (kg/m³).

h : profondeur de l'eau n'incluant pas la sur profondeur locale de l'affouillement en (m).

b : largeur ou diamètre de la pile.

$k = 0.35$: pour une pile de section horizontale transversale circulaire.

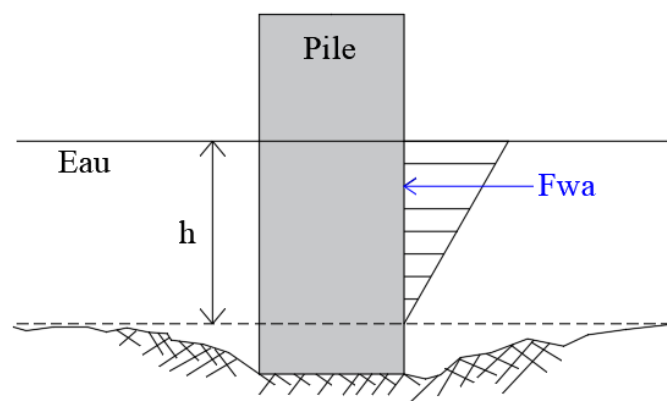


Figure X. 1. Force hydrodynamique sur une pile.

❖ **Combinaisons à l'ELS****Tableau X. 5. Combinaisons à l'ELS des efforts statiques de la pile la plus haute (base de la semelle).**

	N (KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KNm)	Δ M (KNm)
G+0,6T+D	19249.73	245.67	3402.52	0.00	3402.52
G+0,6T+1.2(AI+FH)+D	22200.13	401.88	5381.17	0.00	5381.17
G+0,6T+1.2(BC+FH)+D	21382.79	491.29	6619.55	0.00	6619.55
G++0,6T+Mc120+D	20385.04	245.67	3402.52	0.00	3402.52
G+0,6T+D240+D	21360.32	245.67	3402.52	0.00	3402.52

Tableau X. 6. Combinaisons à l'ELS des efforts statiques de la pile la plus haute (la base des fûts).

	N (KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KNm)	Δ M (KNm)
G+0,6T+D	15373.73	245.67	2984.88	0.00	2984.88
G+1.2(AI+FH)+0,6T+D	18324.13	401.88	4697.97	0.00	4697.97
G+1.2(BC+FH)+0,6T+D	17506.79	491.29	5784.35	0.00	5784.35
G+Mc120+0,6T+D	16509.04	245.67	2984.88	0.00	2984.88
G+D240+0,6T+D	17484.32	245.67	2984.88	0.00	2984.88

❖ **Combinaisons à l'ELU****Tableau X. 7. Combinaisons à l'ELU des efforts statiques de la pile la plus haute (base de la semelle).**

	N (KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KNm)	Δ M (KNm)
1,35G+0,9T+D	25987.14	275.73	3818.84	0.00	3818.84
1.35G+1.6(AI+FH)+0,9T+D	29921.01	484.01	6457.03	0.00	6457.03
1.35G+1.6(BC+FH)+0,9T+D	28831.22	603.23	8108.22	0.00	8108.22
1.35G+1.35Mc120+0,9T+D	27519.80	275.73	3818.84	0.00	3818.84
1.35G+1.35D240+0,9T+D	28836.44	275.73	3818.84	0.00	3818.84

Tableau X. 8. Combinaisons à l'ELU des efforts statiques de la pile la plus haute (la base des fûts).

	N (KN)	H (KN)	MH (KNm)	MV (KNm)	Δ M (KNm)
1,35G+0,9T+D	20754.54	275.73	4139.15	0.00	4139.15
1.35G+1.6(AI+FH)+0,9T+D	24688.41	484.01	6423.28	0.00	6423.28
1.35G+1.6(BC+FH)+0,9T+D	23598.62	603.23	7871.79	0.00	7871.79
1.35G+1.35Mc120+0,9T+D	23603.84	275.73	4139.15	0.00	4139.15
1.35G+1.35D240+0,9T+D	20754.54	275.73	4139.15	0.00	4139.15

X.2.2.2. Efforts dus au séisme et leur combinaisons

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent, les réactions, les moments et leurs combinaisons à la base des fûts sont calculés et donnés comme suit :

Tableau X. 9. Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques de la pile la plus haute (la base des fûts).

	R _V (KN)	R _L (KN)	R _T (KN)	M _L (KNm)	M _T (KNm)
G + 0.4 T + D + Ex+0.3Ey+0.3Ez	4698.549	1020.088	369.825	10791.608	1962.252
G + 0.4 T + D + Ex-0.3Ey-0.3Ez	4314.072	1019.458	356.334	10785.107	2000.836
G + 0.4 T + D + Ex+0.3Ey-0.3Ez	4317.203	1019.962	366.045	10788.053	1942.291
G + 0.4 T + D + Ex-0.3Ey+0.3Ez	4695.418	1019.584	352.554	10788.662	1980.875
G + 0.4 T + D + Ey+0.3Ex+0.3Ez	4698.399	266.635	1211.539	2816.961	6556.777
G + 0.4 T + D + Ey-0.3Ex-0.3Ez	4297.080	379.812	1206.850	4024.951	6531.853
G + 0.4 T + D + Ey+0.3Ex-0.3Ez	4308.053	266.509	1207.759	2813.406	6536.816
G + 0.4 T + D + Ey-0.3Ex+0.3Ez	4678.426	379.686	1210.630	4021.396	6551.814
G + 0.4 T + D + Ez+0.3Ex+0.3Ey	5130.650	266.194	373.174	2817.672	1979.750
G + 0.4 T + D + Ez-0.3Ex-0.3Ey	5116.547	380.630	350.114	4023.630	1968.339
G + 0.4 T + D + Ez+0.3Ex-0.3Ey	51127.52	265.691	349.205	2814.727	1963.376
G + 0.4 T + D + Ez-0.3Ex+0.3Ey	5119.677	380.126	372.265	4020.684	1974.788

Tableau X. 10. Combinaisons à l'ELA des efforts sismiques de la pile la plus haute (la base de la semelle).

	R _V (KN)	R _L (KN)	R _T (KN)	M _L (KNm)	M _T (KNm)
G + 0.4 T + D + Ex+0.3Ey+0.3Ez	17136.623	3092.382	2982.324	32571.955	5541.836
G + 0.4 T + D + Ex-0.3Ey-0.3Ez	13976.540	3077.489	973.837	32468.168	5549.341

$G + 0.4 T + D + E_x + 0.3 E_y - 0.3 E_z$	15801.593	3091.990	958.582	32561.676	5452.406
$G + 0.4 T + D + E_x - 0.3 E_y + 0.3 E_z$	15311.569	3077.880	950.094	32478.447	5459..920
$G + 0.4 T + D + E_y + 0.3 E_x + 0.3 E_z$	19220.713	829.101	3233.831	8637.505	18360.714
$G + 0.4 T + D + E_y - 0.3 E_x - 0.3 E_z$	17846.994	1125.746	3207.535	11981.525	18257.166
$G + 0.4 T + D + E_y + 0.3 E_x - 0.3 E_z$	17885.684	828.710	3210.088	8627.225	18271.294
$G + 0.4 T + D + E_y - 0.3 E_x + 0.3 E_z$	19182.024	1125.300	3231.277	11971.246	18346.587
$G + 0.4 T + D + E_z + 0.3 E_x + 0.3 E_y$	18649.020	812.640	1007.044	8540.406	5629.668
$G + 0.4 T + D + E_z - 0.3 E_x - 0.3 E_y$	16785.277	1156.316	927.928	12161.851	5386.205
$G + 0.4 T + D + E_z + 0.3 E_x - 0.3 E_y$	16823.967	798.140	925.374	8446.900	5372.078
$G + 0.4 T + D + E_z - 0.3 E_x + 0.3 E_y$	18610.330	1141.815	1004.490	12068.342	5615.541

X.2.3. Ferrailage des éléments de la pile

X.2.3.1. Etude de chevron

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts. Son dimensionnement est présenté comme suit :

- ❖ La longueur : 15.60 m.
- ❖ La largeur : 2.5 m.
- ❖ L'épaisseur : 1.55 m.

❖ Dimensionnement à la flexion

La modélisation du chevron est faite à l'aide du logiciel ROBOT 2021 version étudiant. Le modèle est illustré dans la figure suivante

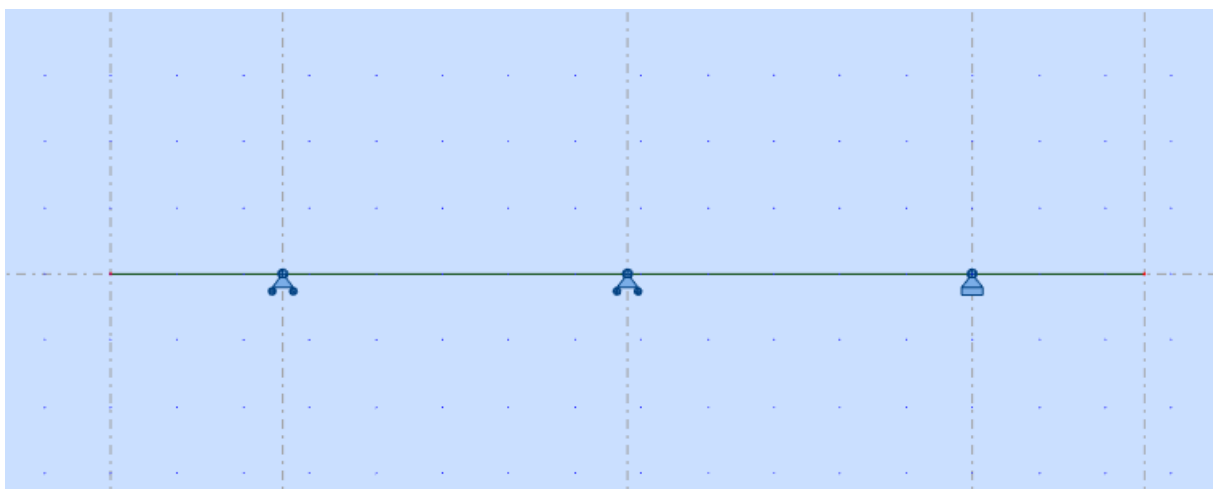


Figure X. 2. Modèle de calcul du chevron.

Les résultats de modélisation obtenus à l'ELS et à l'ELU sont présentés dans les figures ci-dessous

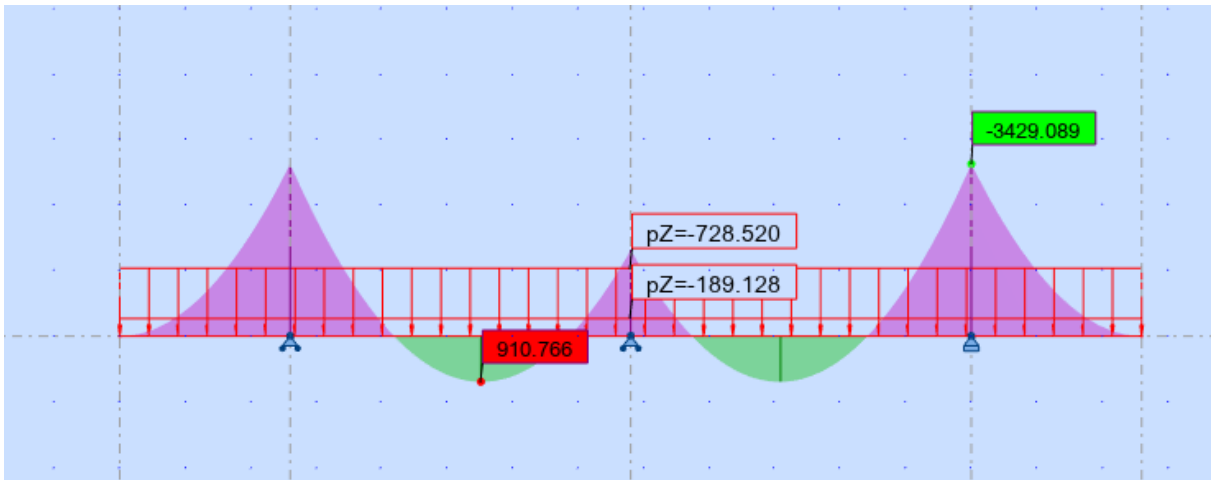


Figure X. 3. Diagramme du moment max sous G + 1.2 A1 à l'ELS.

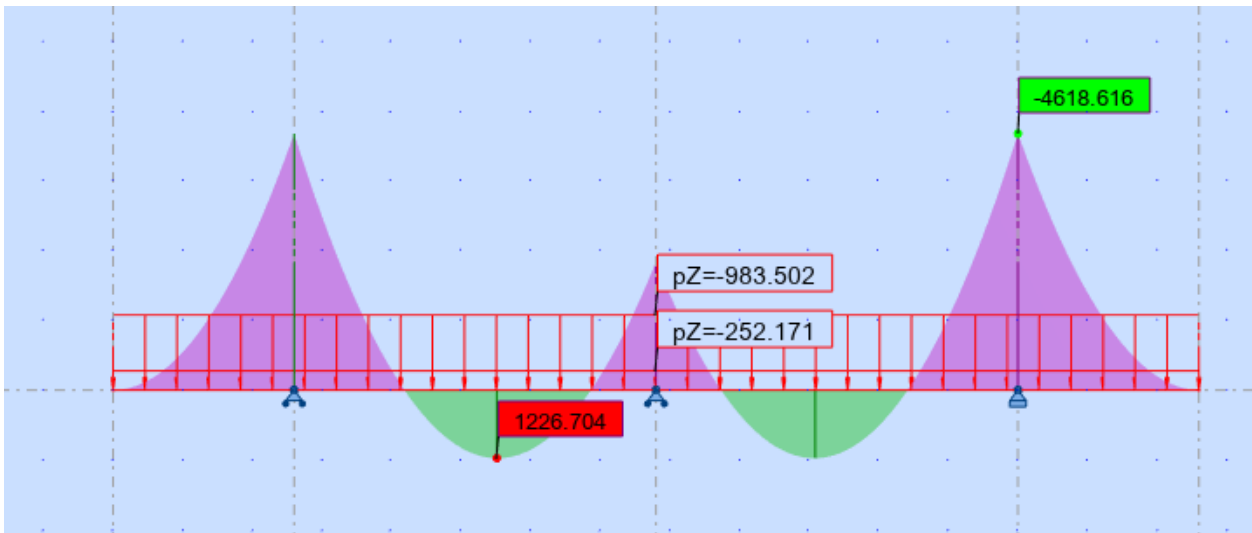


Figure X. 4. Diagramme du moment max sous 1.35G + 1.6 A1 à l'ELU.

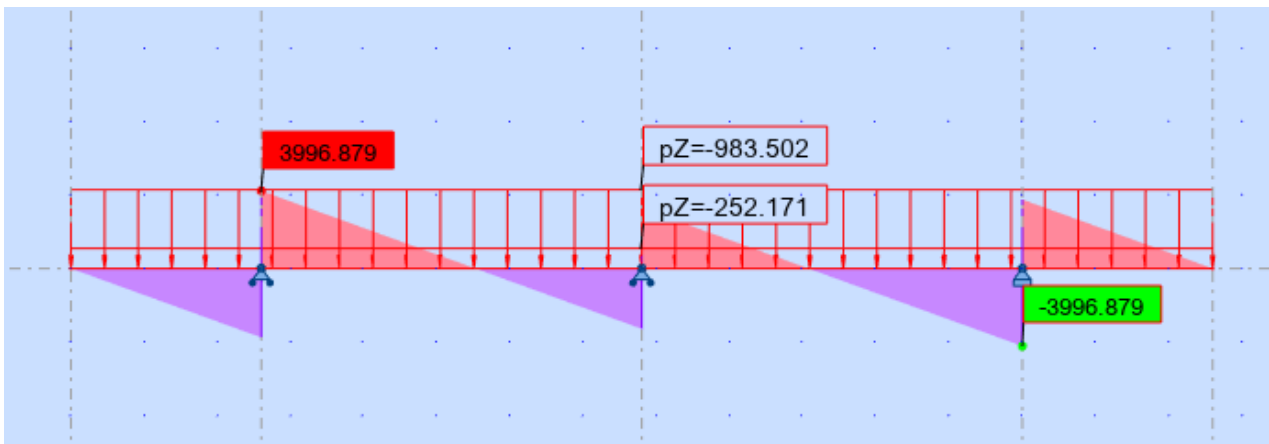


Figure X. 5. Diagramme de l'effort tranchant max sous 1.35G + 1.6 A1 à l'ELU.

❖ Armatures longitudinales pour la flexion (voir annexe D)

Tableau X. 11. Ferrailage longitudinale du chevêtre.

Sollicitations	M max ELS (KN.m)	M max ELU (KN.m)	As (cm ²)	Armatures	Espacement (cm)
Sur Appui	3429.089	4618.616	99.58	21 HA25	12
Mi -Travée	910.766	1226.704	37.5	21 HA16	12

❖ Dimensionnement à 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 chevêtre, et dont la largeur L_t est limitée par :

$$L_t = L_c \text{ si } L_c \leq \Phi + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \text{ si } L_c > \Phi + H_c$$

$$\left. \begin{array}{l} L_c = 2.50 \text{ m.} \\ H_c = 1.55 \text{ m} \\ \Phi = 2.00 \text{ m.} \end{array} \right\} \rightarrow L_t = 2.50 \text{ m.}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par

$$\tau_b = C / (2 \Omega \text{ bn}).$$

bn : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $\text{bn} = H_c / 6$.

C : moment de torsion maximal par ml $C = R \times e$.

Ω : l'aire du contour tracé à mi épaisseur $\text{bn} / 2$; $\Omega = (H_c - \text{bn}) \times (L_t - \text{bn})$.

❖ armature longitudinale pour la torsion

La section de ferrailage est donnée par la relation suivante

$$A_s = C P / (2 \sigma_a \Omega) ; C = \text{Max} (C1 ; C2)$$

$C1$: moment de torsion en phase de construction, $C2$: moment de torsion en service

P : périmètre du contour tracé à mi épaisseur $\text{bn} / 2$

σ_a : contrainte admissible de l'acier = $2/3 f_e$.

$$C1 = 106.83 \text{ KN.m/ml} ; C2 = 62.71 \text{ KN.m/ml}$$

$$\Omega = 2.895 \text{ m}^2 ; \text{bn} = 0.258 \text{ m} ; P = 7.067 \text{ m}$$

$$\sigma_a = 333.33 \text{ MPa} ; A_s = 3.91 \text{ cm}^2.$$

On vérifie la section minimale $A_s \min = (0.4 b_n P) / f_e = 14.60 \text{ cm}^2 > 3.91 \text{ cm}^2$.
On opte pour 10 HA14 avec un espacement de 16 cm.

❖ Vérification des contraintes tangentielles

La condition à vérifier pour les sections pleines

$$\tau_{uv}^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_{uv} = V_{U \max} / (b_0 d) = 1.066 \text{ MPa} ; (b_0 = L_c = 2.5 \text{ m} ; d = 1.50 \text{ m}).$$

Cas de fissuration préjudiciables : $\tau_{lim} = \min \{0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\} = \min \{2.7 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.7 \text{ MPa}$.

→ $1.136 \text{ MPa} \leq 7.29 \text{ MPa}$.

❖ Armatures transversales pour la flexion et la torsion

$$T_{\max \text{ ELU}} = 3996.879 \text{ kN}$$

Avec Robot expert 2010 : 2 Cadres de HA14 avec un espacement = 10 cm dans la zone critique et 12 cm dans la zone courante.

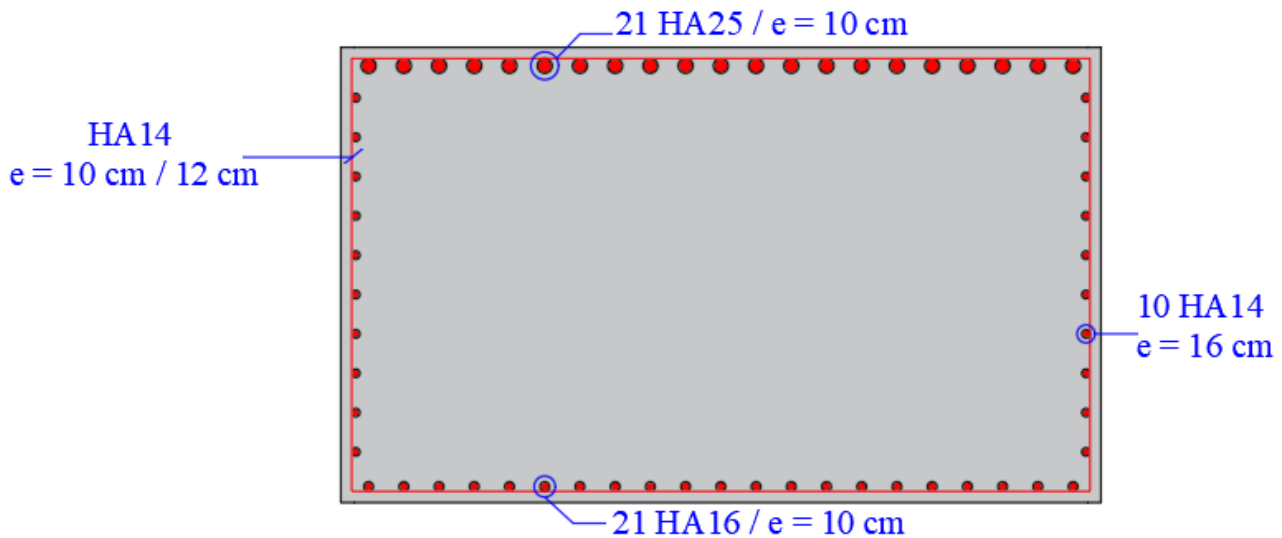


Figure X. 6. Ferrailage du chevêtre (COUPE TRANSVERSALE).

X.2.3.2. Etude des fûts

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle, il travaille à la flexion composée. 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 : $D = 2.00 \text{ m}$.
- ❖ Hauteur moyenne : $H = 10.60 \text{ m}$.
- ❖ Entraxe : $E = 5.20 \text{ m}$.

❖ Ferrailage des fûts

Le fût est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Les résultats de ferrailage sont les suivants (voir annexe D)

Tableau X. 12. Ferrailage des fûts de la pile la plus haute.

Armature	Efforts	ELS	ELU	ELA	As (cm ²)	n	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	R _v (KN)	5835.60	7866.21	4314.072	314.16	40	32	15
	M _L (KN.m)	1928.12	2623.93	10785.107				
	M _T (KN.m)	0.00	0.00	2000.836				
Transversale	R _L (KN)	163.76	201.08	1019.458	4.02	02	16	15(z.courante)
	R _T (KN)	0.00	0.00	356.334				12,5(z.critique)

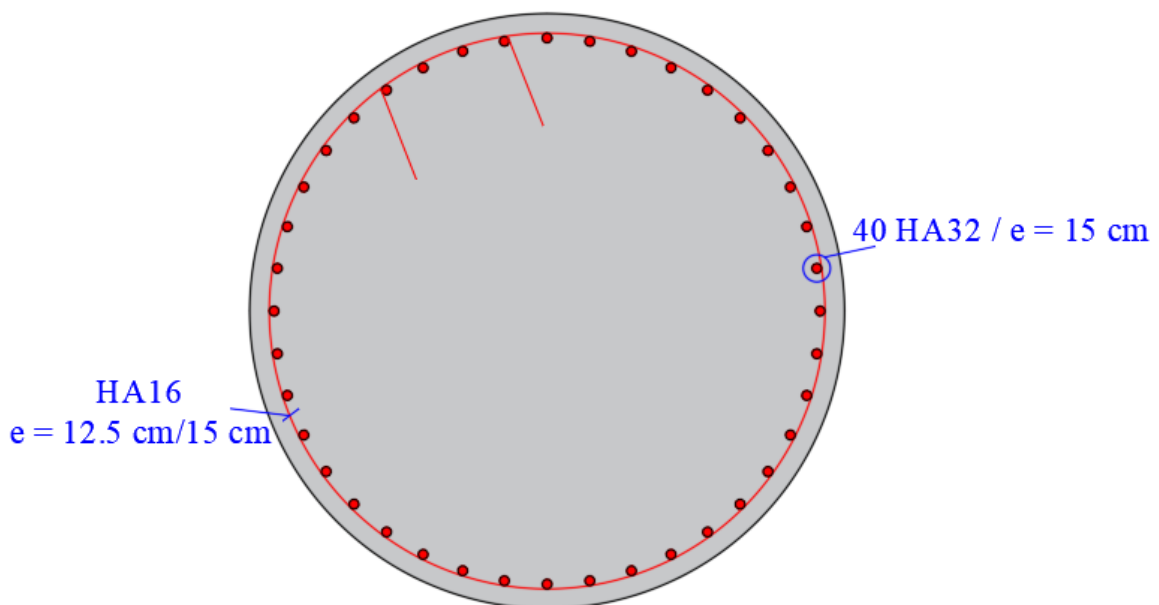


Figure X. 7. Ferrailage du fût.

X.2.3.3. Etude de la semelle

❖ Calcul des actions sur pieux

La charge appliquée sur pieux se calcule par rapport à leur nombre et leurs entraxes, comme suit

$$R_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum(y_i^2)} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum(x_i^2)}$$

Sachant que

R_i : effort revenant sur chaque pieu.

N : effort normal total.

n : le nombre des pieux total.

$M_{x,y}$: les moments fléchissant dans le sens x et y .

x_i, y_i : la distance entre pieux par rapport à l'axe de la semelle.

La géométrie des pieux est

- Nombre : deux files de 5 pieux, 10 en total.
- Entraxe : 3.6 m (longitudinalement) et 3.2 m (transversalement).
- Diamètre : 1.2 m

Les actions sur pieux à l'ELS, à l'ELU et à l'ELA sont définies dans les tableaux ci-dessous

Tableau X. 13. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELS.

ELS	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	R_1 (kN)	R_2 (kN)
G + 0.6 T + D	1735.94	2114.00
G + 0.6 T + 1.2 (AL + FH) + D	1921.06	2518.967
G + 0.6 T + 1.2 (BC + FH) + D	1770.53	2506.03
G + 0.6 T + MC120 + D	1849.47	2227.53
G + 0.6 T + D240 + D	1947.00	2325.06

Tableau X. 14. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELU.

ELU	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	R_1 (kN)	R_2 (kN)
1.35 G + 0.9 T + D	2386.56	2810.87
1.35 G + 0.9 T + 1.6 (AL + FH) + D	2633.38	3350.825
1.35 G + 0.9 T + 1.6 (BC + FH) + D	2432.67	3333.58

1.35 G + 0.9 T + 1.35 MC120 + D	2539.82	2964.14
1.35 G + 0.9 T + 1.35 D240 + D	2671.49	3095.80

Tableau X. 15. Estimation des actions sur pieux de la pile la plus haute à l'ELA.

	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)	R ₄ (KN)
G + 0.4 T + D + Ex+0.3Ey+0.3Ez	3696.40	3350.03	77.29	-269.07
G + 0.4 T + D + Ex-0.3Ey-0.3Ez	3374.86	3028.02	-232.72	-579.55
G + 0.4 T + D + Ex+0.3Ey-0.3Ez	3559.53	3218.75	-58.44	-399.21
G + 0.4 T + D + Ex-0.3Ey+0.3Ez	3506.14	3164.89	-102.58	-443.82
G + 0.4 T + D + Ey+0.3Ex+0.3Ez	2975.71	1828.16	2015.98	868.44
G + 0.4 T + D + Ey-0.3Ex-0.3Ez	3020.88	1879.80	1689.60	548.52
G + 0.4 T + D + Ey+0.3Ex-0.3Ez	2838.84	1696.88	1880.26	738.30
G + 0.4 T + D + Ey-0.3Ex+0.3Ez	3156.60	2009.94	1826.46	679.80
G + 0.4 T + D + Ez+0.3Ex+0.3Ey	2515.30	2163.44	1566.36	1214.51
G + 0.4 T + D + Ez-0.3Ex-0.3Ey	2522.50	2185.87	1171.19	834.55
G + 0.4 T + D + Ez+0.3Ex-0.3Ey	2319.55	1983.79	1381.00	1045.25
G + 0.4 T + D + Ez-0.3Ex+0.3Ey	2706.98	2356.01	1366.06	1015.08

$R_{\max,ELS} = 2518.967 \text{ KN} < Q_{\max,ELS} = 5147.1 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en annexe A)

$R_{\max,ELU} = 3350.825 \text{ KN} < Q_{\max,ELU} = 7183.3 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en annexe A)

$R_{\max,ELA} = 3696.40 \text{ KN} < Q_{\max,ELA} = 8397.4 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en annexe A)

Pour le cas de la traction, on a $R_{\max \text{ traction } ELA} = 579.55 \text{ KN} < Q_{tu} / 1.3 = Q_s / 1.3 = 3127.9 / 1.3 = 2406.08 \text{ KN}$. (Voir rapport géotechnique en annexe A)

\rightarrow Donc on opte pour des pieux de 10 m de profondeur pour la pile.

❖ Ferrailage de la semelle

La semelle est un élément de l'infrastructure qui joue le double rôle : l'encastrement de l'appui et la répartition des charges dans les pieux. Le ferrailage de la semelle se calcule généralement par la méthode des bielles.

Les dimensions de la semelle sont

- Longueur : $l = 15.20$ m.
- Hauteur : $H = 1.70$ m.
- Largeur : $B = 6$ m.

La méthode des bielles est conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec

H : Hauteur de la semelle.

L : entraxe entre pieux.

b : diamètre du fût.

$h = H - 0.1$ (m) = 1.60 m > $L/2 - b/4 = 1.3$ m → condition vérifiée.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 50.93^\circ \Rightarrow 45^\circ < \alpha < 55^\circ \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

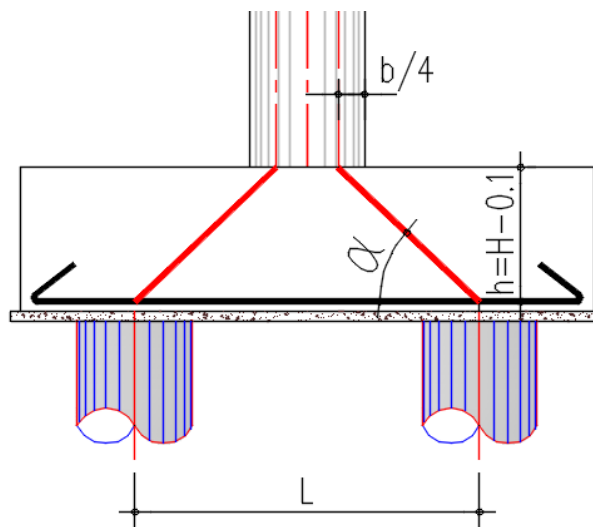


Figure X. 8. Schéma de la méthode des bielles.

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la **méthode des bielles** est égale à

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow N_{\text{Max-ELS}} = 2518.967 \text{ KN} ; N_{\text{Max-ELA}} = 3696.40 \text{ KN.}$$

$\sigma_{a \text{ ELS}} = 333,33 \text{ MPa} ; \sigma_{a \text{ ELA}} = 500 \text{ MPa.}$

$A_{s \text{ ELS}} = 61.40 \text{ cm}^2 ; A_{s \text{ ELA}} = 60.07 \text{ cm}^2.$

Donc $A_s = 61.40 \text{ cm}^2.$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (l) telle que : $l = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.6 + 1.2 = 2.8 \text{ m}$.

Pour avoir la section d'armature en mètre linéaire : $A_s / l = 21.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

D'après les pourcentages minimaux du RPOA (zone IIa), On aura $A_s = 25 \text{ cm}^2/\text{ml} > 21.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (pour les armatures transversales inférieures).

$A_s = 17 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s / 3 = 21.93 / 3 = 7.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (pour les armatures transversales supérieures).

On opte pour 6 HA25 / ml pour les armatures inférieures et 6 HA20 / ml pour les armatures supérieures (on adoptera ce ferrailage pour les deux sens).

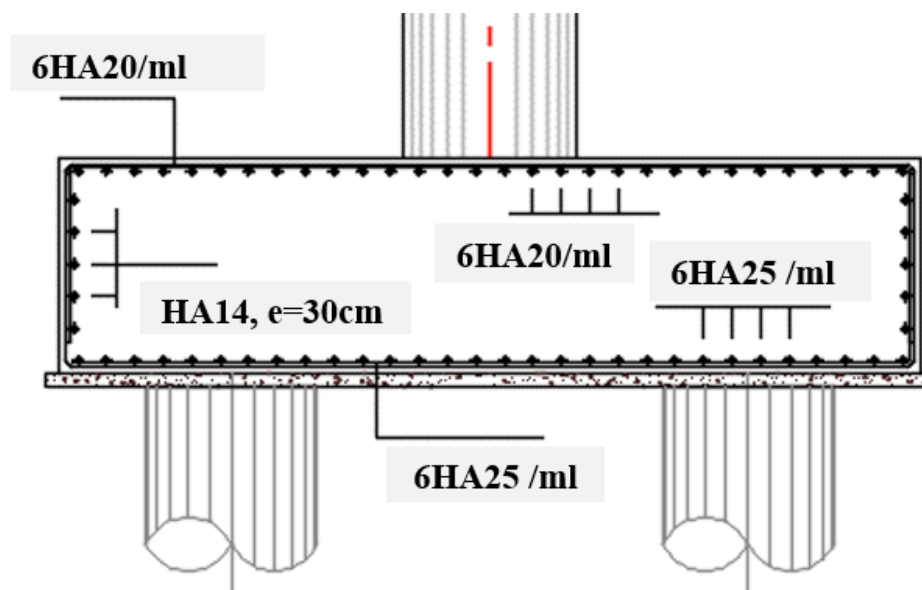


Figure X. 9. Ferrailage de la semelle pour la pile.

X.2.3.4. Etude des pieux

Quand la portance du sol en surface est faible, on doit descendre jusqu'à une profondeur où le sol présente de bonnes caractéristiques par le biais des pieux, ces derniers sont disposés symétriquement afin d'éviter le tassement différentiel et centré sous l'effort pour assurer la diffusion directe des charges. Leur vérification au flambement n'est pas nécessaire car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

❖ Actions sur les pieux

Le pieu est un élément en béton armé soumis à la flexion composée. Son comportement dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante

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

- b** : diamètre du pieu.
- C_u** : module de réaction du sol.
- y** : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation s'écrit sous la forme

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \text{ Où : } \alpha : \text{ est la longueur élastique du pieu.}$$

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, dont les déplacements et les rotations en tête sont nuls (pieux encastés en tête). Ce moment est déterminé par la méthode de WERNER

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}, \lambda : \text{ coefficient d'amortissement du module de WERNER.}$$

$\chi_{\theta P}$ et $\chi_{\theta M}$: coefficients déterminés à partir de l'abaque de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

\bar{P} : l'effort tranchant en tête du pieu, $\bar{P} = H/n$, n étant le nombre de pieux.

Les résultats de calcul sont déterminés dans le tableau suivant

Tableau X. 16. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la pile.

L (m)	10	λ	0.227
E (MPa)	33 000	λ × L	2.274
C_u (MN/m³)	30	χ_{θP}	1.298
b (m)	1.2		
I (m⁴)	0.1018	χ_{θM}	1.582
n	10		

Tableau X. 17. Valeurs tirées de l'abaque de WERNER.

λ × L	1	1.5	2	3	4	6
χ_{θP}	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
χ_{θM}	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

ELS : $\bar{P} = 49.13 \text{ KN}$; $\bar{M} = 177.30 \text{ KNm}$; $N_{\text{cor}} = 1770.53 \text{ KN}$.

ELU : $\bar{P} = 60.32 \text{ KN}$; $\bar{M} = 217.69 \text{ KNm}$; $N \text{ cor} = 2432.67 \text{ KN}$.

ELA : $\bar{P} \text{ long} = 309.24 \text{ KN}$; $\bar{M} \text{ long} = 1115.99 \text{ KNm}$.

$\bar{P} \text{ trans} = 323.38 \text{ KN}$; $\bar{M} \text{ trans} = 1167.03 \text{ KNm}$.

$N \text{ cor} = -269.07 \text{ KN}$.

❖ Ferrailage des pieux

Le calcul du ferrailage des pieux se fait avec le logiciel ROBOT-Expert 2010 pour une section circulaire de diamètre 1.2 m soumise à une flexion composée déviée.

Ferrailage principal : on opte pour la section de ferrailage minimale du RPOA.

$A_s = 113.1 \text{ cm}^2$ (voir annexe D) ; Soit : **24HA25** avec $St = 14 \text{ cm}$.

Ferrailage horizontal : on opte pour des cerces de HA14, avec un espacement de 12.5 cm en zone critique et de 20 cm en zone courante.

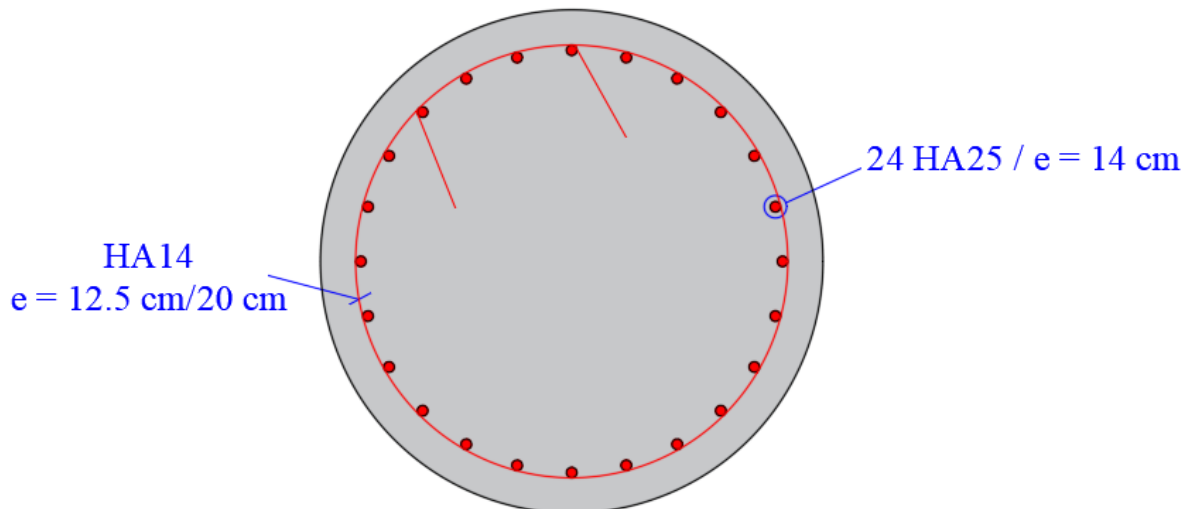


Figure X. 10. Ferrailage des pieux pour la pile.

X.3. ETUDE DE LA CULEE

Les culées sont les appuis de rive d'un pont, ce sont des éléments fondamentaux de l'infrastructure qui assure la liaison et la continuité entre l'ouvrage et le sol.

La culée joue le double rôle : d'un côté, c'est un appui qui transmet les charges du tablier aux fondations et d'un autre côté, un mur de soutènement subissant les poussées des terres de remblai derrière la culée.

Vu les données naturelles et fonctionnelles du site (la présence des murs de soutènement derrière la culée pour supporter le remblai d'accès à l'ouvrage), on opte pour une culée de type remblayée.

En règle générale, une culée remblayée est toute culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur garde-grève et prolongé par des murs en retour (murs latéraux).

X.3.1. Conception de la culée

La conception et les dimensions de la culée sont définies dans le chapitre III. Les dimensions de la culée N°2, fait l'objet d'une étude détaillée en ce chapitre, sont définies dans le tableau suivant

Tableau X. 18. Les dimensions de la culée.

Elément	dimensions (m)	Elément	Dimensions (m)
Mur frontal	h = 5.78	Dalle de transition	h = 0.30
	l = 15.60		l = 14.85
	e = 1.50		b = 5.00
Mur de garde de grève	h = 2.29	Corbeau	b = 0.40
	l = 15.60		l = 14.90
	e = 0.30		S = 0.24 m ²
Mur en retour	e = 0.70	Semelle	h = 1.70
			l = 15.70
			b = 6.00

La figure ci-dessous illustre un schéma représentatif des dimensions de la culée N°2.

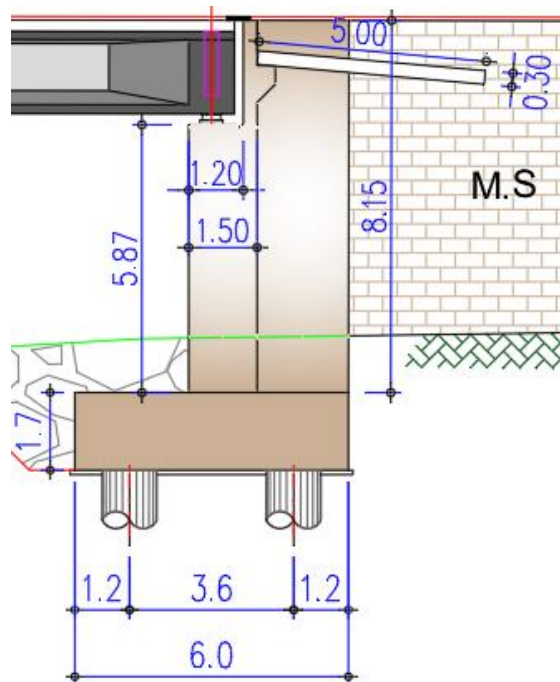


Figure X. 11. Schéma représentatif de la culée N°2.

X.3.2. Evaluation des sollicitations

Les sections critiques sont :

1. La section en pied du mur frontal pour ce qui concerne le ferrailage de ceux-ci ($Z = 1.70$ m).
2. La face inférieure de la semelle pour ce qui concerne l'équilibre de la fondation ($Z = 0$ m).

Les vérifications dans les deux directions pouvant être effectuées de manière indépendante, seule la vérification dans le sens longitudinal est présentée dans ce chapitre, la vérification dans le sens transversal étant similaire.

X.3.2.1. Détermination des sollicitations en statique

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

$$K_a = 0.33 ; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3 ; \gamma_{\text{sol}} = 20 \text{ kN/m}^3.$$

Tableau X. 19. Détermination des sollicitations en statique pour la culée.

Désignation	N (kN)	H (kN)	$I_{FV}(x/o)$ (m)	$I_{FH}(y/o)$ (m)	$M_{FV/o}$ (kN.m)	$M_{FH/o}$ (kN.m)
Semelle	4003.50	/	0.00	0.85	0.00	/
Mur frontal	3433.95	/	0.25	4.64	850.59	/
Dalle de transition	278.44	/	3.50	8.82	975.28	/
Mur en retour	288.10	/	2.00	5.78	577.01	/
Corbeau	89.40	/	1.18	8.54	105.08	/
Mur garde de grève	267.93	/	0.85	8.71	227.10	/
Poids des terres amont	4179.39	/	2.01	5.20	8411.86	/
Poids des terres sur dalle de transition	655.15	/	3.71	9.40	2427.67	/
Poussée des terres	/	4770.60	/	-3.28	/	-15663.64
Poids Surcharge : 10 kN/m ²	298.00	/	2.00	/	596.00	/
Poussée Surcharge : 10 kN/m ²	/	484.32	/	-4.93	/	-2385.30

La réaction d'appui du tablier conduit à :

Tableau X. 20. Les actions transmises par le tablier vers la culée.

Désignation	N (kN)	H (kN)	I _{FV} (x/o) (m)	I _{FH} (y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
R _G	5682.46	/	0	/	0	/
R _{AL}	1830.15	/	0	/	0	/
R _{BC}	1634.98	/	0	/	0	/
R _{MC120}	1082.80	/	0	/	0	/
R _{D240}	1778.82	/	0	/	0	/
H _{fr}	/	185.55	/	-7.57	/	-1404.62
H _T	/	100.20	/	-7.57	/	-758.49
Freinage AL	/	84.52	/	-7.57	/	-639.81
Freinage BC	/	180.00	/	-7.57	/	-1362.60

Le tableau ci-après résume les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et à l'ELU :

Tableau X. 21. Les combinaisons des actions appliquées sur la culée à l'ELU et à l'ELS et en phase de construction.

Désignation		N (kN)	H (kN)	MH (kN.m)	MV (kN.m)	ΔM (kN.m)
ELS	G + 0.6T + D	18878.32	5016.27	-17523.17	13574.59	-3948.58
	G + 0.6T + 1.2 AL + D	21074.50	5117.69	-18290.94	13574.59	-4716.35
	G + 0.6T + 1.2 BC + D	20840.30	5232.266	-19158.29	13574.59	-5583.70
	G + 0.6T + MC120 + D	19961.12	5016.27	-17523.17	13574.59	-3948.58
	G + 0.6T + D240 + D	20657.15	5016.27	-17523.17	13574.59	-3948.58
ELU	1.35 G + 0.9T + D	25485.74	6716.03	-23232.93	18325.70	-4907.23
	1.35 G + 0.9T + 1.6 AL + D	28413.98	6851.26	-24256.62	18325.70	-5930.93
	1.35 G + 0.9T + 1.6 BC + D	28101.70	7004.03	-25413.09	18325.70	-7087.39
	1.35 G + 0.9T + 1.35 MC120 + D	26947.51	6716.03	-23232.93	18325.70	-4907.23
	1.35 G + 0.9T + 1.35 D240 + D	27887.15	6716.03	-23232.93	18325.70	-4907.23

Phase de construction	G + 1.2 Q	19235.92	5351.79	-18525.82	14289.79	-4236.02
-----------------------	-----------	----------	---------	-----------	----------	----------

X.3.2.2. Détermination des sollicitations sismiques

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

❖ Calcul des efforts sismiques inertiels sur la culée

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

On détermine les sollicitations en pied des poteaux et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec

$$F_h = PP \times k_h ; F_v = PP \times k_v .$$

Tel que

$k_h = A$, où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.25 dans notre cas.

$k_v = 0.3 k_h$.

PP : le poids propre de l'élément.

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

Tableau X. 22. Calcul des efforts dus à la culée dans le cas dynamique.

Désignation	N (kN)	H (kN)	I _{FV} (x/o) (m)	I _{FH} (y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
Semelle	300.26	1000.88	0.00	0.85	0.00	850.74
Mur Frontal	257.55	858.49	0.25	4.64	63.79	3979.09
Dalle de transition	20.88	69.61	3.50	8.82	73.15	614.09
Mur en retour	21.61	72.03	2.00	5.78	43.28	416.47
Corbeau	6.71	22.35	1.18	8.54	7.88	190.97
Mur garde de grève	20.09	66.98	0.85	8.71	17.03	583.51
Poids des terres amont	313.45	1044.85	2.01	5.20	630.89	5430.49
Poids des terres sur dalle de transition	49.14	163.79	3.71	9.40	182.08	1539.99

Somme	989.69	3298.97	/	/	1018.09	13605.34
-------	--------	---------	---	---	---------	----------

❖ Calcul des poussées dynamiques

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

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

Avec :

$\theta = \arctan (k_h / (1 \pm k_v))$.

γ : poids volumique des terres.

H : la hauteur totale de la culée.

φ : l'angle de frottement interne du remblai.

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

Tableau X. 23. Coefficient de calcul de la poussée dynamique.

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	20.00	$\theta 1^\circ (1+k_v)$	13.09
$\varphi^\circ =$	30.00	$\theta 2^\circ (1-k_v)$	15.12
$k_h =$	0.25	$K_{ad} (1+k_v)$	0.502
$k_v =$	0.08	$K_{ad} (1-k_v)$	0.538

Les poussées dynamiques agissantes sur la culée, pour les deux cas, sont données comme suit :

Tableau X. 24. Calcul des poussées dynamiques.

Désignation	N (kN)	H (kN)	$I_{FH}(x/o)$ (m)	$M_{FV/o}$ (kN.m)	$M_{FH/o}$ (kN.m)
$P_{ad} (1+k_v)$	/	7801.66	3.283	/	25615.44
$P_{ad} (1-k_v)$	/	7197.23	3.283	/	23630.91

❖ Calcul des charges sismiques dues au tablier

Les efforts dus au tablier dans le cas d'un séisme sont déterminés, par la méthode du spectre de réponse (méthode définie dans le chapitre IX), avec le logiciel de calcul « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 - Version Etudiant ». Les résultats de calcul, pour un séisme horizontal et vertical sont définis dans le tableau suivant :

Tableau X. 25. Les efforts sismiques dus au tablier.

	N (kN)	H (kN)	I _{FH(x/o)} (m)	M _h (kN.m)
Total	1140.70	1664.17	-7.57	-12597.74

❖ Combinaisons des actions sismiques de la culée

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

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

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer au même temps.

Ces actions sont celles de la masse de la culée, du sol sur la semelle et du coin de sol entrant en rupture.

Les actions inertielles se cumulent directement :

$$F_i = F_{hc} + F_{he} + F_s$$

Pour la combinaison des actions par direction, On cumule quadratiquement : $F = \sqrt{F_t^2 + F_i^2}$

Tableau X. 26. L'évaluation des actions sismiques de la culée.

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
Cas 1	0.00	11224.67	41194.33
Cas 2	0.00	10627.30	39309.56
Cas 3	1510.19	0.00	1018.09

❖ Combinaison des actions sismiques totales de la culée

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit :

$$\ll G + 0.4 T + E + D \gg$$

On pose : $R = G + 0.4 T + D$ et on aura les résultats suivants :

Tableau X. 27. La détermination de R_{max} et R_{min}.

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
R_{max}	13561.89	201.58	12048.61
R_{min}	13412.42	201.58	12048.61

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

Tableau X. 28. Les combinaisons des actions sismiques totales de la culée.

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
$R_{\max} - E_H + 0.3E_V$	14014.95	-11023.09	-28840.29
$R_{\min} - E_H - 0.3 E_V$	12959.37	-10425.72	-27566.37
$R_{\max} + E_V - 0.3 E_H$	15072.08	-3165.82	708.41
$R_{\min} - E_V - 0.3 E_H$	11902.23	-2986.61	-762.35

X.3.3. Etude et ferrailage des éléments de la culée

X.3.3.1. Mur frontal

Le mur frontal, considéré encasté dans la semelle, travaille à la flexion composée. Il est sollicité essentiellement aux : charges d'inertie, poussées des terres et les réactions dues au tablier.

Le ferrailage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT Expert 2010 en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 1.5 \text{ m}^2$ travaillant en flexion composée. Les détails de calcul et les efforts défavorables sont définis dans les tableaux suivants :

Tableau X. 29. Evaluation des efforts dus au poids propre sur le mur frontal.

Désignation	N (KN)	H (KN)	IFV(x/o) (m)	IFH(y/o) (m)	$M_{FV/o}$ (KNm)	$M_{FH/o}$ (KNm)
Mur F	3433.95	/	0	2.93	0	/
DDT	278.4375	/	0.95	7.16	264.51563	/
Corbeau	89.4	/	0.9278	6.84	82.94532	/
MGG	267.93	/	0.6	7.01	160.758	/
Poids des T sur DDT	655.153	/	0.95	7.16	622.39535	/
Poussée des terres	0	3270.003	/	-2.72	/	-8888.96
Poussée DDT	0	0	/	1.80	/	0
Poussée Sur 10kN/m ²	/	400.9814	/	-4.0775	/	-1635.00

Tableau X. 30. Evaluation des efforts dus au tablier sur le mur frontal.

Désignation	N (kN)	H (kN)	I _{FV} (x/o) (m)	I _{FH} (y/o) (m)	M _{FV/o} (kN.m)	M _{FH/o} (kN.m)
R _G	5682.46	/	-0.25	/	-1420.61	/
R _{AL}	1830.15	/	-0.25	/	-457.54	/
R _{BC}	1634.98	/	-0.25	/	-408.74	/
R _{MC120}	1082.80	/	-0.25	/	-270.70	/
R _{D240}	1778.82	/	-0.25	/	-444.71	/
H _{fr}	/	185.55	/	-5.87	/	-1089.18
H _T	/	100.20	/	-5.87	/	-588.16
Freinage AL	/	84.52	/	-5.87	/	-496.13
Freinage BC	/	180.00	/	-7.87	/	-1056.60

Tableau X. 31. Les combinaisons des actions appliquées sur le mur frontal à l'ELU et à l'ELS et en phase de construction.

Désignation		N (kN)	H (kN)	MH (kN.m)	MV (kN.m)	ΔM (kN.m)
ELS	G + 0.6T + D	10407.33	3515.67	-10331.04	-290.00	-10621.04
	G + 0.6T + 1.2 AL + D	12603.51	3617.09	-10926.39	-839.05	-11765.43
	G + 0.6T + 1.2 BC + D	12369.31	37316.72	-11598.96	-780.49	-12379.45
	G + 0.6T + MC120 + D	11490.13	3515.67	-10331.04	-560.70	-10891.74
	G + 0.6T + D240 + D	12186.15	3515.67	-10331.04	-734.71	-11065.74
ELU	1.35 G + 0.9T + D	14049.90	4690.23	-13618.62	-391.50	-14010.12
	1.35 G + 0.9T + 1.6 AL + D	16978.14	4825.46	-14412.42	-1123.56	-15535.98
	1.35 G + 0.9T + 1.6 BC + D	16665.86	4978.23	-15309.18	-1045.49	-16354.67

	1.35 G + 0.9T + 1.35 MC120 + D	15511.67	4690.23	-13618.62	-756.95	-14375.56
	1.35 G + 0.9T + 1.35 D240 + D	16451.31	4690.23	-13618.62	-991.85	-14610.47
Phase de construction	G + 1.2 Q	10407.33	3751.18	-10851	-290.00	-11140.96

Tableau X. 32. Les sollicitations défavorables à l'ELU et à l'ELS du mur frontal.

ELS		ELU	
M_{\max}	-793.55 kN.m/ml	M_{\max}	-1048.38 kN.m/ml
N_{cor}	792.90 kN/ml	N_{cor}	1068.32 kN/ml
T_{\max}	239.21 kN/ml	T_{\max}	319.12 kN/ml
N_{cor}	792.90 kN/ml	N_{cor}	1068.32 kN/ml

Résultats (voir annexe D) :

- Ferrailage vertical principal (cote remblai) : $A_s = 14.50 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA20/ml**, avec **St = 20 cm**.
- Ferrailage vertical de construction (cote tablier) : $A_s' = A_s/3$; Soit : **5HA14/ml**, avec **St = 20 cm**.
- Armatures de construction transversales : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **5HA12/ml**, avec **St = 20 cm**.

X.3.3.2. Mur garde grève

Le mur garde grève, supposé encastré à la base, 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.

❖ Moment dû à la poussée des terres

Le moment à l'encastrement, dû à la poussée des terres, a pour expression : $M_p = P.H / 3$ avec : $P = \frac{1}{2} . K_a . \gamma . H^2 . L$.

Tel que :

P : la poussée des terres.

K_a : coefficient de poussée des terres, **k_a = 0.33**.

γ : poids volumique du remblai, **γ = 20 kN/m³**.

H : hauteur du mur garde grève, **h = 2.29 m**.

L : longueur du remblai, **L = 1 m** (le calcul est effectué par 1 mètre linéaire).

On aura donc : **P = 17.31 KN/ml**.

Résultats :

M_P = 13.21 kN.m/ml à l'ELS.

M_P = 17.83 kN.m/ml à l'ELU.

❖ Moment dû à une charge locale située en arrière du mur

Le moment fléchissant à l'encastrement dû à une charge locale a pour expression :

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

Tel que

γ : coefficient de pondération, **γ = 1.45** à l'ELU et **γ = 1** à l'ELS.

δ : coefficient de majoration dynamique, **δ = 1.059**.

h : hauteur du mur garde grève.

Les valeurs de K aux états limites sont :

K = 0.50 à l'ELS.

K = 0.67 à l'ELU.

La valeur de **M_{Pc}/K** est explicitée dans le tableau ci-dessous pour différentes valeurs de **h** :

Tableau X. 33. Moment M_{Pc}/K dû à une charge locale en fonction de h.

h(m)	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3
M_p /K (t.m/ml)	2.23	3.4	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

En faisant une interpolation linéaire pour **h = 2.29 m**, on trouve : **M_{Pc}/K = 8.09 t.m**. Ainsi on aura :

M_{Pc} = 40.74 kN.m/ml à L'ELS.

M_{Pc} = 54.33 kN.m/ml à L'ELU.

❖ Moment dû à la force de freinage :

On considère l'effet de freinage d'une seule roue d'une charge exceptionnelle du convoi, dont le moment d'encastrement est donné par l'expression suivante

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

Où

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1$ à l'ELS et $\mu = 1.45$ à l'ELU.

P : charge d'une roue du convoi roulant, $P = 60$ kN.

h : Hauteur du mur, $h = 2.29$ m.

Résultats

$M_f = 68.27$ kN.m/ml à l'ELS.

$M_f = 91.03$ kN.m/ml à l'ELU.

Le moment total de l'encastrement à L'ELS et L'ELU est la somme des moments calculés précédemment

$M = 122.23$ KN.m/ml à l'ELS.

$M = 163.19$ KN.m/ml à l'ELU.

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert 2010 en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : 1×0.3 m².

Résultats (voir annexe D) :

- Ferrailage principal vertical (côté du remblai) : $A_s = 22.59$ cm² ; Soit **5HA25/ml**, avec $St = 20$ cm.
- Ferrailage vertical de construction (côté du tablier) : $A's = A_s/3$; Soit **5HA16/ml**, avec $St = 20$ cm.
- Armatures de construction transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : **5HA12/ml**, avec $St = 20$ cm.

X.3.3.3. Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée.

Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est posée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol). Elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Tableau X. 34. Evaluation des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (kN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.50	23.44	18.75
Revêtement	1.92	6.00	4.80
Remblai	17.60	55.00	44.00
Surcharges	10.00	31.25	25.00

Résultats

$$M_{ser} = M_G + 1.2 M_Q = 121.94 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ser} = V_G + 1.2 V_Q = 97.55 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 163.99 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 131.19 \text{ kN/ml.}$$

❖ Nécessite d'armatures d'âme (effort tranchant)

$V_{ult} / (b_0 d) < 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b \rightarrow 0.525 \text{ MPa} < 1.26 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée pas besoin armatures d'âme.

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert 2010 en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.3 \text{ m}^2$.

Résultats (voir annexe D) :

- Ferrailage principal transversale : $A_s = 22.53 \text{ cm}^2$; Soit **5HA25/ml**, avec **St = 20 cm**.
- Armatures de construction transversales : $A's = A_s/3$; Soit **5HA14/ml**, avec **St = 20 cm**.
- Armatures de construction longitudinales : $A_{sL} = A_s/4$; Soit **5HA12/ml**, avec **St = 20 cm**.

X.3.3.4. Corbeau

Le corbeau est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction due aux poids des charges permanentes et la réaction des surcharges sur remblai. La formule de la réaction aux appuis d'une poutre simplement appuyée est écrite sous la forme : $R = q.L/2$, tel que

L : la longueur de la dalle de transition, $L = 5 \text{ m}$.

q : la charge appliquée sur la dalle, **q = 27.02 kN/ml** le cas des charges permanentes et **q = 10 kN/ml** pour la surcharge sur remblai.

Pour le calcul du ferrailage, on suppose que le corbeau travaille en compression simple, les réactions de calcul aux états limites sont :

R = 97.55 kN.m/ml à l'ELS ; R = 131.19 kN.m/ml à l'ELU

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT Expert 2010 pour une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.4 \text{ m}^2$.

Résultats (voir annexe D) :

- Ferrailage principal vertical (cote remblai) : $A_s = 11.20 \text{ cm}^2$; Soit : **5HA20/ml**, avec **St = 20 cm**.
- Ferrailage horizontal de construction : $A_{st} = A_s/4$; Soit **5HA12/ml**, avec **St = 20 cm**.

X.3.3.5. Mur en retour

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Le calcul des efforts du mur, se fait avec le logiciel de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 - Version Etudiant). Le mur en retour est supposé encastré sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Les poussées des terres.
- Les poussées des surcharges de remblais $P_{sr} = 3.33 \text{ kN/m}^2$.
- Poids propre du mur en plus du CCP.

Le modèle de calcul du mur en retour à l'aide du logiciel est illustré dans les figures suivantes :

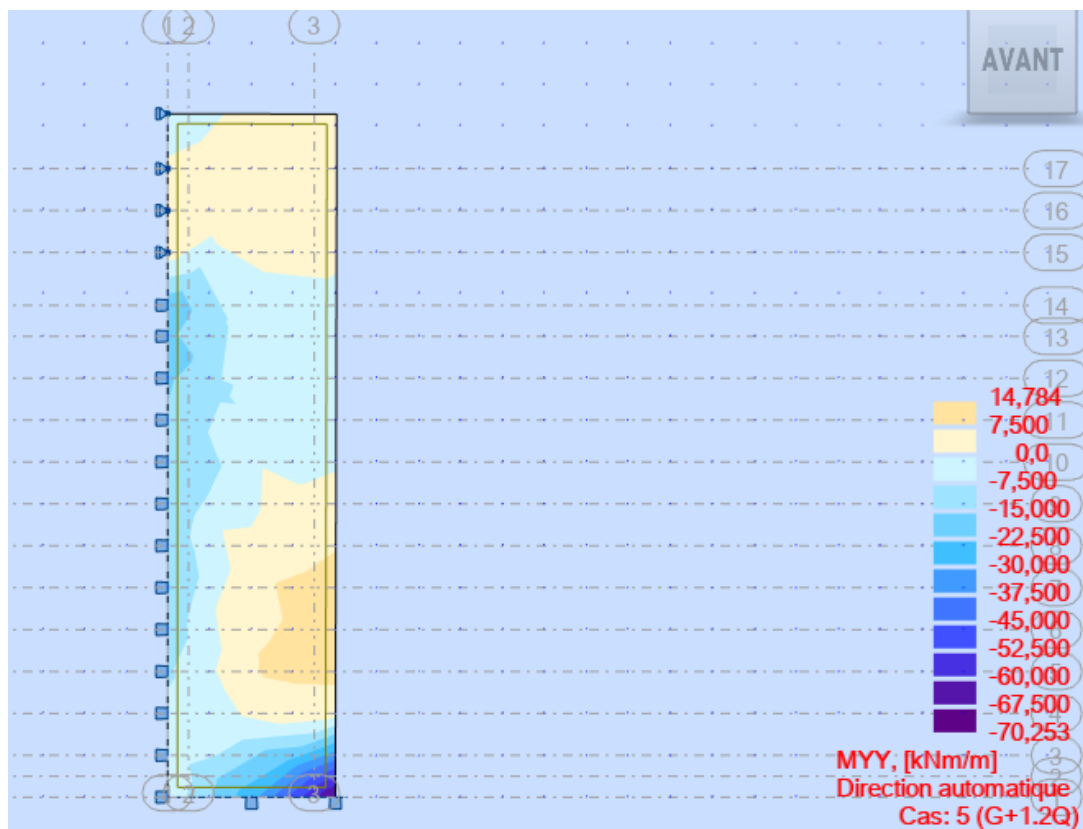


Figure X. 12. La modélisation du mur en retour moment Myy (G+1.2Q).

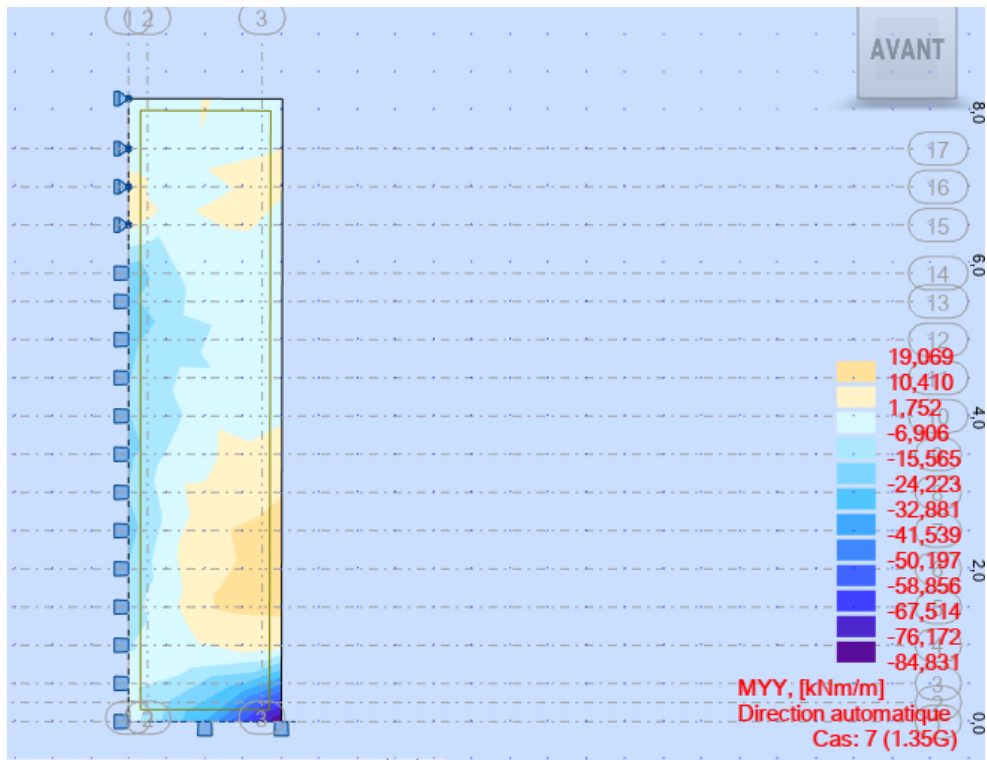


Figure X. 13. La modélisation du mur en retour moment M_{yy} (1.35 G).

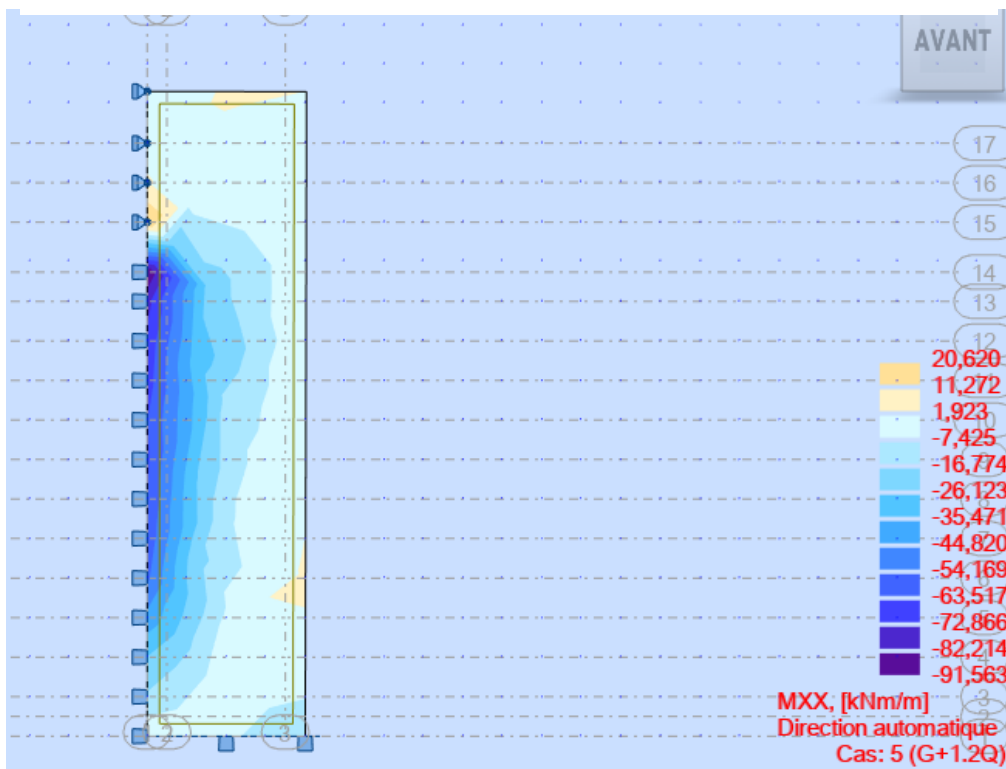


Figure X. 14. La modélisation du mur en retour moment M_{xx} (G+1.2 Q).

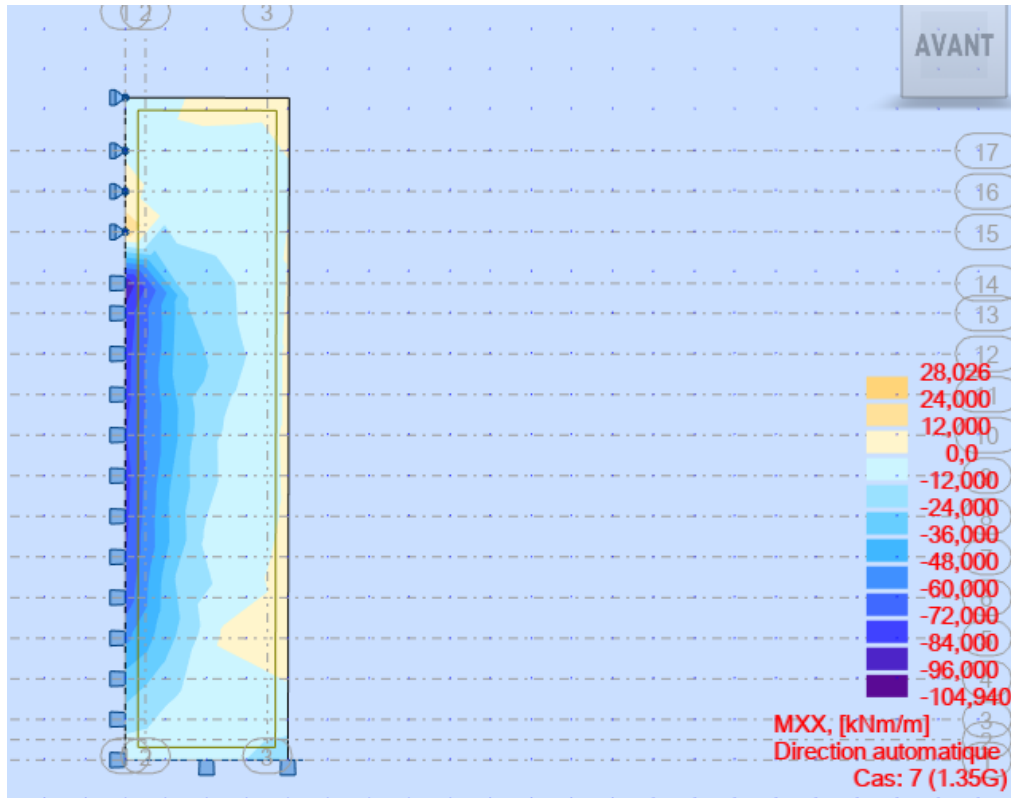


Figure X. 15. La modélisation du mur en retour moment Mxx (1.35 G).

Le calcul du ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT Expert 2010, les résultats sont les suivants (voir annexe D)

Tableau X. 35. Calcul du ferrailage du mur en retour.

		$M_{max,phase}$ de construction (kN.m/ml)	$M_{max,ELU}$ (kN.m/ml)	A_s (cm ²)	Armature
Sens horizontal	côté remblai (principale)	72.87	84.00	6.5	5HA14
Sens vertical	côté remblai (principale)	52.50	58.86	6.5	5HA14

Concernant le coté extérieur on opte pour des armatures de construction pour les deux sens $A's = A_s/3$, Soit **5HA12/ml**, avec $St = 20$ cm.

Le ferrailage est représenté sur la figure ci-dessous :

Les actions sur pieux à l'ELS, à l'ELU et à l'ELA sont définies dans les tableaux ci-dessous :

Tableau X. 36. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELS.

ELS	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)
G + 0.6 T + D	1668.47	2107.20
G + 0.6 T + 1.2 AL + D	1845.43	2369.47
G + 0.6 T + 1.2 BC + + D	1773.82	2394.24
G + 0.6 T+ MC120 + D	1776.75	2215.48
G + 0.6 T+ D240 + D	1846.35	2285.08

Tableau X. 37. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELU.

ELU	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)
1.35 G + 0.9 T + D	2275.95	2821.20
1.35 G + 0.9 T + 1.6 AL + D	2511.90	3170.89
1.35 G + 0.9 T + 1.6 BC + D	2416.43	3203.91
1.35 G + 0.9 T+ 1.35 MC120 + D	2422.13	2967.38
1.35 G + 0.9 T+ 1.35 D240 + D	2516.09	3061.34

Tableau X. 38. Estimation des actions sur pieux de la culée à l'ELA.

ELA	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file
	R ₁ (kN)	R ₂ (kN)
R _{max} - E _H + 0.3E _V	-200.74	3003.73
R _{min} - E _H - 0.3 E _V	-235.53	2827.40
R _{max} + E _V - 0.3 E _H	1546.56	1467.85
R _{min} - E _V - 0.3 E _H	1147.87	1232.58

$R_{\max,ELS} = 2394.24 \text{ KN} < Q_{\max,ELS} = 5147.1 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en **annexe A**)

$R_{\max,ELU} = 3203.91 \text{ KN} < Q_{\max,ELU} = 7183.3 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en **annexe**)

$R_{\max,ELA} = 3003.73 \text{ KN} < Q_{\max,ELA} = 8397.4 \text{ KN} \rightarrow$ pas de risque de poinçonnement. (Voir rapport géotechnique en **annexe A**)

Pour le cas de la traction on a : $R_{\max \text{ traction ELA}} = 235.53 \text{ KN} < Q_{tu} / 1.3 = Q_s / 1.3 = 3127.9 / 1.3 = 2406.08 \text{ KN}$. (Voir rapport géotechnique en **annexe A**)

➔ Donc on opte pour des pieux de 10 m de profondeur pour la culée.

❖ Ferrailage de la semelle

La semelle est un élément de l'infrastructure qui joue un double rôle : l'encastrement de l'appui et la répartition des charges dans les pieux. Le ferrailage de la semelle se calcule généralement par la méthode des bielles.

La géométrie de la semelle est

- Longueur : $l = 15.70$ m
- Hauteur : $H = 1.70$ m
- Largeur : $B = 6$ m

La méthode des bielles est conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases} \quad h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

Avec

H : Hauteur de la semelle.

L : entraxe entre pieux.

b : largeur du mur frontal.

$h = H - 0.1$ (m) = 1.60 m > $L/2 - b/4 = 1.425$ m ➔ condition vérifiée.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 48.34^\circ \Rightarrow 45^\circ < \alpha < 55^\circ \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par **la méthode des bielles** est égale à

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} \Rightarrow N_{\text{Max-ELS}} = 2394.24 \text{ KN} ; N_{\text{Max-ELA}} = 3003.73 \text{ KN.}$$

$\sigma_{a \text{ ELS}} = 333,33 \text{ MPa} ; \sigma_{a \text{ ELA}} = 500 \text{ MPa.}$

$A_{s \text{ ELS}} = 58.36 \text{ cm}^2 ; A_{s \text{ ELA}} = 48.81 \text{ cm}^2.$

Donc $A_s = 58.36 \text{ cm}^2.$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $l = h + \Phi_{\text{pieu}} = 1.6 + 1.2 = 2.8$ m.

Pour avoir la section d'armature en mètre linéaire : $A_s / l = 20.84 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

D'après les pourcentages minimaux du RPOA (**zone IIa**), on aura :

$A_s = 25 \text{ cm}^2/\text{ml} > 20.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (pour les armatures transversales inférieures).

$A_s = 17 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_s / 3 = 20.84 / 3 = 6.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (pour les armatures transversales supérieures).

On opte pour 6 HA25 / ml pour les armatures inférieures et 6 HA20 / ml pour les armatures supérieures (on adoptera se ferrailage pour les deux sens), (voir ferrailage de la semelle pour la pile).

X.3.5. Etude des pieux

Quand la portance du sol en surface est faible, on doit descendre jusqu'à une profondeur où le sol présente de bonnes caractéristiques par le biais des pieux, ces derniers sont disposés symétriquement afin d'éviter le tassement différentiel et centrés sous l'effort pour assurer la diffusion directe des charges. Leur vérification au flambement n'est pas nécessaire car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer.

❖ Actions sur les pieux

Le pieu est un élément en béton armé soumis à la flexion composée. Son comportement dans le sol peut s'exprimer par l'équation différentielle suivante

$$EI = \frac{d^4y}{dx^4} + C_u by$$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

La solution de l'équation s'écrit sous la forme

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}} \quad \text{Où : } \alpha \text{ : est la longueur élastique du pieu.}$$

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, dont les déplacements et les rotations en tête sont nuls (pieux encastrés en tête). Ce moment est déterminé par la méthode de WERNER

$$\bar{M} = - \frac{\chi_{0P}}{\chi_{0M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}, \quad \lambda \text{ : coefficient d'amortissement du module de WERNER.}$$

χ_{0P} et χ_{0M} : coefficients déterminés à partir de l'abaque de WERNER en fonction de $\lambda \times L$.

\bar{P} : l'effort tranchant en tête du pieu, $\bar{P} = H/n$, n étant le nombre de pieux.

Les résultats de calcul sont déterminés dans le tableau suivant

Tableau X. 39. La détermination des sollicitations en tête des pieux de la culée.

L (m)	10	λ	0.227
E (MPa)	33 000	$\lambda \times L$	2.274
C_u (MN/m³)	30	χ_{0P}	1.298
b (m)	1.2		
I (m⁴)	0.1018	χ_{0M}	1.582
n	10		

Tableau X. 40. Valeurs tirées de l'abaque de WERNER

$\lambda \times L$	1	1.5	2	3	4	6
χ_{0P}	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
χ_{0M}	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

ELS : $\bar{P} = 535.18 \text{ KN}$; $\bar{M} = 1931.37 \text{ KNm}$; $N \text{ cor} = 1688.26 \text{ KN}$.

ELU : $\bar{P} = 700.40 \text{ KN}$; $\bar{M} = 2527.63 \text{ KNm}$; $N \text{ cor} = 2416.43 \text{ KN}$.

ELA : $\bar{P} \text{ long} = 1102.31 \text{ KN}$; $\bar{M} \text{ long} = 3978.04 \text{ KNm}$; $N \text{ cor} = -200.74 \text{ KN}$.

❖ Ferrailage des pieux

Le calcul du ferrailage des pieux se fait avec le logiciel ROBOT Expert 2010 pour une section circulaire de diamètre 1.2 m soumise à une flexion composée déviée.

Ferrailage principal : $A_s = 197.14 \text{ cm}^2$ (voir annexe D) ; Soit : **25HA32** avec $St = 13 \text{ cm}$

Ferrailage horizontal : on opte pour des cerces de HA16, avec un espacement de 12.5 cm en zone critique et de 20 cm en zone courante.

CONCLUSION
GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études, qui a eu pour objectif la conception et l'étude d'un pont relevant de la pénétrante de BEJAIA, peut donc être décomposé en 2 phases, chacune avec ses propres enseignements

- Le choix du type d'ouvrage : nous avons appris que cet exercice est primordial, il est guidé par des soucis d'ordre technique et économique. Ce dernier est sans aucun doute le critère principal qui nous a aidés à porter notre choix sur un pont à poutres de type VIPP, afin de pouvoir économiser la quantité d'acier et de béton nécessaire.
- Le dimensionnement : cette deuxième phase d'étude nous a permis de dimensionner un ouvrage et tous ses éléments structuraux et ses équipements. Nous avons pu remarquer que le défi dans cette phase, c'est de pouvoir évaluer les charges, notamment les charges sismiques, et conclure les sollicitations les plus proches de la réalité que possible.

Ce mémoire, nous a vraiment aidé à développer nos compétences de calcul, renforcer les acquis théoriques, augmenter l'esprit de recherche, maîtriser la modélisation, améliorer les dessins techniques et enrichir notre bibliothèque de connaissances sur les ouvrages d'art. Ce mémoire nous a donné également l'opportunité de s'exercer à appliquer les différents règlements, ce qui nous a appris à vérifier les calculs et la source de chaque relation ou paramètre utilisé. Enfin, il nous reste juste de dire, que ça reste une expérience inoubliable.

BIBLIOGRAPHIE


BIBLIOGRAPHIE

- [01] BAEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*, BAEL 91 révisé 99, 1999.
- [02] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [03]
- [04] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [05] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [06] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [07] Document SETRA, *Ponts courants en zone sismique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), janvier 2000.
- [08] Document SETRA, *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs*. Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juin 2003.
- [09] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [10] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton*, Guide de conception durable, SETRA, France, 2010.
- [11] RCPR, *Règles Définissant Les Charges A Appliquer Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
- [12] RPOA, *Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art*, Algérie, 2008.
- [13] THONIER. H, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985.
- [14] BETON PRECONTRAINT par Robert CHAUSSIN *Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction, Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.*
- [15] Y. Guyon, "*Calcul des Ponts Larges à Poutres Multiples Solidarisées par des Entretoises*", Annales des Ponts et Chaussées de France, 1946. Pp 553-612.
- [16] Ch. Massonnet, "*Contribution au Calcul des Ponts à Poutres Multiples*", Annales des Travaux Publics de Belgique. Juin, Oct et Déc 1950, pp 374-424, 749-800, 927-964.
- [17] Richard Bares et Charles Massonnet, "*Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes* ». Maison d'Édition Technique, Prague, éditeur, 92, rue Bonaparte, Paris-6.
- [18] Freyssinet sustainable technology, joint de chaussée CIPEC.
- [19] Mémoire de fin d'études de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.
- [20] Nissrine Boujia, "*Vulnérabilité des ouvrages d'art au risque d'affouillement des fondations*. Vibrations [physics.class-ph]. Université Paris Est, 2018.


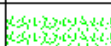
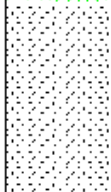
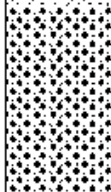
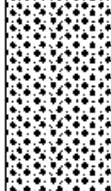
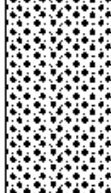






ANNEXE A

RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

SONDAGES CAROTTES

LOG DE SONDAGE									
 Projet PENETRANTE BEJAIA, OA10/1 No SC1 Localisation OUED SOUMMAM PK 32+003 Profondeur 30									
X=		Y=		Z=		Date			
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	SPT	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Terre végétale
-1.									Alluvions grossières formées, essentiellement, de galets, cailloux et sable
-2.									
-3.					4-6-8				
-4.									
-5.									
-6.					8-14-réfus				
-7.									
-8.									
-9.					7-7-8				
-10.									
-11.									
-12.					7-9-retus				
-13.									
-14.									
-15.	65%				5-8-retus				
-16.									
-17.									
-18.									
-19.									
-20.									
-21.									
-22.									
-23.									
-24.									
-25.									
-26.									
-27.									
-28.									
-29.									
-30.									



 LOG DE SONDAGE Projet PENETRANTE BEJAIA, OA 10/1 No SC2 Localisation OUED SOUMMAM PK 32+003 Profondeur 15 X= Y= Z= Date									
Hm	Recup	NS	Lithologie	Ech	SPT	nom ?	nom ?	Tubage	Description des couches
0.		V							Terre végétale
-1.									Alluvions fines à dominance sableuse
-2.									
-3.									
-4.									Alluvions grossières formées, essentiellement, de galets, cailloux et sable
-5.									
-6.									
-7.									
-8.	70								
-9.									
-10.									
-11.									
-12.									
-13.									
-14.									
-15.									





ESSAIS PRESSIOMETRIQUES



Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
Description : Réalisation d'un ouvrage d'art
Site : BEJAIA
Bureau d'études
Client : SAPTA-POLE EST

Forage: 10-1 P1

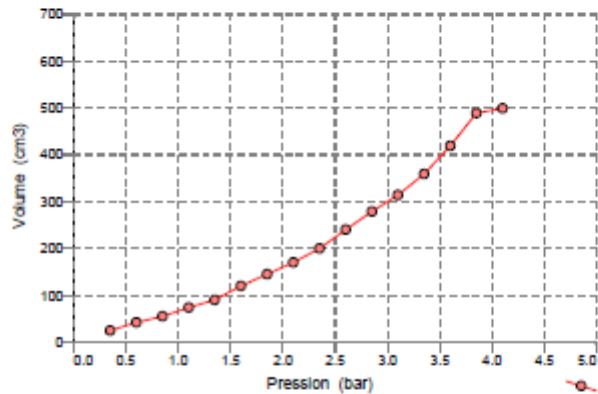
Longueur: 14,5
Date début: 03/06/2014
N° d'affaire :
Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
(Bar/MPa)

Etalonnage :

ETAL-N°03-44

Calibrage : CAL-N°03-44
Date début: 01/06/2014

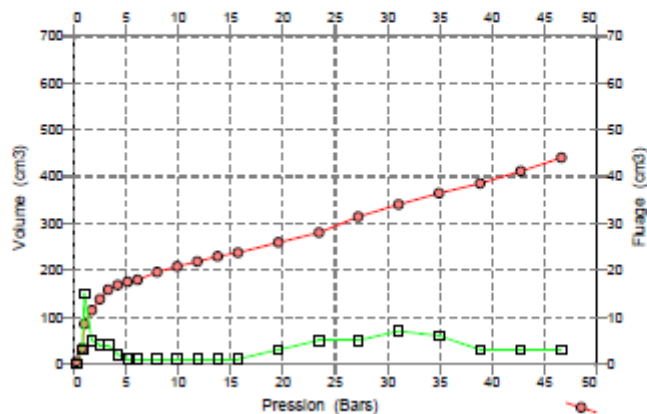
Volumes en cm³
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Mpa
PeL: 0,42



Cote : 2

Etalonnage : ETAL-N°03-44

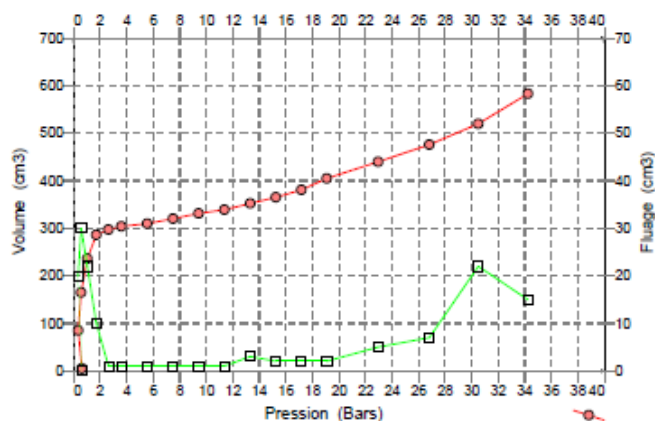
Volumes en cm³
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Mpa
Em : 34,88
Pf : >4,88
Pl : >4,88
Em/Pl : <7,48
oHS : 0,02



Cote : 5

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³
Unité pression tableur: Bars
Unité pression calcul: Mpa
Em : 46,53
Pf : 1,65
Pl : 4,18
Em/Pl : 11,14
oHS : 0,05





Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier: BEJAIA
Description: Réalisation d'un ouvrage d'art
Site: BEJAIA
Bureau d'études
Client: SAPTA-POLE EST

Forage: 10-1 P1

Longueur: 14,5
Date début: 03/06/2014
N° d'affaire:
Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
(Bar/MPa)

Cote : 8

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

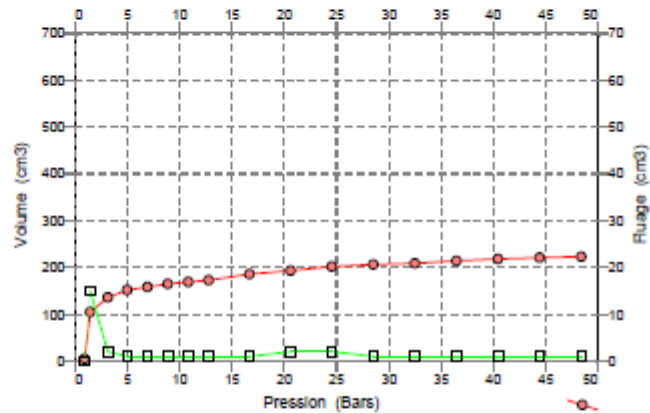
Em : 132,88

Pf : >4,84

PI : >4,84

Em/PI : <27,45

δHS : 0,07



Cote : 11

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

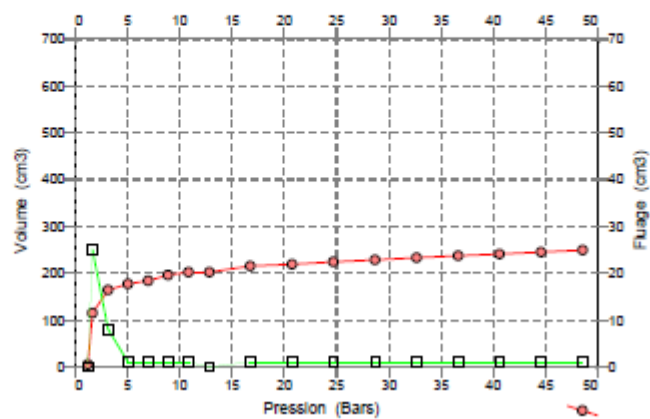
Em : 161,08

Pf : >4,86

PI : >4,86

Em/PI : <31,12

δHS : 0,10



Cote : 14

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

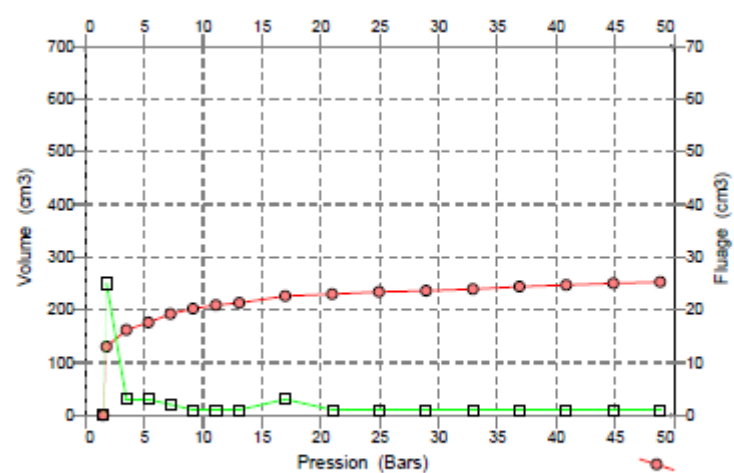
Em : 243,44

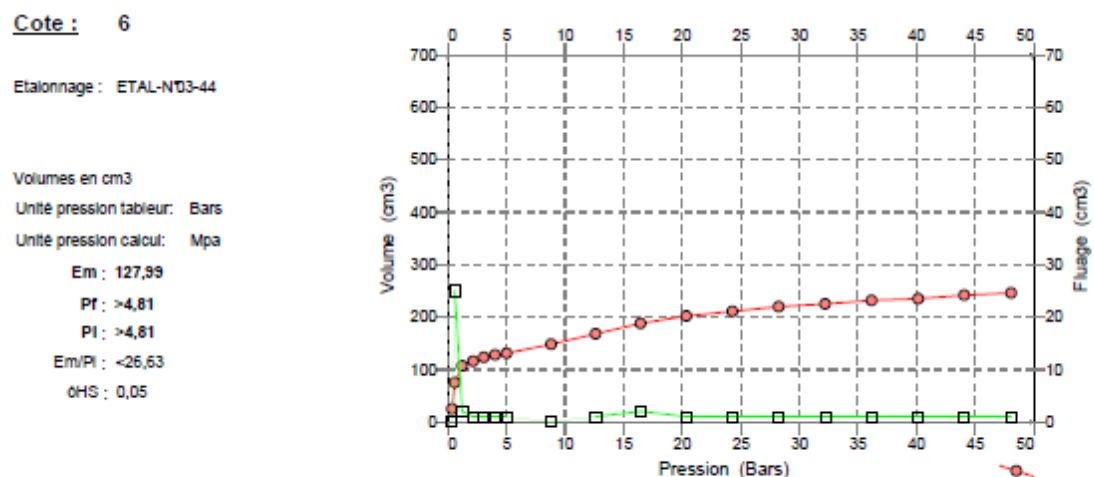
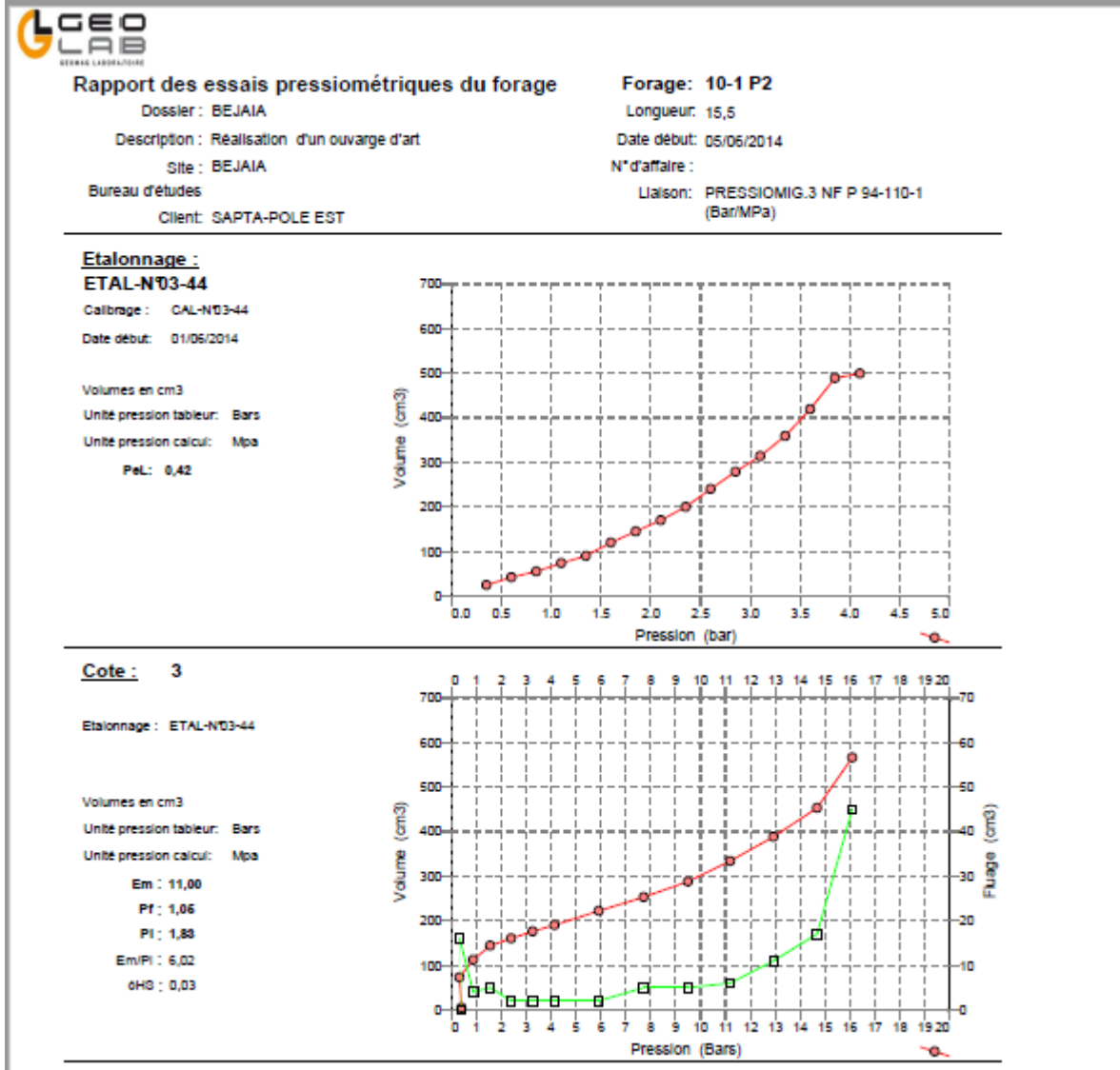
Pf : >4,88

PI : >4,88

Em/PI : <49,87

δHS : 0,13







Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
Description : Réalisation d'un ouvrage d'art
Site : BEJAIA
Bureau d'études
Client : SAPTA-POLE EST

Forage : 10-1 P2

Longueur : 15,5
Date début : 05/06/2014
N° d'affaire :
Liaison : PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
(Bar/MPa)

Cote : 9

Etalonnage : ETAL-N03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

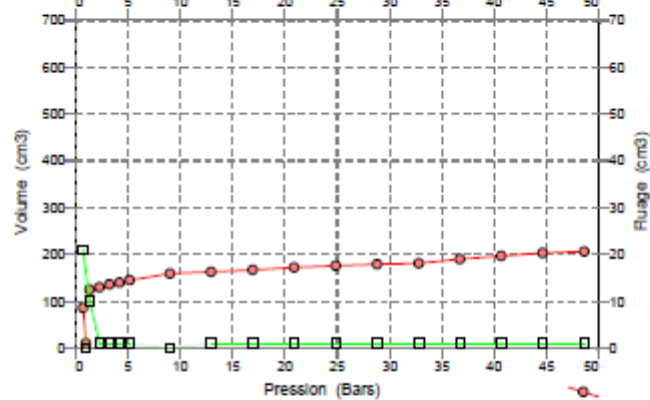
Em : 181,88

Pf : >4,88

PI : >4,88

Em/PI : <33,20

δHS : 0,08



Cote : 12

Etalonnage : ETAL-N03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

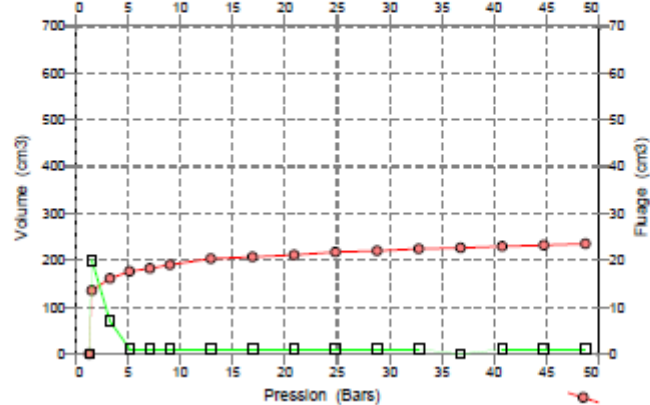
Em : 226,14

Pf : >4,87

PI : >4,87

Em/PI : <46,20

δHS : 0,11



Cote : 15

Etalonnage : ETAL-N03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

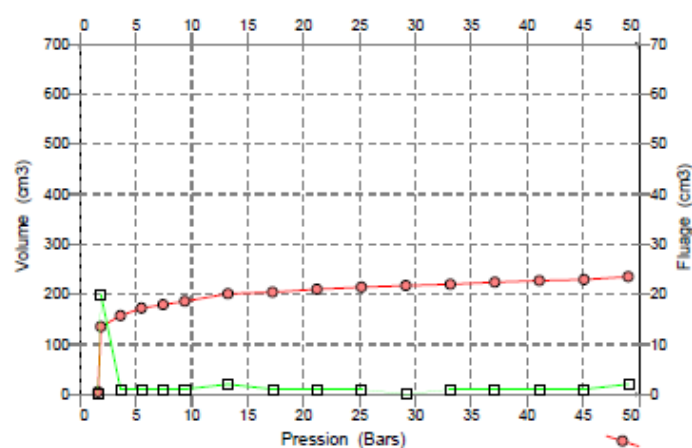
Em : 211,62

Pf : >4,90

PI : >4,90

Em/PI : <43,16

δHS : 0,14





Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
 Description : Réalisation d'un ouvrage d'art
 Site : BEJAIA
 Bureau d'études
 Client : SAPTA-POLE EST

Forage: 10-1 P3

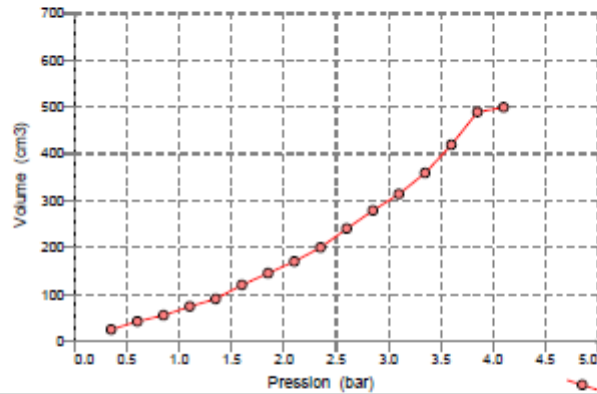
Longueur: 15,5
 Date début: 08/06/2014
 N° d'affaire :
 Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
 (Bar/MPa)

Etalonnage :

ETAL-N°03-44

Calibrage : CAL-N°03-44
 Date début: 01/06/2014

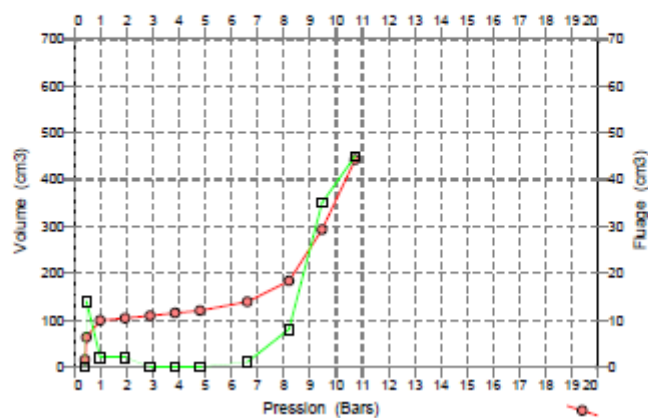
Volumes en cm³
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 PeL: 0,42



Cote : 3

Etalonnage : ETAL-N°03-44

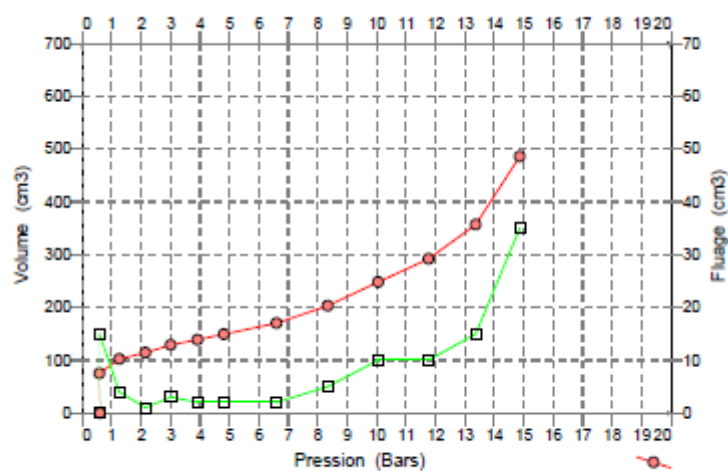
Volumes en cm³
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 24,46
 Pf : 0,88
 Pl : 1,08
 Em/Pl : 22,49
 oHS : 0,03



Cote : 6

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³
 Unité pression tableur: Bars
 Unité pression calcul: Mpa
 Em : 13,96
 Pf : 0,67
 Pl : 1,59
 Em/Pl : 8,77
 oHS : 0,05





Rapport des essais pressiométriques du forage

Dossier : BEJAIA
Description : Réalisation d'un ouvrage d'art
Site : BEJAIA
Bureau d'études
Client : SAPTA-POLE EST

Forage: 10-1 P3

Longueur: 15,5
Date début: 08/06/2014
N° d'affaire :
Liaison: PRESSIOMIG.3 NF P 94-110-1
(Bar/MPa)

Cote : 9

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

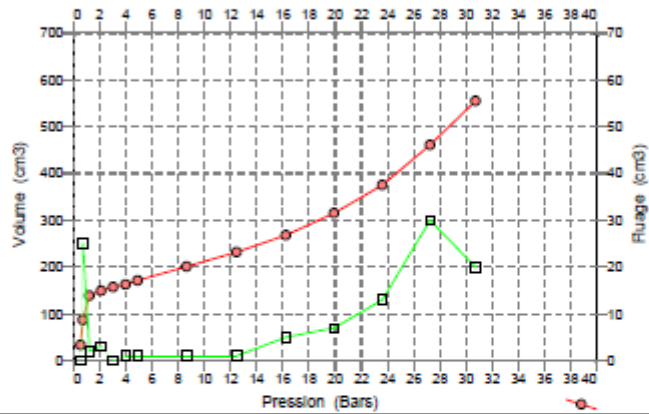
Em : 21,81

Pf : 1,88

PI : 3,40

Em/PI : 6,35

oHS : 0,08



Cote : 12

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

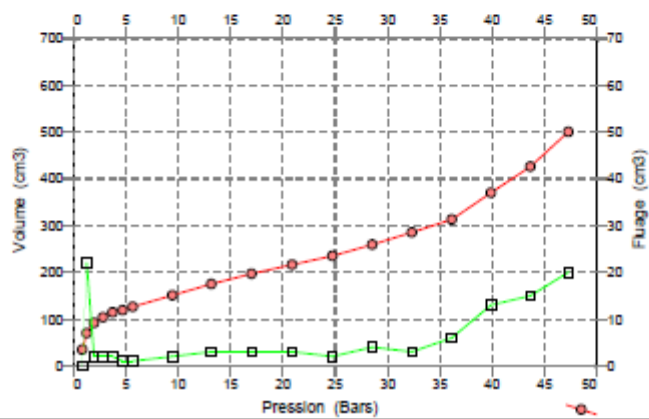
Em : 32,82

Pf : 3,10

PI : 6,28

Em/PI : 6,24

oHS : 0,11



Cote : 15

Etalonnage : ETAL-N°03-44

Volumes en cm³

Unité pression tableur: Bars

Unité pression calcul: Mpa

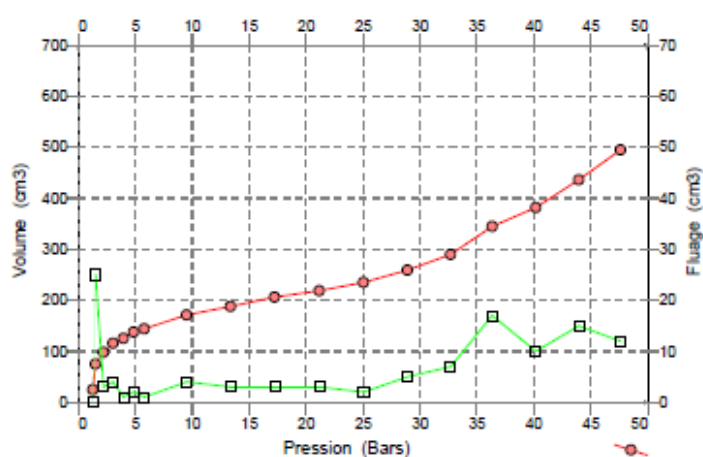
Em : 47,71

Pf : 2,50

PI : 5,09

Em/PI : 9,37

oHS : 0,14



JUSTIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL (CULEE 02)

Le calcul de portance pour la **pile 03** (la pile la plus haute détaillé dans le chapitre X) n'a pas été effectué, vu la non possibilité de réaliser un essai préssiométrique (situation de point au niveau du lit majeur de l'oued), de ce fait et pour plus de sécurité, les résultats de calcul à partir de l'essai **PSO 03** (le plus défavorable culée 02) peuvent être utilisés pour cette pile.

```

Programme FondProf v2.4.0                                (c) TERRASOL 2013
File : D:\MON DOSSIER\PROJET BEJATA-SAPTA\OA-10-1\pieux calcul\OA-10-1\PIEUX OA-10-1\pieux OA-10-1[FP].resu
Calcul réalisé le : 16/09/2014 à 11h25
par : GEOMAG

Options du calcul :
- calcul basé sur des paramètres issus du pressiomètre de Ménard
- calcul selon les règles du Fascicule 62 - Titre V
- profil de pression limite pl* défini par couche

Choix des coefficients de pondération :
- selon Fascicule 62
- pour pieu mis en oeuvre sans refoulement du sol
- pour pieu travaillant en compression

Combinaisons      Fluage      ELS-QP      ELS-Rare      ELU-FOND      ELU-ACC
Prottement        0.700        0.500        0.640         0.710         0.830
Pointe            0.500        0.360        0.450         0.710         0.830

Cote de référence : 0.500
Section du pieu : 1.131
Périmètre : 3.770

Caractéristiques des couches (données utilisateur)
couche  base      pl*      kp      rho_p      qs      rho_s
01      -9.00     1800.00  1.10    1.00       79.02   1.00
02     -15.00     5150.00  1.20    1.00       79.02   1.00

Pas du calcul : 0.50

```

 SOLUTION

Calcul à longueur imposée : L = 15.50

couche	cote	qsl	ple	kp	qs	qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	0.50	79.02	1800.0	1.100	0.0	2239.3	1119.7	806.2	1007.7	1589.9	1858.6
01	0.00	79.02	1800.0	1.100	148.9	2239.3	1223.9	880.6	1103.0	1695.7	1982.3
01	-0.50	79.02	1800.0	1.100	297.9	2239.3	1328.2	955.1	1198.4	1801.4	2105.9
01	-1.00	79.02	1800.0	1.100	446.8	2239.3	1432.5	1029.6	1293.7	1907.2	2229.5
01	-1.50	79.02	1800.0	1.100	595.8	2239.3	1536.7	1104.1	1389.0	2012.9	2353.2
01	-2.00	79.02	1800.0	1.100	744.7	2239.3	1641.0	1178.5	1484.3	2118.7	2476.8
01	-2.50	79.02	1800.0	1.100	893.7	2239.3	1745.3	1253.0	1579.7	2224.4	2600.4
01	-3.00	79.02	1800.0	1.100	1042.6	2239.3	1849.5	1327.5	1675.0	2330.2	2724.0
01	-3.50	79.02	1800.0	1.100	1191.6	2239.3	1953.8	1402.0	1770.3	2436.0	2847.7
01	-4.00	79.02	1800.0	1.100	1340.5	2239.3	2058.0	1476.4	1865.6	2541.7	2971.3
01	-4.50	79.02	1800.0	1.100	1489.5	2239.3	2162.3	1550.9	1961.0	2647.5	3094.9
01	-5.00	79.02	1800.0	1.100	1638.4	2239.3	2266.6	1625.4	2056.3	2753.2	3218.5
01	-5.50	79.02	1800.0	1.100	1787.4	2239.3	2370.8	1699.9	2151.6	2859.0	3342.2
01	-6.00	79.02	1800.0	1.100	1936.3	2239.3	2475.1	1774.3	2247.0	2964.7	3465.8
01	-6.50	79.02	1800.0	1.100	2085.3	2239.3	2579.4	1848.8	2342.3	3070.5	3589.4
01	-7.00	79.02	1800.0	1.100	2234.2	2239.3	2683.6	1923.3	2437.6	3176.2	3713.1
01	-7.50	79.02	2218.7	1.100	2383.2	2760.3	3048.4	2185.3	2767.4	3651.9	4269.1
01	-8.00	79.02	2916.7	1.100	2532.1	3628.5	3586.8	2572.3	3253.4	4374.1	5113.4
01	-8.50	79.02	3614.6	1.100	2681.1	4496.8	4125.2	2959.4	3739.5	5096.3	5957.6

01	-9.00	79.02	4312.5	1.100	2830.0	5365.1	4663.6	3346.4	4225.5	5818.5	6801.9
01	-9.00	79.02	4312.5	1.100	2830.0	5365.1	4663.6	3346.4	4225.5	5818.5	6801.9
02	-9.00	79.02	5150.0	1.200	2830.0	6989.4	5475.7	3931.2	4956.5	6971.8	8150.1
02	-9.50	79.02	5150.0	1.200	2979.0	6989.4	5580.0	4005.7	5051.8	7077.6	8273.8
02	-10.00	79.02	5150.0	1.200	3127.9	6989.4	5684.3	4080.2	5147.1	7183.3	8397.4
02	-10.50	79.02	5150.0	1.200	3276.9	6989.4	5788.5	4154.6	5242.4	7289.1	8521.0
02	-11.00	79.02	5150.0	1.200	3425.8	6989.4	5892.8	4229.1	5337.8	7394.8	8644.7
02	-11.50	79.02	5150.0	1.200	3574.8	6989.4	5997.1	4303.6	5433.1	7500.6	8768.3
02	-12.00	79.02	5150.0	1.200	3723.7	6989.4	6101.3	4378.1	5528.4	7606.3	8891.9
02	-12.50	79.02	5150.0	1.200	3872.7	6989.4	6205.6	4452.5	5623.8	7712.1	9015.5
02	-13.00	79.02	5150.0	1.200	4021.6	6989.4	6309.8	4527.0	5719.1	7817.8	9139.2
02	-13.50	79.02	5150.0	1.200	4170.6	6989.4	6414.1	4601.5	5814.4	7923.6	9262.8
02	-14.00	79.02	5150.0	1.200	4319.5	6989.4	6518.4	4676.0	5909.7	8029.3	9386.4
02	-14.50	79.02	5150.0	1.200	4468.5	6989.4	6622.6	4750.4	6005.1	8135.1	9510.0
02	-15.00	79.02	5150.0	1.200	4617.4	6989.4	6726.9	4824.9	6100.4	8240.9	9633.7

ANNEXE B

RESULTATS DE L'ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Paragraphe tirés du rapport hydrologique et hydraulique

6. ÉTUDE HYDRAULIQUE ET HYDROLOGIQUE DES OUEDS AU DROIT DES OUVRAGES D'ART.

6.1 CONDITIONS HYDRAULIQUES

Au stade de l'avant projet détaillé, les ouvrages d'art ont été conçus pour des débits de crues de récurrence centennale. Ce choix a été fait, en tenant compte, de l'équilibre entre le coût du projet et les risques de dommage causé par ces crues.

Dans le souci de respecter les engagements contractuels de l'entreprise, et de ne pas engendrer de surcoûts sur le projet, nous adoptons, pour l'estimations des niveau PHE, les valeurs des débits de récurrence centennal.

6.2 ESTIMATION DES DEBITS

Nous avons déterminé les débits d'écoulement de récurrence centennale correspondant aux bassins versants de tous les oueds traversés par le projet ainsi que les bassins versant correspondant à tous les ouvrages d'art.

Nous avons vérifié et recalculé les débits des oueds se trouvant aux endroits où ils sont traversés par des ouvrages d'art. En utilisant les données et les formules hydrologiques qui ont servis à l'élaboration de l'avant projet détaillé.

Des ouvrages d'art (ponts et viaducs) sont aussi prévus dans le projet pour traverser des brèches importantes ainsi que des route et des voies ferrés il peuvent aussi avoir été prévu pour éviter des hauts remblais instables tout en permettant le passage des écoulements souvent de moindre importance en terme de section requise.

Les débits centennaux que nous avons utilisés sont respectivement:

- 253,3 m³/s pour l'oued AMASSINE OA25-1
- 2665,95 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA27-1
- 2665,03 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA27-2
- 2657,35 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA31-1
- 2653,29 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA32-1
- 2597,87 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA44-1
- 71,9 m³/s pour l'oued IGHZAR AMOKRANE au droit de l'OA AK0+710
- 2573,10 m³/s pour l'oued SOUMMAM OA50-1 ou bien l'OA49-1 et l'OA51

6.3 MODÉLISATION DES OUEDS

En utilisant les données topographiques du projet, nous avons modélisé l'oued SOUMMAM, l'oued AMASSINE, l'oued IGZHAR AMOKRANE, l'oued SEDDOUK, l'oued TASSELAMT, l'oued SAHEL et l'oued TAQORABET au droit des ouvrages d'arts prévu dans le logiciel HEC RAS.

La première phase consiste à modéliser l'oued sans l'ouvrage d'art afin de calculer le niveau d'eau correspondant à cet état. toutes les sections des modélisations sont délimité au droit du remblais de l'autoroute pour tenir compte du rétrécissement qui sera provoqué par la réalisation de l'autoroute.

La deuxième phase consiste à introduire dans ce model l'ouvrage d'art si l'autoroute traverse l'oued afin de recalculer et d'estimer l'augmentation du niveau d'eau, puis le comparer au niveau du tablier de l'ouvrage. La différence doit être au minimum d'1m.

Lors de cette deuxième phase on détermine aussi les niveau PHE à utiliser pour le calage du profil en long et la conception du remblais de l'autoroute, les vitesses de l'eau à utiliser pour la conceptions des protections hydrauliques des remblais et des ouvrages d'art ainsi que la profondeur d'affouillement probable pour chaque appuis de l'ouvrage.

Le coefficient de MANNING est pris égal à 0.04 dans tous les modèles.

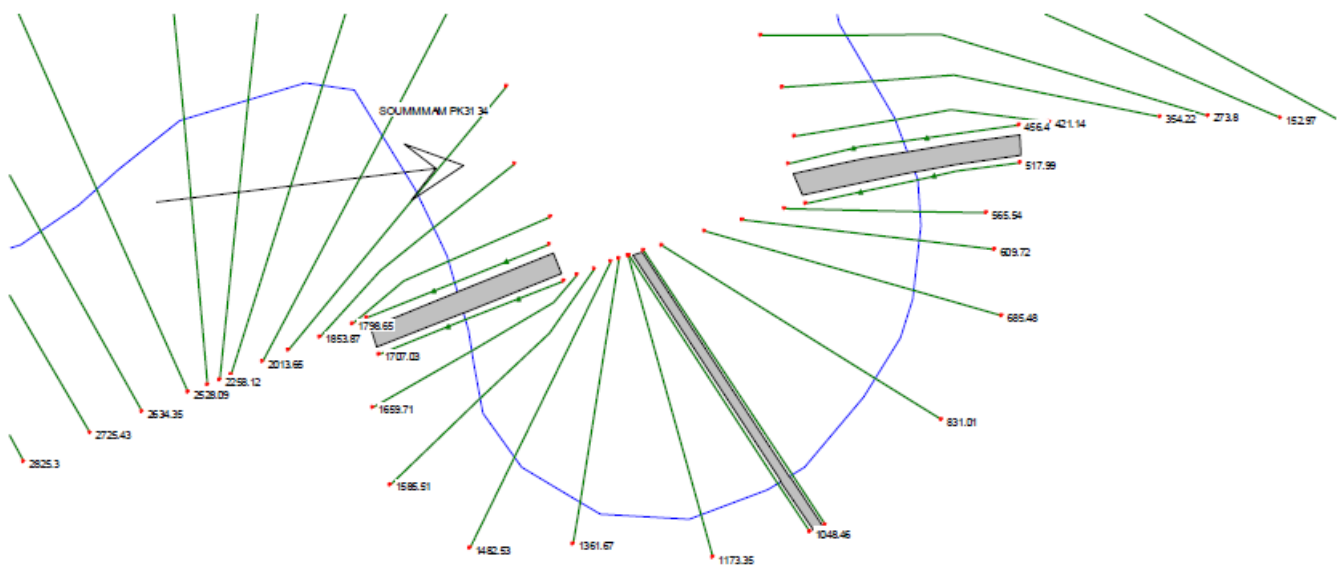
Les conditions aux limites aval et amont sont fixées en définissant la pente longitudinale comme étant celle de l'oued mesuré à partir de la topographie.

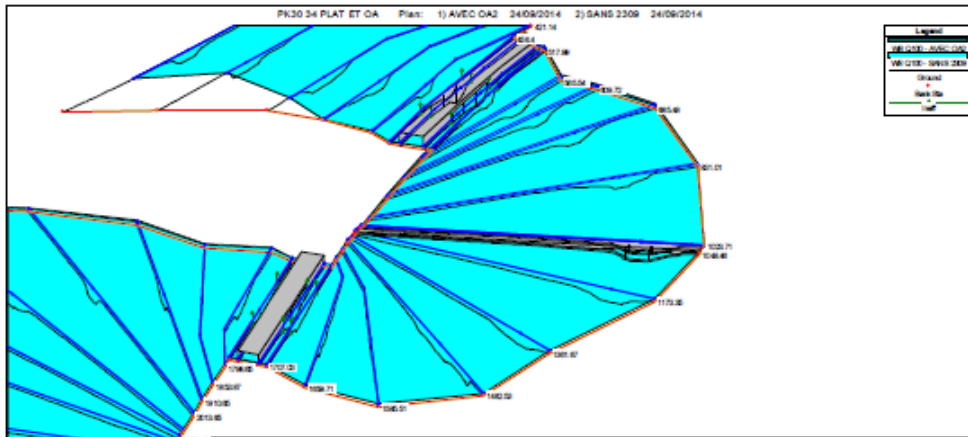
Lorsqu' il existe un autre model à l'aval de celui concerné, la condition à la limite 'aval est prise en définissant la valeur du niveau d'eau comme étant la valeur retrouvé pour le model aval.

6.3.4 MODELISATION DE L'OUED SOUMMAM AU DROIT TRACE DU PK30+700 AU PK34+050 AVEC LES OUVRAGES D'ART OA31-1 ET OA32-1.

L'oued SOUMMAM dans cette section à une pente de l'ordre de 0.15% à l'amont. le niveau d'eau à l'aval est le résultat de la modélisation précédente 57.95m.

Nous avons modélisé dans un premier temps l'oued SOUMMAM au droit des ouvrages d'art OA31-1 et OA32-1 en une seule branche comme on peut le voir sur la vue en plan et la vue à trois dimensions ci dessous.

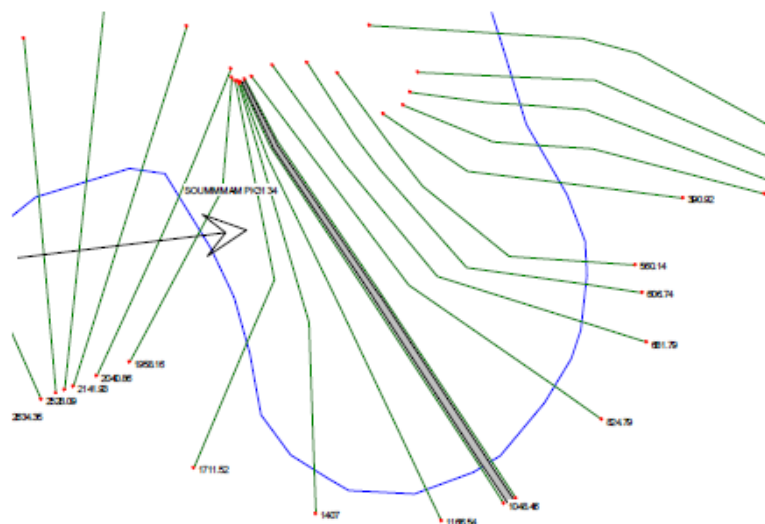




Nous avons constaté que les niveau PHE entre et à l'amont de ces deux ouvrage (modélisation sans l'ouvrage et modélisation avec l'ouvrage) atteignent des valeurs très importantes pour le débit Q100 et Q200 du fait du rétrécissement des sections.

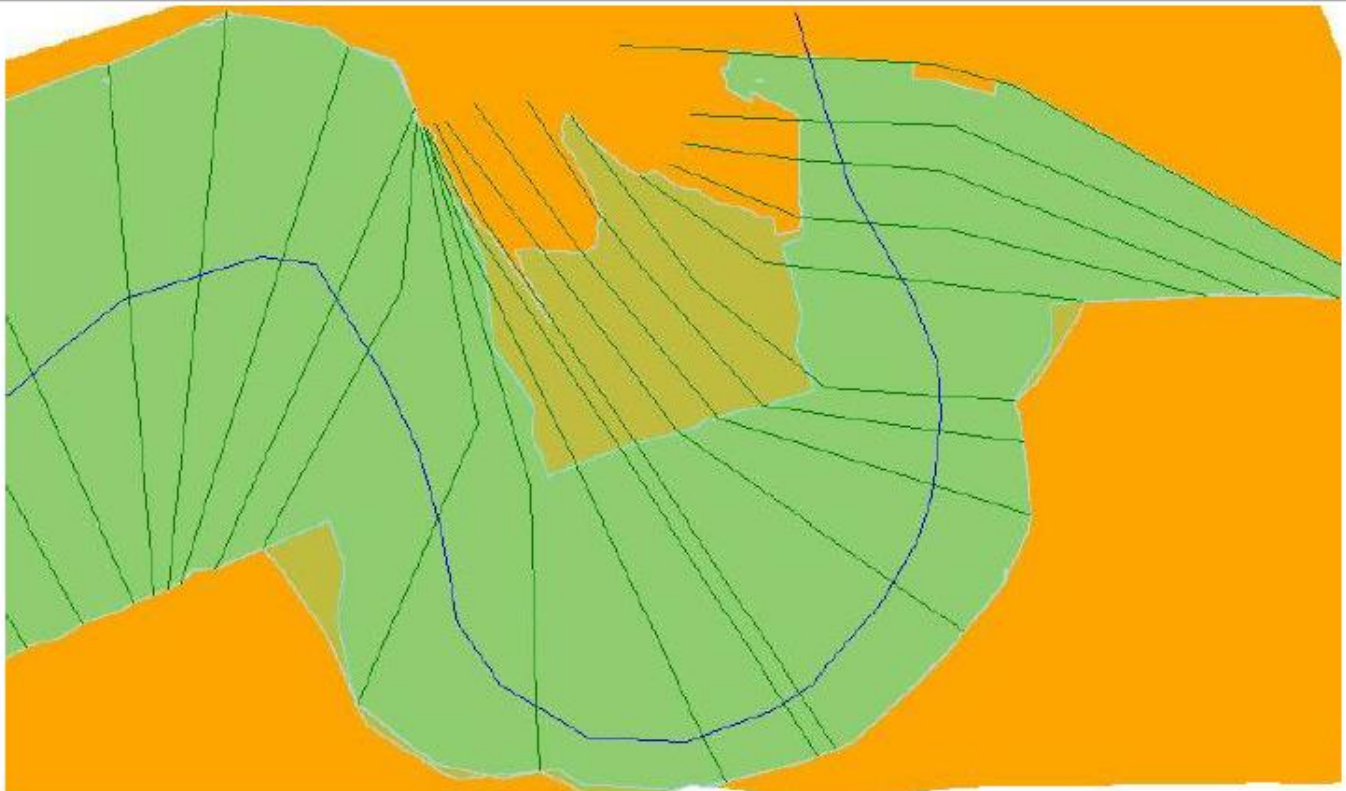
Nous avons aussi constaté que le niveau d'eau à l'amont de l'OA32-1 et à l'aval de l'OA31-1 dépassait le niveau du terrain naturelle et qu'en réalité si le niveau d'eau atteignait ces valeurs une partie de celle ci va passé directement de l'amont de l'OA32-1 vers l'aval de l'OA31-1 sans passé en dessous de ces deux ouvrage.

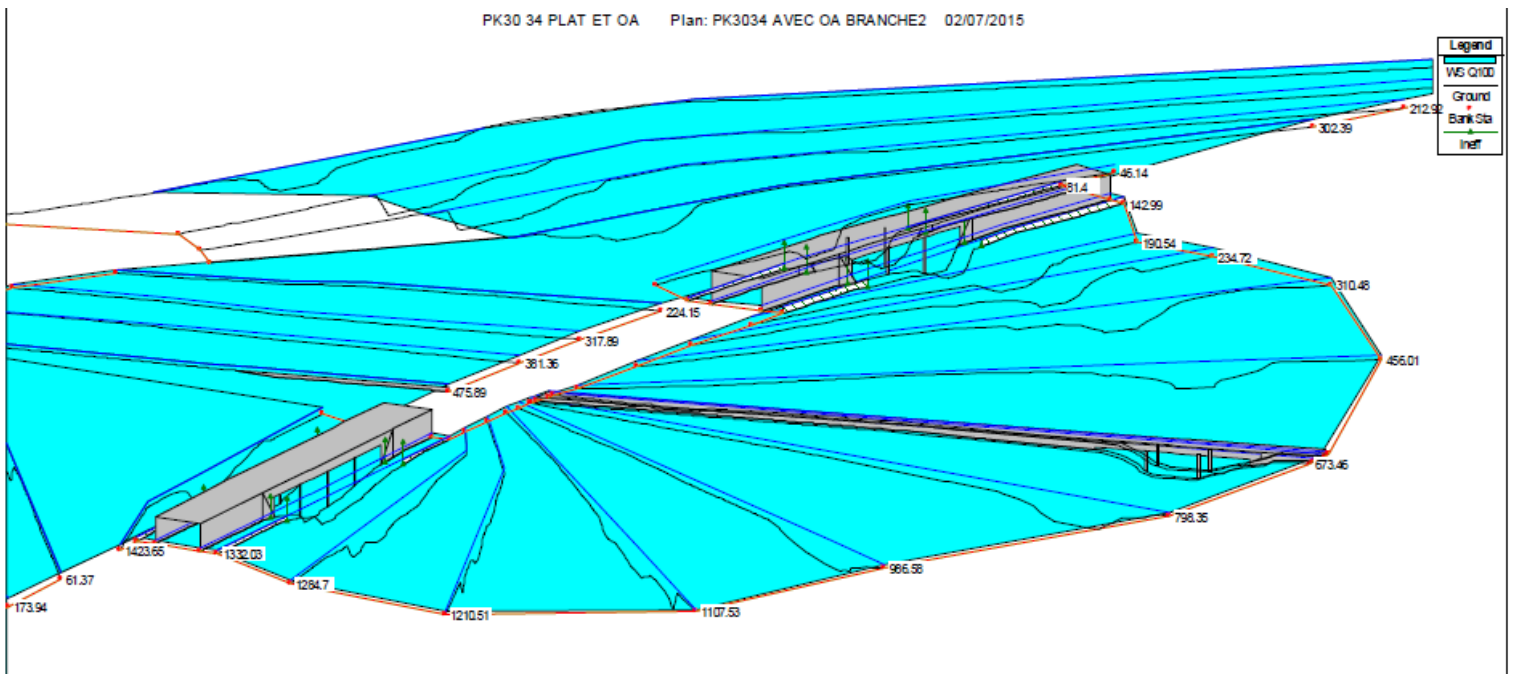
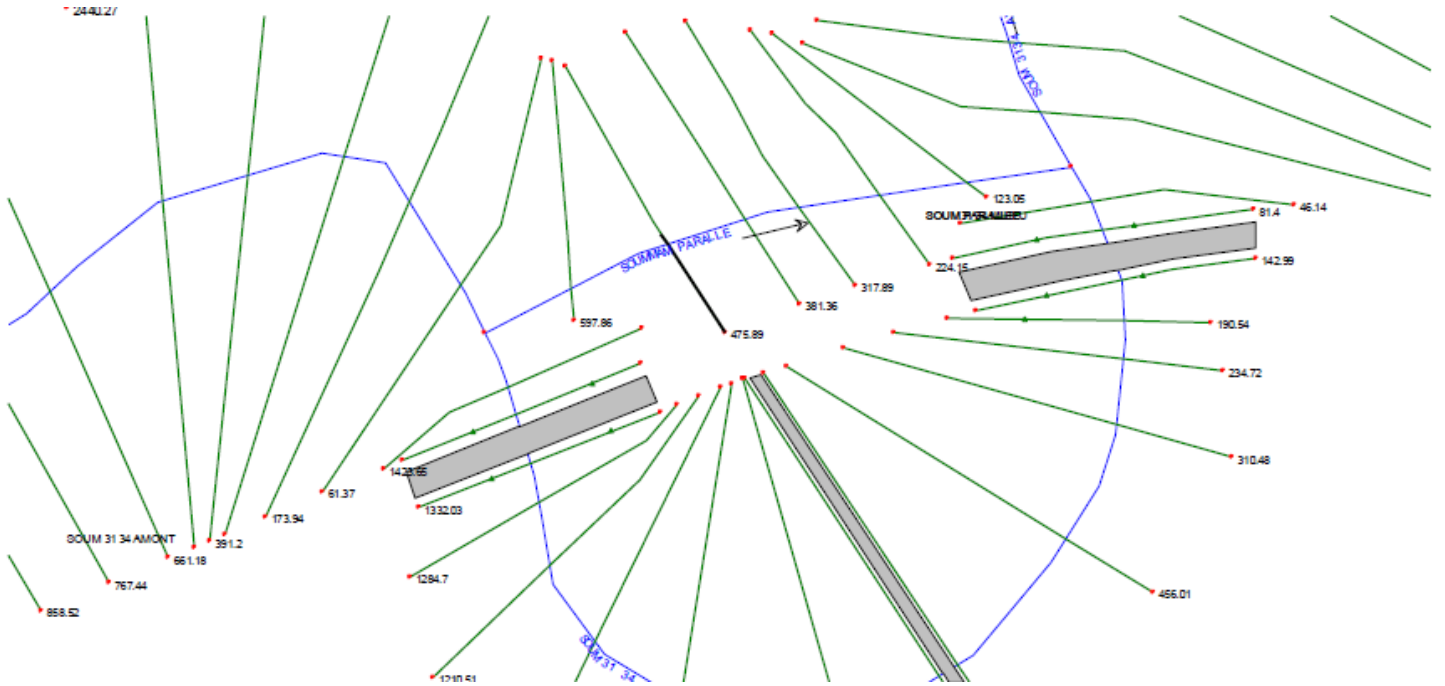
Nous avons fait une autre modélisation plus large de cette partie de l'oued "seul" sans tenir compte des ouvrages d'art ni de la plateforme de l'autoroute pour confirmer cela. (ci dessous la vue en plan de la modélisation ainsi que le tableau des résultats HEC RAS.



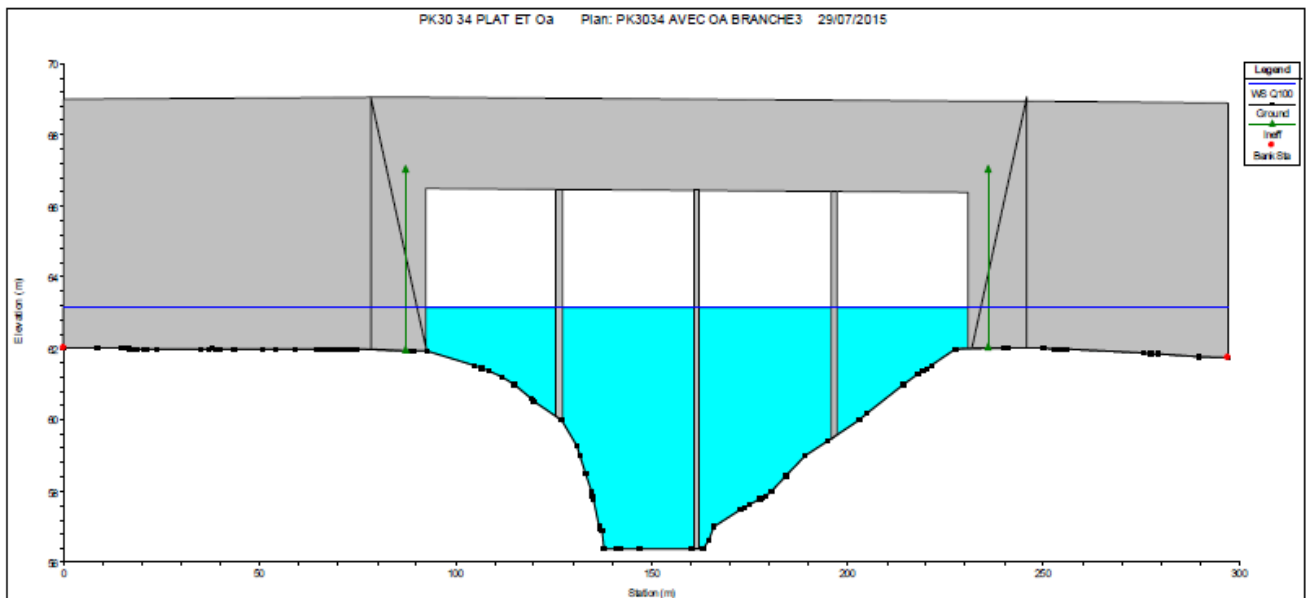
Résultats des calculs pour l'oued SOUMMAM du du PK30+700 au PK34+050 (modélisation de l'oued seul sans ouvrage).

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
SOUMMAM PK31 34	62.13	Q100	2657.35	52.06	57.95	57.01	58.1	0.002183	1.7	1563.81	889.19	0.41
SOUMMAM PK31 34	152.97	Q100	2657.35	52.29	58.15		58.36	0.003358	2.03	1308.25	783.79	0.5
SOUMMAM PK31 34	212.92	Q100	2657.35	52.45	58.33		58.62	0.00457	2.39	1113.85	659.96	0.59
SOUMMAM PK31 34	302.39	Q100	2657.35	52.73	58.72		59.1	0.005699	2.71	979.34	564.91	0.66
SOUMMAM PK31 34	390.92	Q100	2657.35	52.83	59.28		59.66	0.007088	2.75	966.29	643.94	0.72
SOUMMAM PK31 34	560.14	Q100	2657.35	52.9	60.15		60.32	0.002351	1.84	1441.87	766.14	0.43
SOUMMAM PK31 34	606.74	Q100	2653.29	52.96	60.25		60.45	0.002822	2.02	1316.25	700.59	0.47
SOUMMAM PK31 34	681.79	Q100	2653.29	53.46	60.47		60.69	0.0035	2.11	1257.87	735.79	0.51
SOUMMAM PK31 34	824.79	Q100	2653.29	54.1	60.96		61.16	0.003017	1.97	1344.87	778.17	0.48
SOUMMAM PK31 34	1023.71	Q100	2653.29	54.83	61.69		62	0.00572	2.47	1074.38	718.32	0.64
SOUMMAM PK31 34	1036.21	Bridge										
SOUMMAM PK31 34	1048.46	Q100	2653.29	54.89	63.16	61.46	63.24	0.000898	1.24	2141.64	1004.5	0.27
SOUMMAM PK31 34	1166.54	Q100	2653.29	54.99	63.27		63.35	0.000946	1.27	2082.33	973.09	0.28
SOUMMAM PK31 34	1407	Q100	2653.29	56.1	63.48		63.56	0.000829	1.27	2095.6	894.1	0.26
SOUMMAM PK31 34	1711.52	Q100	2653.29	56.31	63.7		63.77	0.00057	1.17	2266.03	821.79	0.23
SOUMMAM PK31 34	1958.16	Q100	2653.29	56.45	63.85		64.13	0.004027	2.35	1131.23	623.77	0.56
SOUMMAM PK31 34	2040.86	Q100	2653.29	56.5	64.2		64.43	0.003188	2.12	1253.94	678.4	0.5
SOUMMAM PK31 34	2141.93	Q100	2653.29	56.81	64.52		64.64	0.00136	1.57	1695.26	761.72	0.33
SOUMMAM PK31 34	2258.12	Q100	2653.29	57	64.68		64.82	0.001683	1.66	1601.82	776.09	0.37
SOUMMAM PK31 34	2360	Q100	2653.29	57.46	64.85		65.04	0.00241	1.9	1393.67	716.59	0.44
SOUMMAM PK31 34	2528.09	Q100	2653.29	58.04	65.26		65.46	0.002561	1.97	1349.42	692.84	0.45
SOUMMAM PK31 34	2634.35	Q100	2653.29	58.61	65.52		65.67	0.001559	1.73	1531.84	655.07	0.36
SOUMMAM PK31 34	2725.43	Q100	2653.29	59.08	65.66		65.82	0.001612	1.75	1512.82	651.35	0.37
SOUMMAM PK31 34	2825.3	Q100	2653.29	59.28	65.82		66.03	0.002423	2.04	1303.27	608.91	0.44
SOUMMAM PK31 34	2918.14	Q100	2653.29	59.44	66.05		66.25	0.002196	1.95	1359.87	630.48	0.42
SOUMMAM PK31 34	3031.77	Q100	2653.29	59.59	66.31		66.5	0.002203	1.93	1377.13	652.33	0.42
SOUMMAM PK31 34	3177.36	Q100	2653.29	59.78	66.6		66.74	0.001278	1.65	1610.72	641.43	0.33
SOUMMAM PK31 34	3289.97	Q100	2653.29	59.88	66.74		66.89	0.001317	1.69	1571.73	617.24	0.34
SOUMMAM PK31 34	3384.65	Q100	2653.29	59.98	66.86		67.02	0.001272	1.75	1513.92	547.07	0.34
SOUMMAM PK31 34	3539.07	Q100	2653.29	60.43	67.06		67.25	0.001624	1.93	1373.47	515.13	0.38
SOUMMAM PK31 34	3638.49	Q100	2653.29	61.08	67.2		67.45	0.002185	2.2	1207.17	466.2	0.44
SOUMMAM PK31 34	3800.69	Q100	2653.29	61.84	67.58		67.89	0.003101	2.48	1071.8	449.83	0.51
SOUMMAM PK31 34	4008.42	Q100	2653.29	62.33	68.39		68.84	0.006603	2.97	892.47	501.21	0.71
SOUMMAM PK31 34	4157.28	Q100	2653.29	62.75	69.22		69.51	0.003134	2.36	1123.05	508.23	0.51
SOUMMAM PK31 34	4307.18	Q100	2653.29	62.99	69.67	68.31	69.88	0.00196	2.03	1310.01	526.43	0.41





Profil en travers de l'oued SOUMMAM au droit de la section supérieure de l'OA32-1 avec l'ouvrage d'art (section 1361.36 BR U)



7. RÉSULTAT DES CALCULS DES NIVEAUX PHE

Le résultat de la modélisation ainsi que les niveaux PHE pour chaque ouvrage ainsi que pour chaque 50m de plateforme sont présentés dans les tableaux ci dessous:

Ouvrages d'art		Modélisation sans ouvrage d'art				Modélisation avec l'ouvrage d'art		
PK de l'ouvrage	Type	Niveau sous tablier de l'ouvrage	Niveau PHE de la section à l'aval de l'ouvrage (m)	Niveau PHE de la section à l'axe de l'ouvrage (m)	Niveau PHE de la section à l'amont de l'ouvrage (m)	Niveau PHE de la section à l'aval de l'ouvrage (m)	Niveau PHE de la section à l'axe de l'ouvrage (m) (section BR U)	Niveau PHE de la section à l'amont de l'ouvrage (m)
PK25+752.152	OA 25-1	50.85	45.3	45.44	45.57	45.3	45.52	45.59
PK27+440.041	OA 27-1	49.201	48	48.06	48.12	47.74	47.94	48.2
PK27+904.577	OA 27-2	50.558	49.18	49.17	49.15	49.33	49.28	49.26
PK31+304.127	OA 31-1	62.676	59.47	59.61	59.71	58.51	58.77	59.77
PK32+007.930	OA 32-1	66.39	63.42	63.35	63.3	63.33	63.15	63.11
PK49+738.000	OA 49-1	125.03	118.48	118.57	118.67	118.25	118.87	119.06
PK51+482.750	OA 51-1	127.25	123.13	123.17	123.21	123.13	123.21	123.43
AK0+708	OA AK0+708	146.09	135.73	135.89	136.29	135.73	136.3	136.6
PK63+210.000	OA 63-1	163.59	161.97	162.08	162.26	161.64	162.19	162.49
PK65+600.000	OA 65-1 TASSELAMT	184.75	178.09	178.53	178.65	178.09	178.63	179.76
PK65+935.400	OA 65-2 SAHEL	182.93	176.7	176.79	176.87	176.69	176.85	176.92
PK72+412.000	OA 72-1	224.02	216.89	217.27	217.93	217.25	217.96	218.19

Dans toutes les modélisations l'introduction de l'ouvrage d'art produit un rehaussement du niveau PHE à l'amont.

le niveau PHE à prendre en considération pour la conception de ces ouvrages d'art est le niveau de la section amont.

Les tabliers de ces ouvrages sont tous positionnés au dessus des niveaux PHE d'une valeur supérieur à 1m .

1.1.3 PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT NATUREL DÛ À LA DÉGRADATION À LONG TERME.

nous avons déterminé à l'aide du logiciel HEC RAS les caractéristiques de l'écoulement sous les ouvrages d'art pour les débits de récurrences 1.6ans qui sont résumés dans les tableaux ci après et nous les avons comparé aux sections d'équilibre déterminés avec la formule de LACEY :

Dans le cas où la section d'écoulement sous l'ouvrage d'art est supérieure ou égale à la section d'équilibre du régime, nous considérons que l'affouillement dû à la dégradation à long terme est nul.

Dans le cas où la section d'écoulement sous l'ouvrage est inférieure à celle de l'équilibre du régime nous estimons la hauteur correspondante à la différence entre ces sections en divisant cette valeur par la largeur au miroir sous l'ouvrage puis on considère la valeur résultante comme étant la valeur de l'affouillement naturel dû à la dégradation à long terme Y_{SN} . les résultats sont résumé dans le tableau ci dessous.

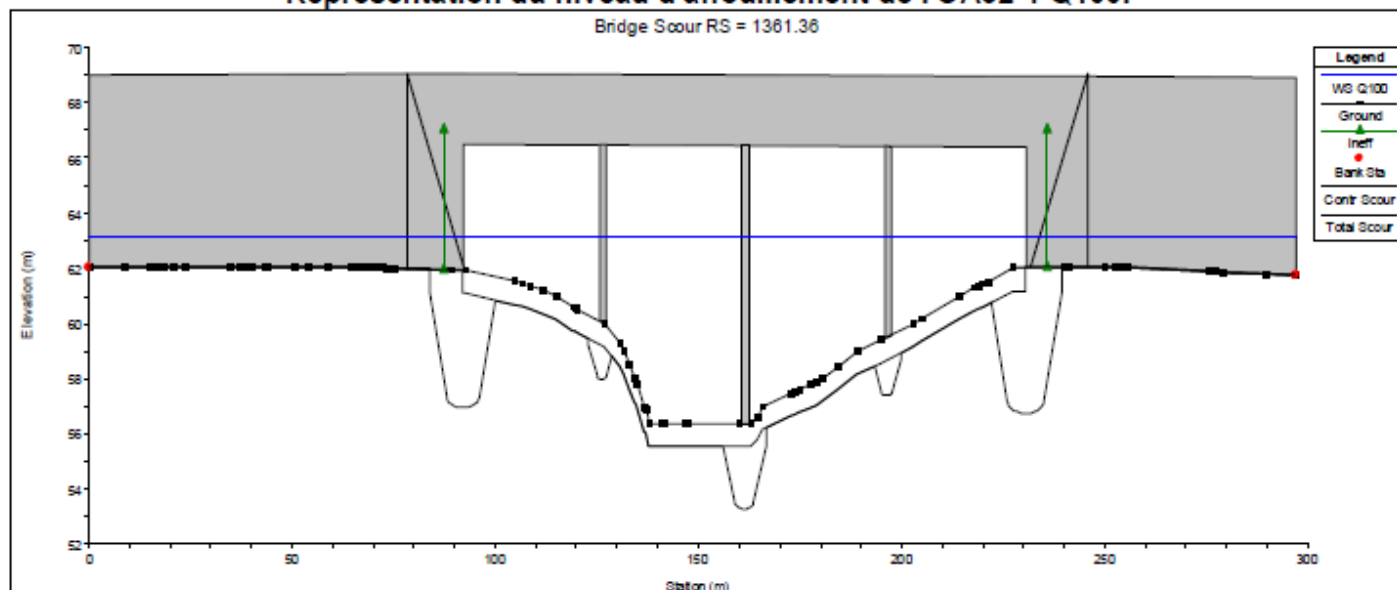
Ouvrage d'art	Nom de l'oued	D50(mm)	Débit(m3/s)	f silt factor	AR(m2)	A (sous ouvrage) (m2)	B ou W largeur miroir sous l'ouvrage(m)	Y _{SN} (m)
OA 25-1	Oued AMASSINE	13.57	18.50	6.48	13.91	11.62	45.21	0.05
OA 27-1	Oued SOUMMAM	8.75	334.01	5.21	166.81	143.10	58.50	0.41
OA 27-2	Oued SOUMMAM	8.75	333.89	5.21	166.76	321.58	172.46	0.00
OA 31-1	Oued SOUMMAM	11.06	332.93	5.85	160.00	136.95	81.86	0.28
OA 32-1	Oued SOUMMAM	15.07	332.42	6.83	151.76	144.32	66.95	0.11
OA 44-1	Oued SOUMMAM	0.01	325.48	0.14	543.56	245.74	203.89	1.46

RÉSULTAT DE L'ESTIMATION DES PROFONDEURS ET NIVEAUX D'AFFOUILLEMENT.

Les résultats de l'estimation des profondeurs et des niveaux d'affouillement pour chaque appui de chaque ouvrage sont présentés dans tableaux ci dessous ainsi que leurs représentation schématique.

PK32+007.930	OA 32-1				
Appuis avec la numérotation dans le sens des PK (de Bejaia vers Alger)	Culée 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Culée 5
Profondeur d'affouillement naturel (Y _{SN}) (m)	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11
Profondeur d'affouillement général (Y _{sg}) (m)	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87
Profondeur d'affouillement local (Y _{sl}) (m)	4.43	1.30	2.26	1.22	4.13
Etendu latérale de l'affouillement W (m)	-	2.60	4.52	2.44	-
Profondeur d'affouillement total	5.41	2.28	3.24	2.20	5.11
Cote de niveau d'affouillement total (NGA)	56.59	57.24	53.14	57.84	56.83

Représentation du niveau d'affouillement de l'OA32-1 Q100.



Les dimensions de l'enrochement calculées pour chaque ouvrage d'art sont résumées dans le tableau ci-dessous. Les vitesses utilisées sont les vitesses maximales des sections contractées amont et aval sous l'ouvrage déterminées avec Q100(voir tableau ci dessous).

PILES

Ouvrage d'art	V(m/s)	K	D50(m)
PK25+752.152 OA 25-1	2.04	1.50	0.20
PK27+444.041 OA 27-1	3.70	1.50	0.66
PK27+908.577 OA 27-2	1.99	1.50	0.19
PK31+326.627 OA 31-1	5.70	1.50	1.56
PK32+007.930 OA 32-1	3.57	1.50	0.61
PK44+556.177 OA 44-1	2.23	1.70	0.31

Les dimensions de l'enrochement calculées pour chaque ouvrage d'art sont résumées dans le tableau ci-dessous. Les vitesses utilisées sont les vitesses maximales des sections contractées amont et aval sous l'ouvrage déterminées avec Q100(voir tableau ci dessous).

Culées coté BEJAIA

Ouvrage d'art	V(m/s)	K	Y(m)	Nbr FROUDE	D50(m)
PK27+444.041 OA 27-1	3.70	1.02	3.60	0.62	0.86
PK27+908.577 OA 27-2	1.99	1.02	4.44	0.30	0.25
PK31+326.627 OA 31-1	5.70	0.69	3.38	0.99	1.41
PK32+007.930 OA 32-1	3.57	1.02	4.18	0.56	0.80

Culées coté ALGER

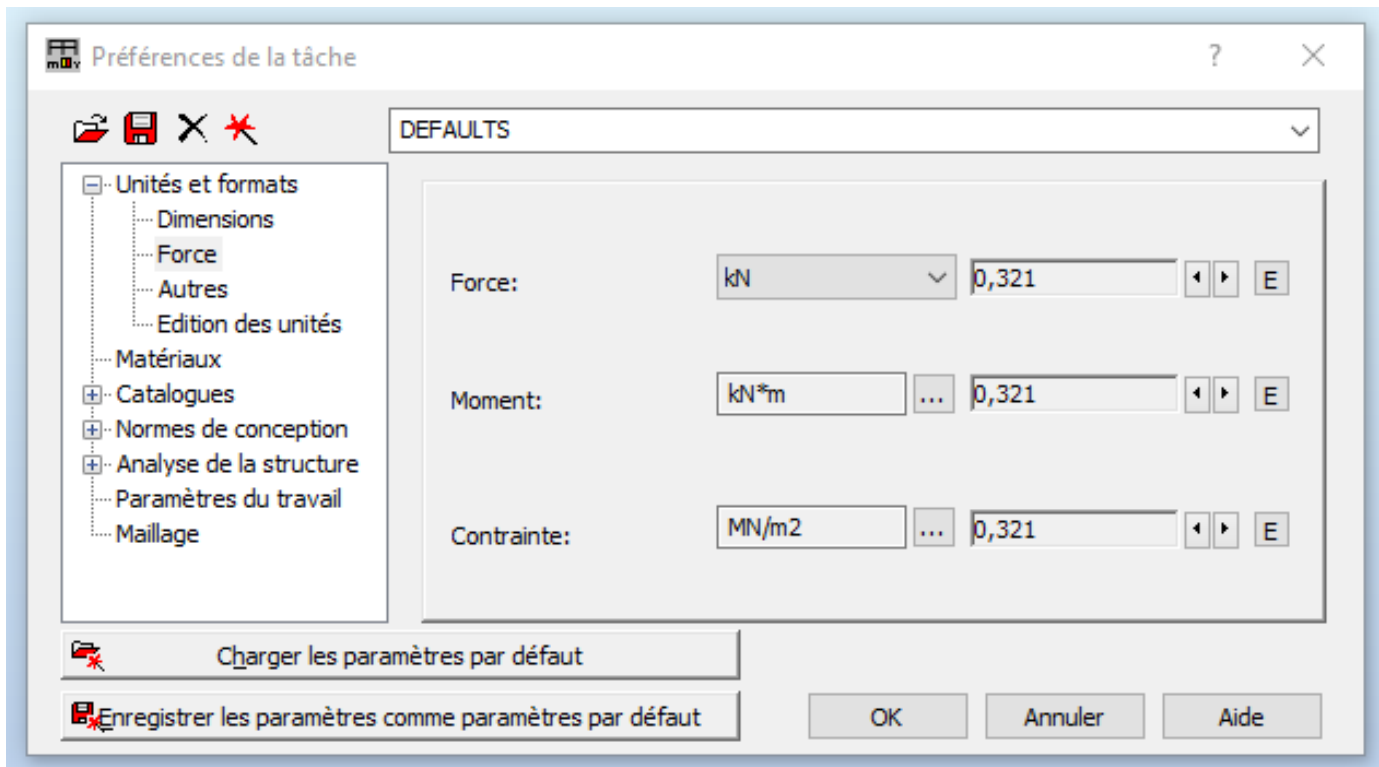
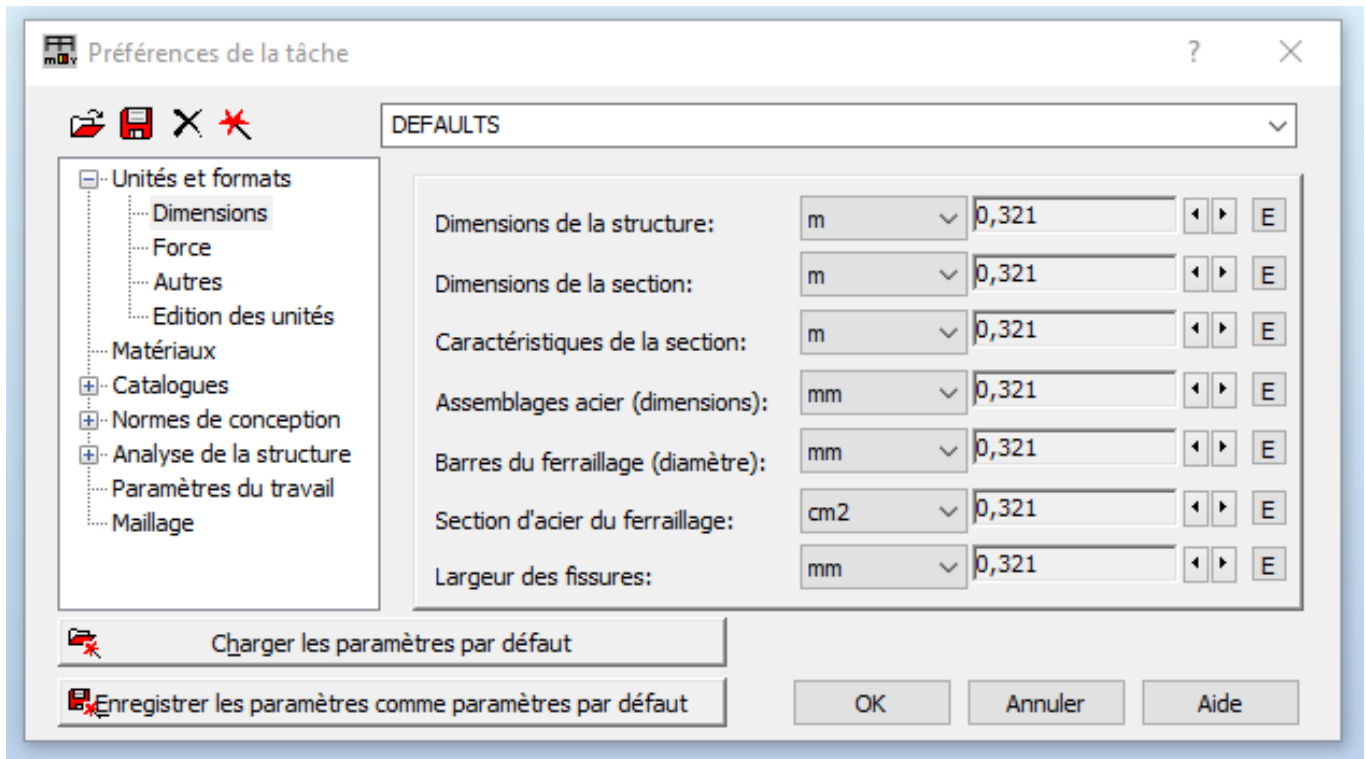
Ouvrage d'art	V(m/s)	K	Y(m)	Nbr FROUDE	D50(m)
PK27+444.041 OA 27-1	3.70	1.02	3.60	0.62	0.86
PK27+908.577 OA 27-2	1.99	1.02	4.44	0.30	0.25
PK31+326.627 OA 31-1	5.70	0.69	3.38	0.99	1.41
PK32+007.930 OA 32-1	3.57	1.02	4.18	0.56	0.80

ANNEXE C

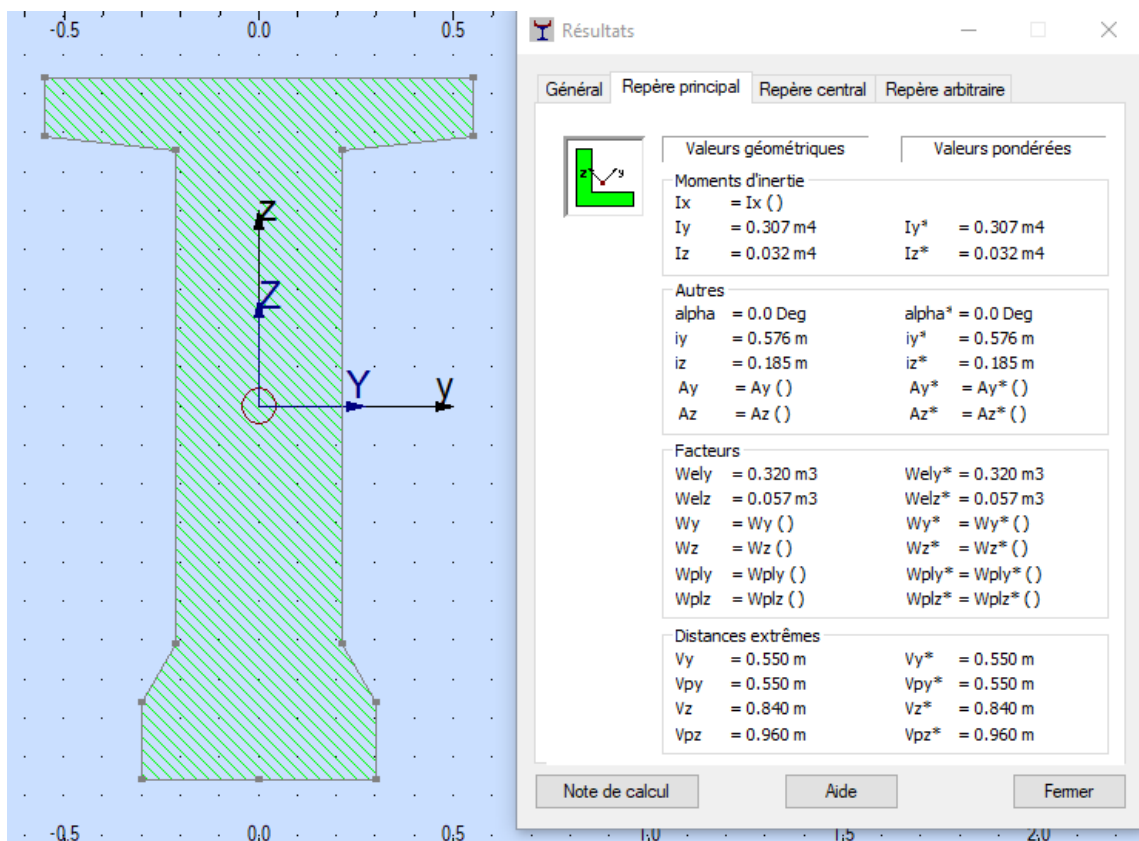
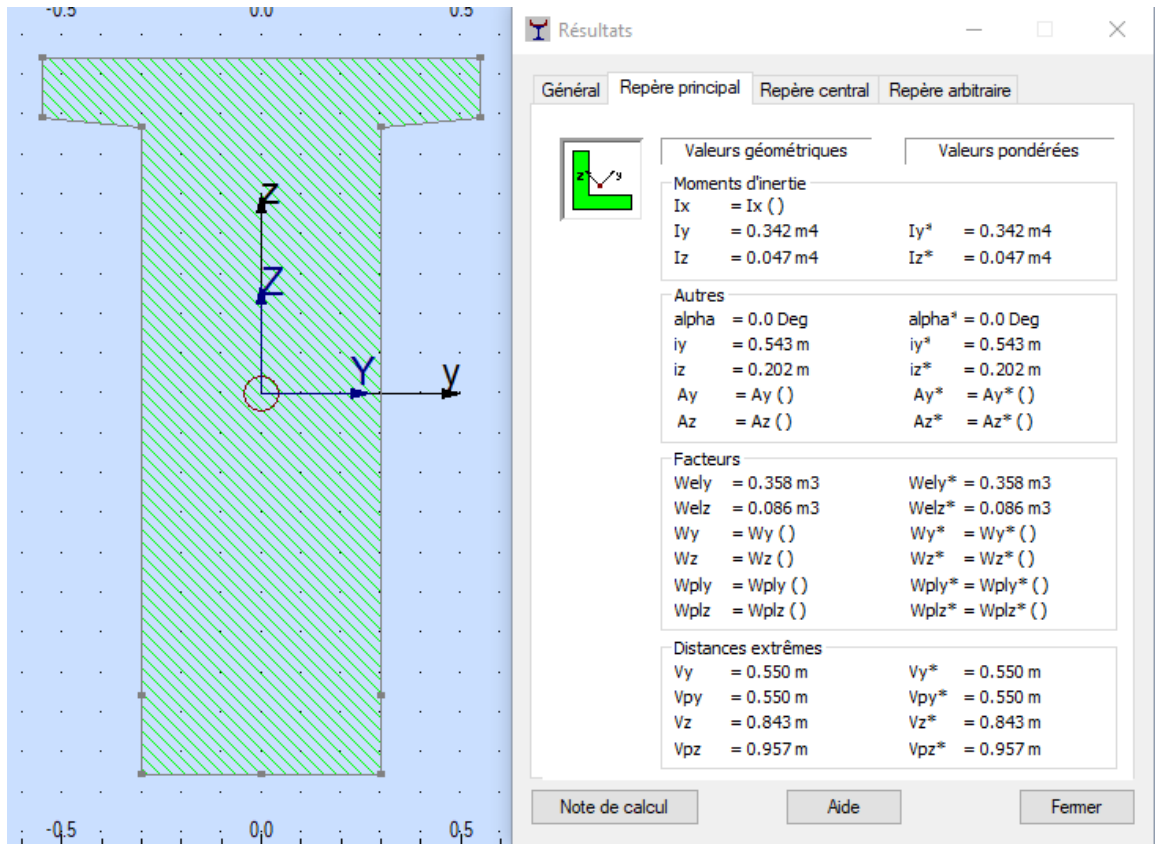
MODELISATION SUR ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

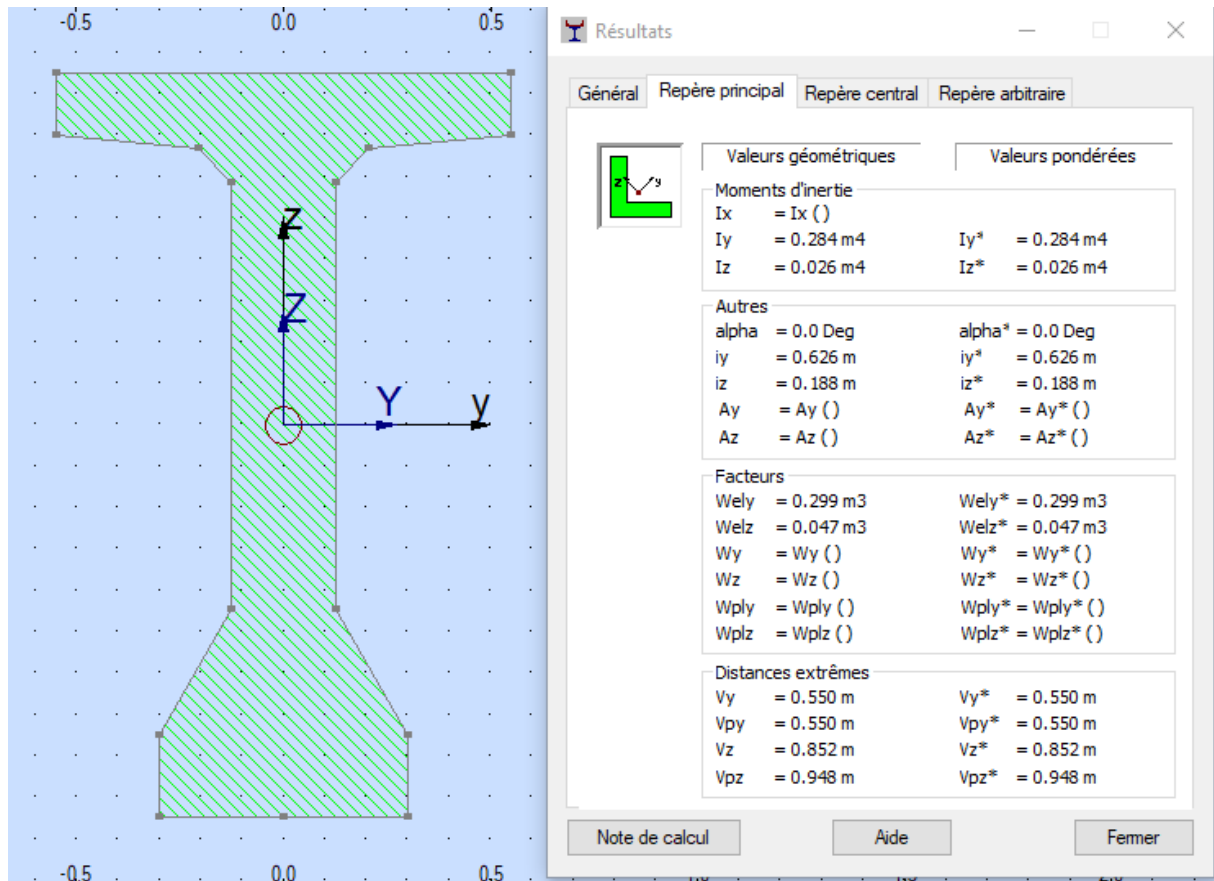
Cette partie est conçue pour vous présenter la modélisation de notre ouvrage avec le logiciel Robot Structural Analysis Professionnel 2021 version étudiant.

- ❖ On commence par régler les unités et les différentes caractéristiques

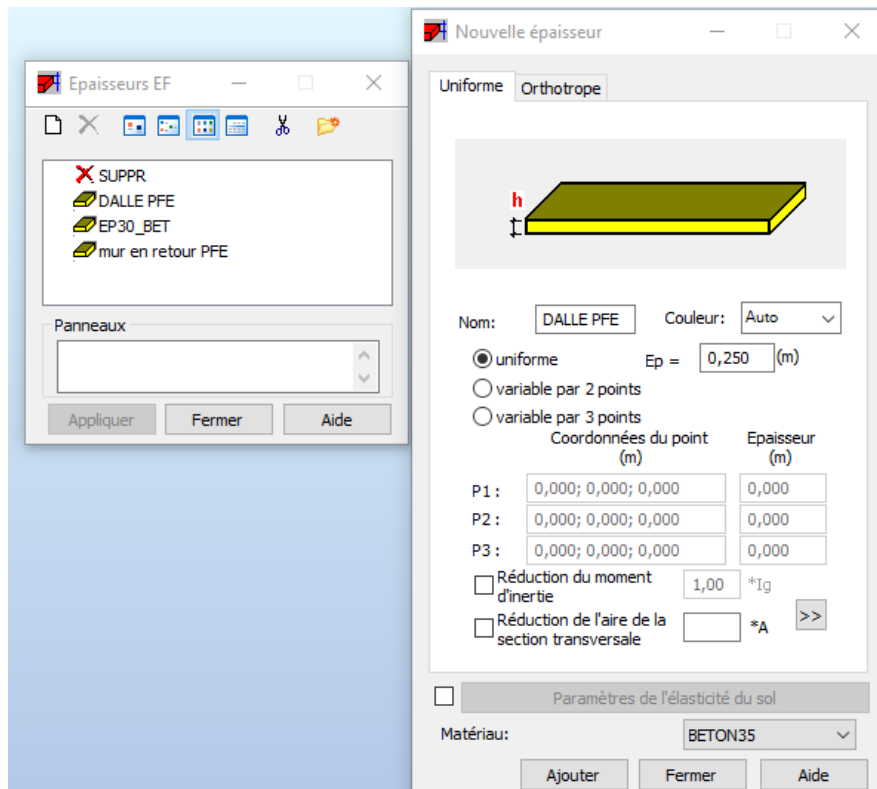


- ❖ On importe les sections de poutres à partir d'AUTOCAD en fichier DXF et on les introduit dans le catalogue des profilés.

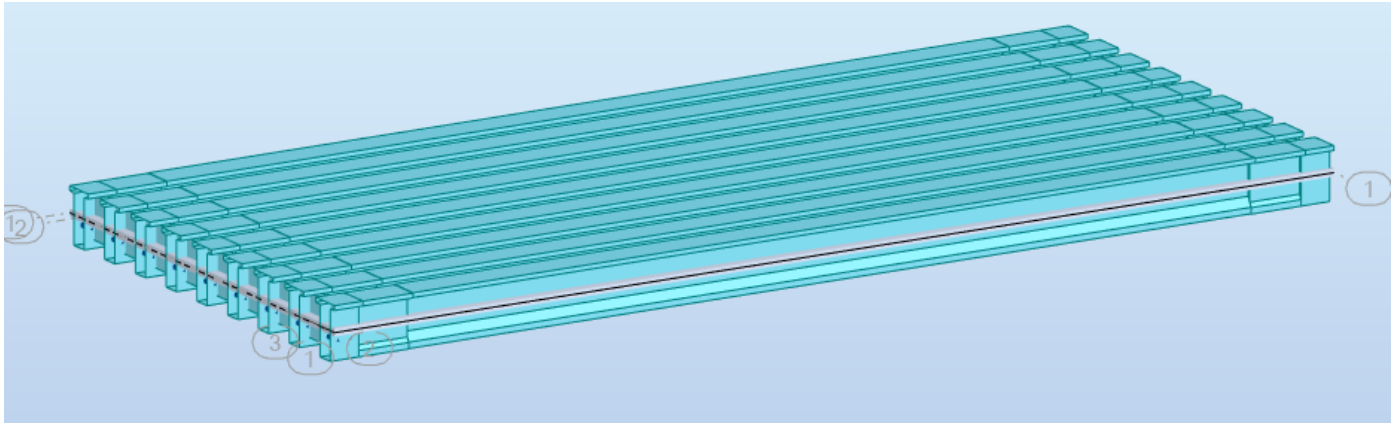




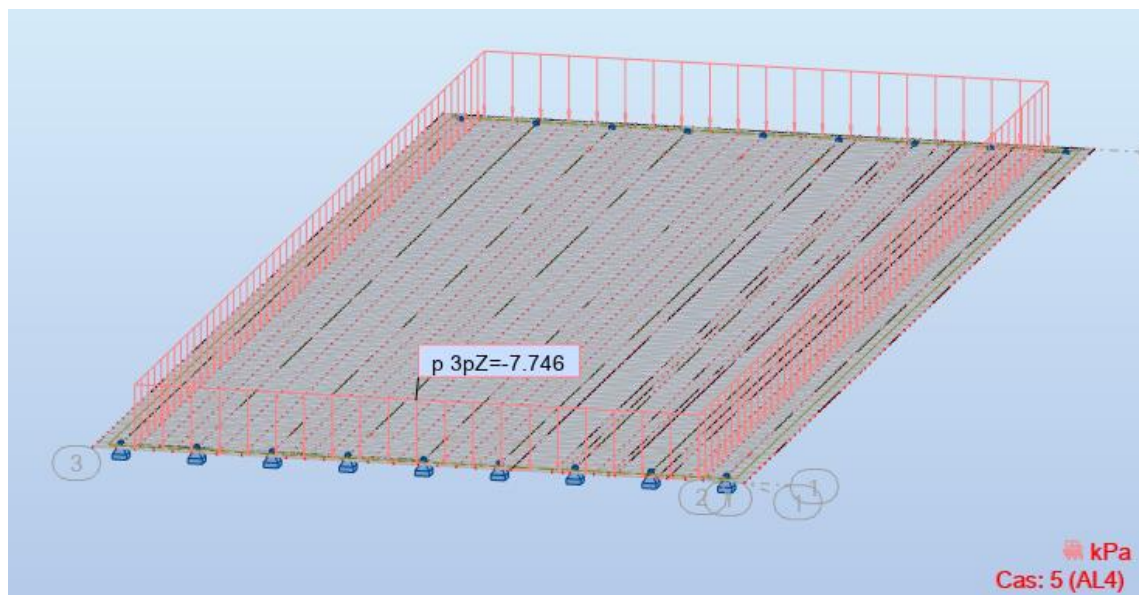
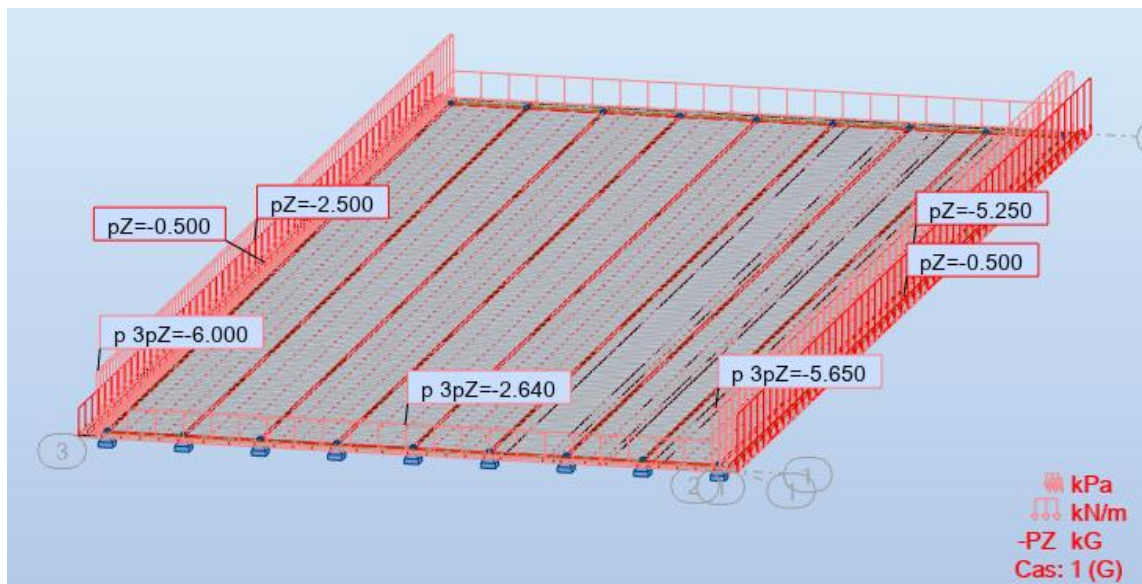
- ❖ Après le dessin de nos poutres et nos entretoises avec des éléments barres, on définit les appuis de part et d'autre, ensuite, on définit notre hourdis



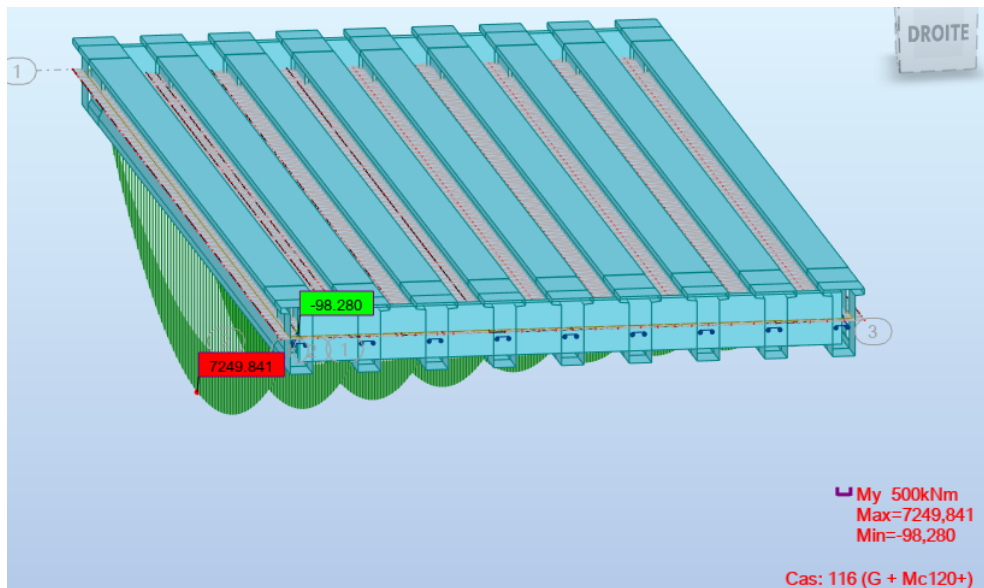
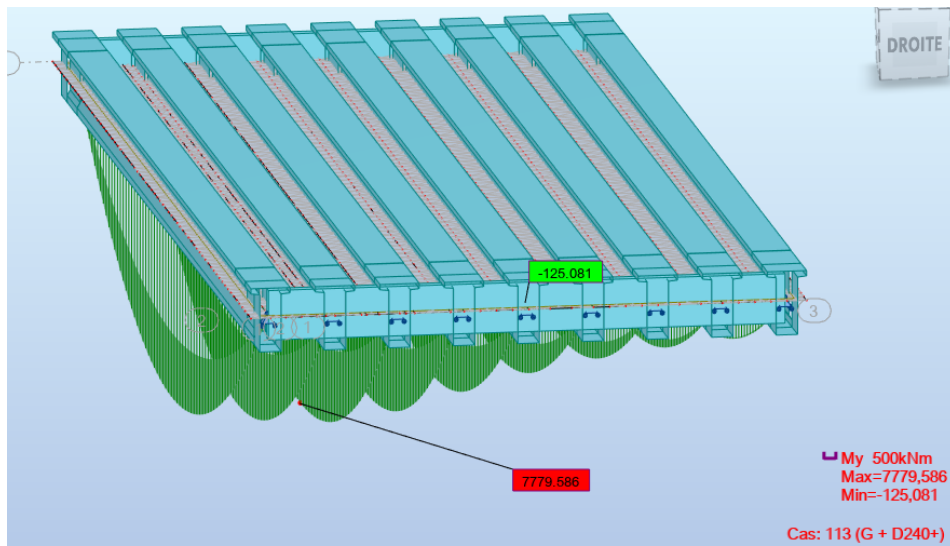
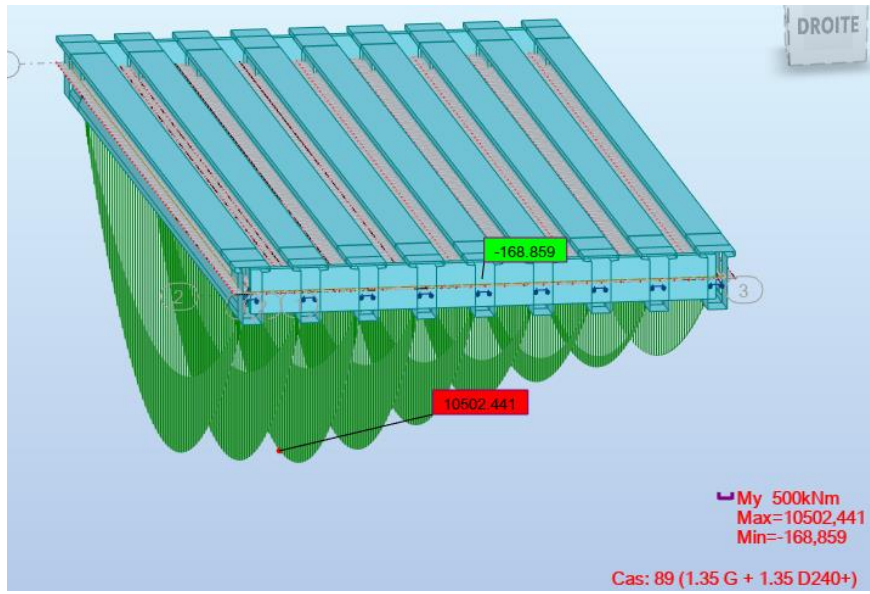
❖ On obtient donc notre tablier

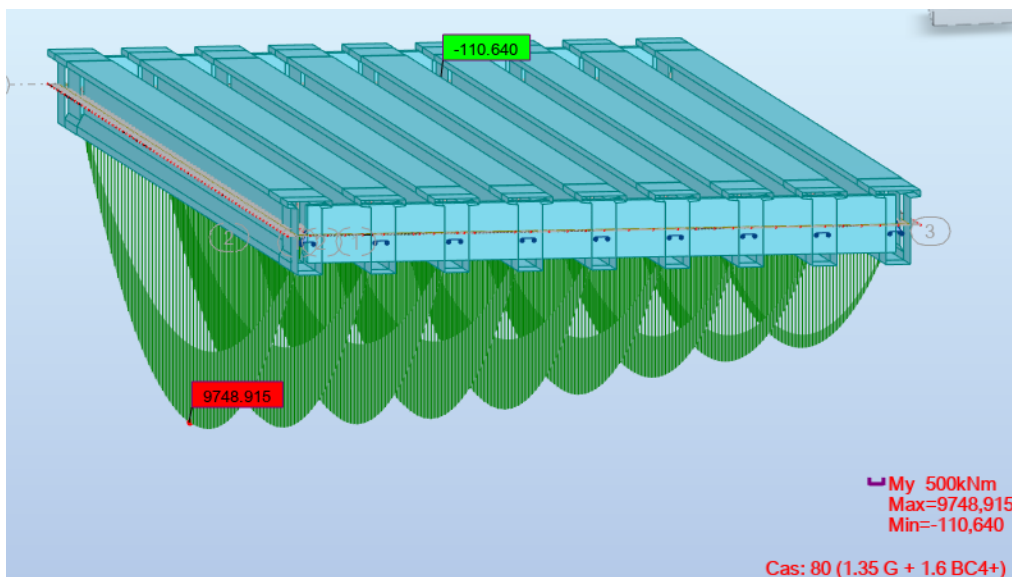
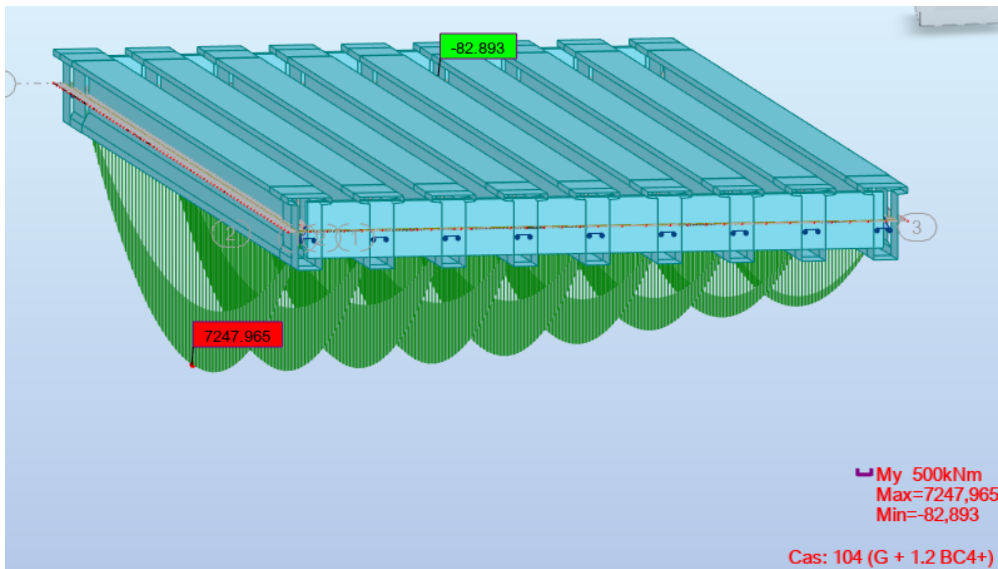
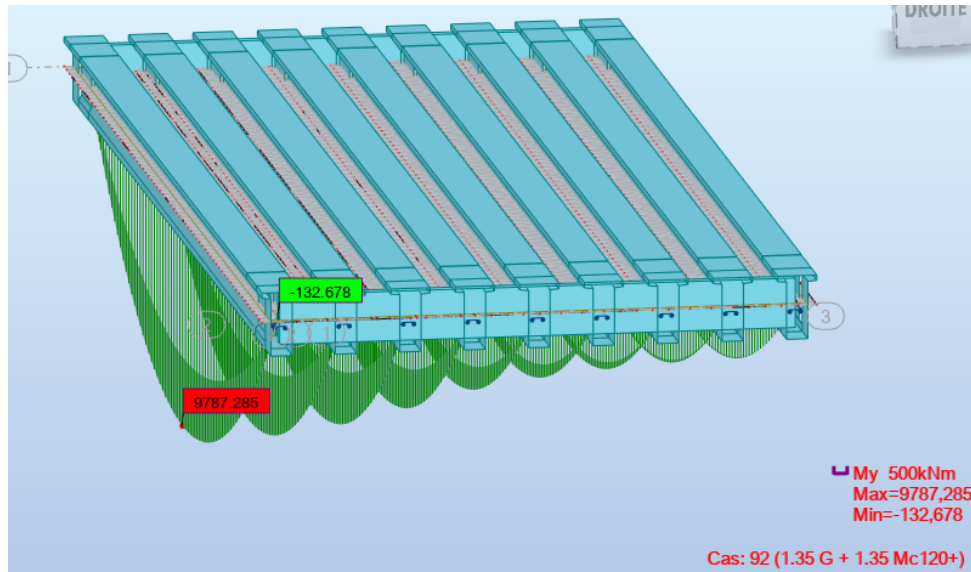


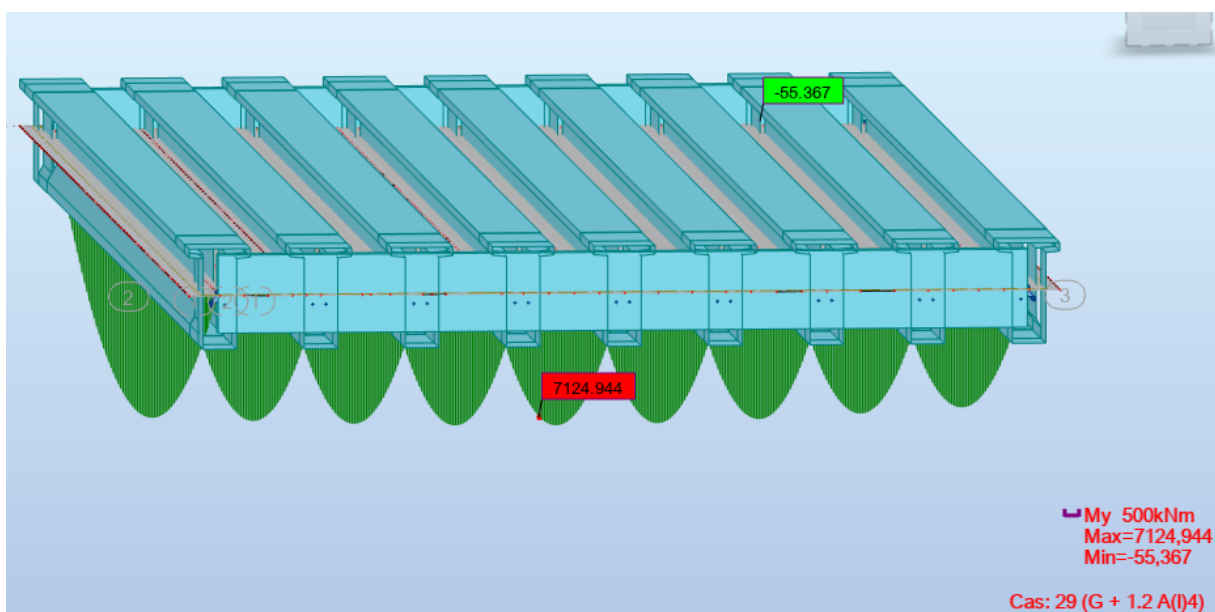
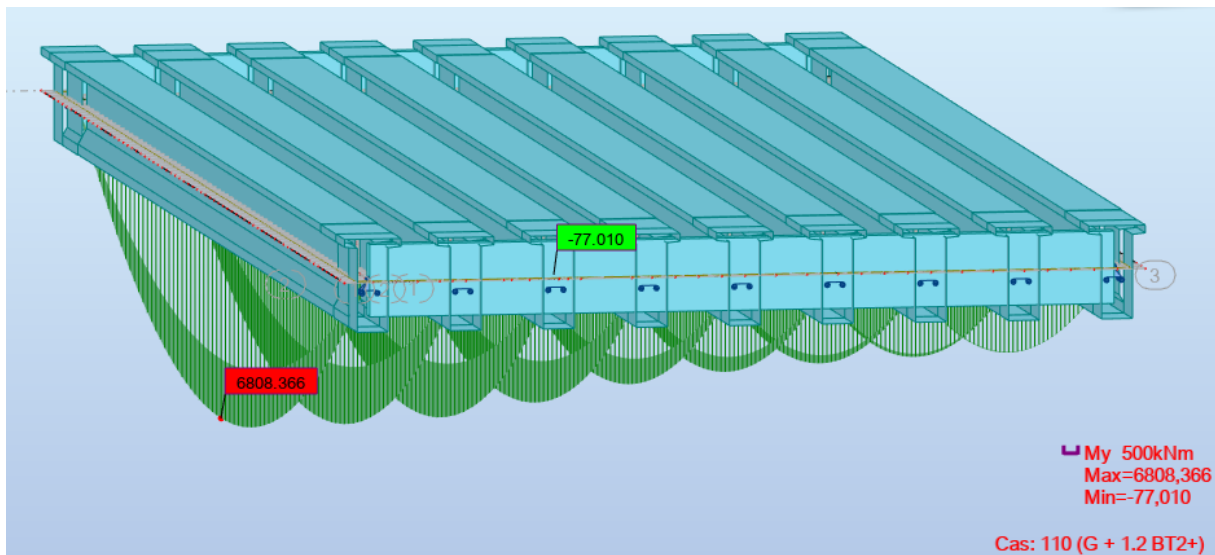
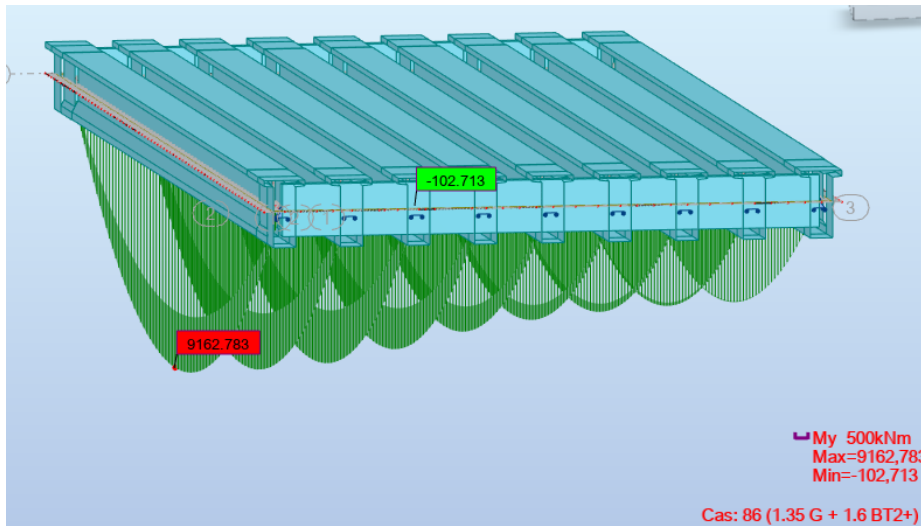
❖ Les charges permanentes et les charges d'exploitation

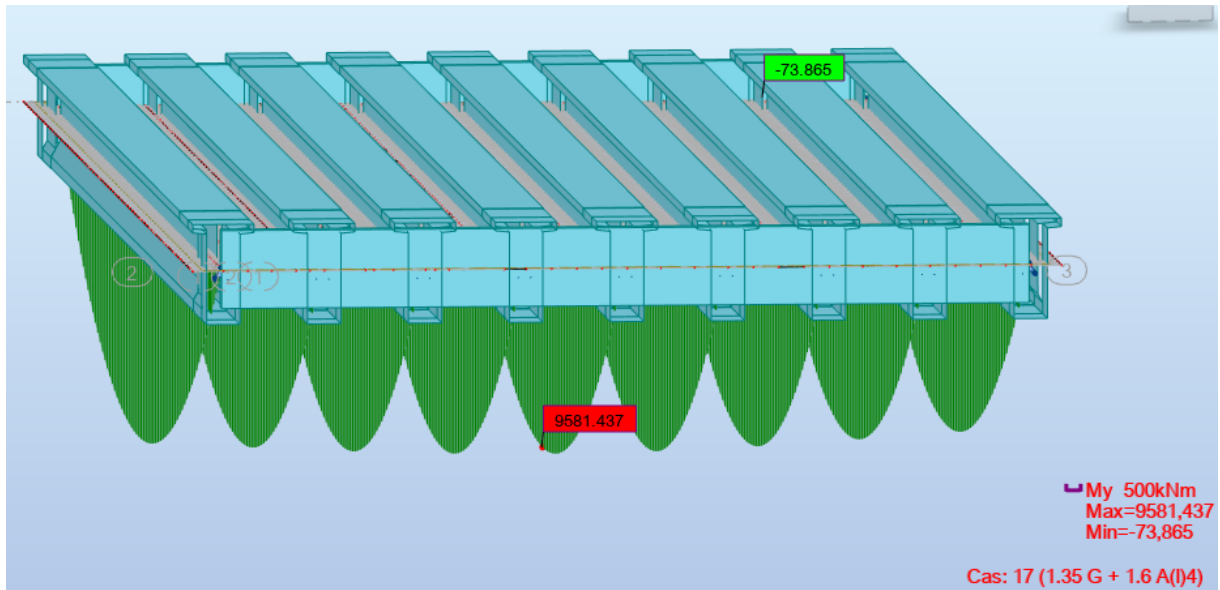


❖ Les moments fléchissants

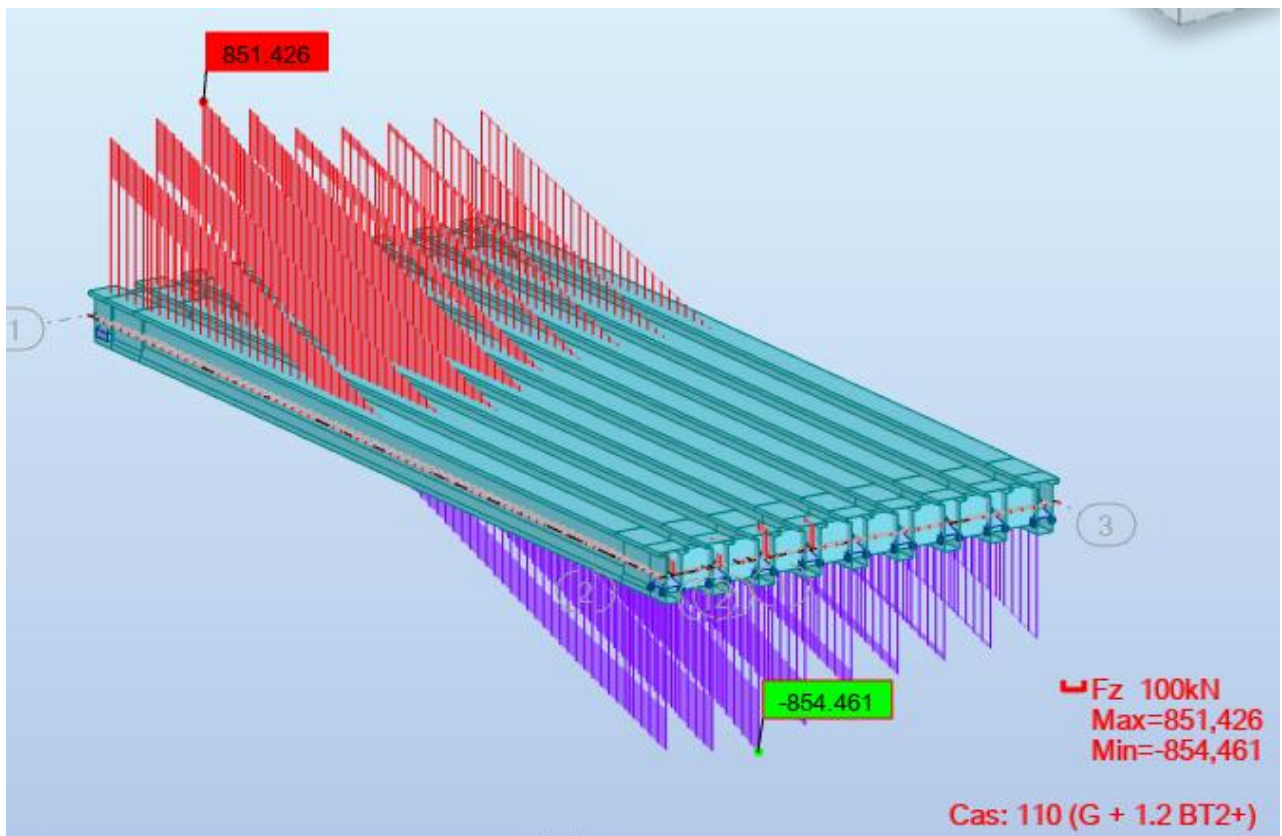


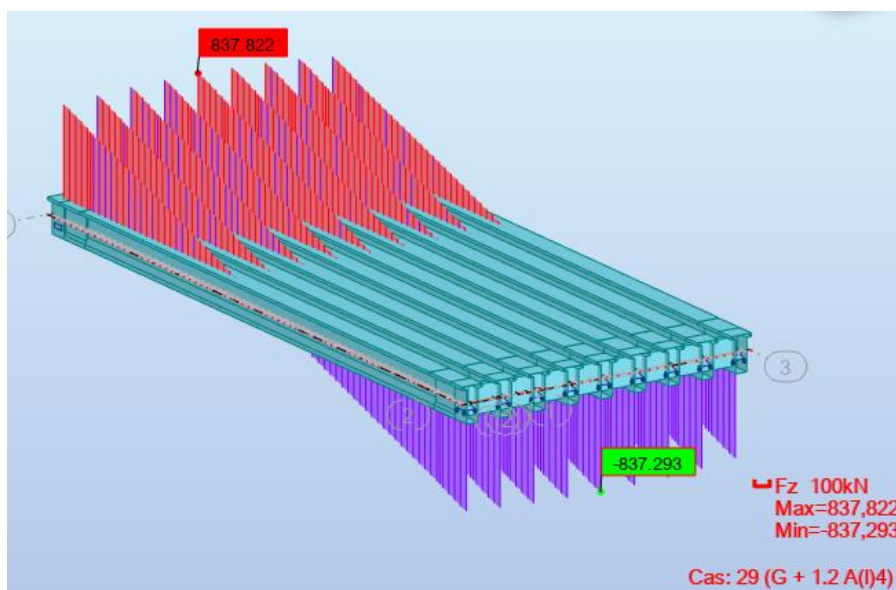
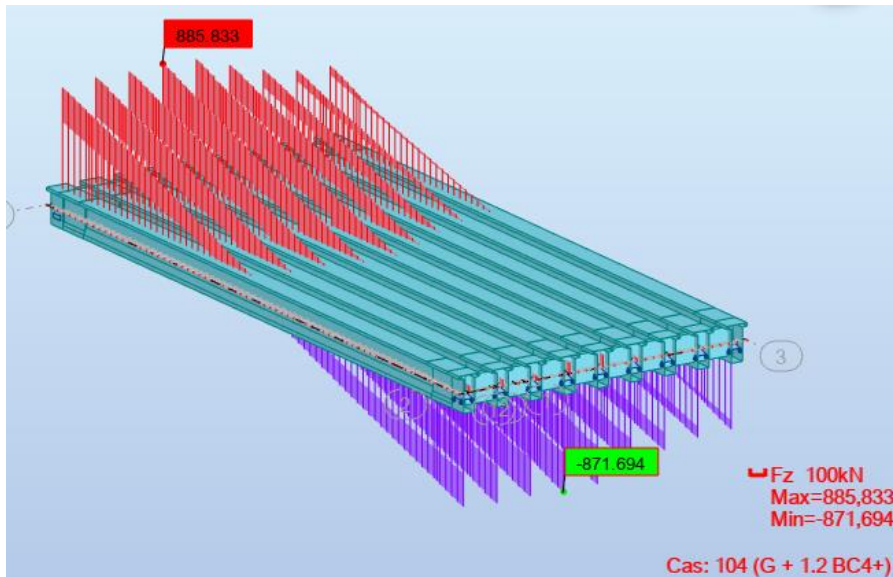
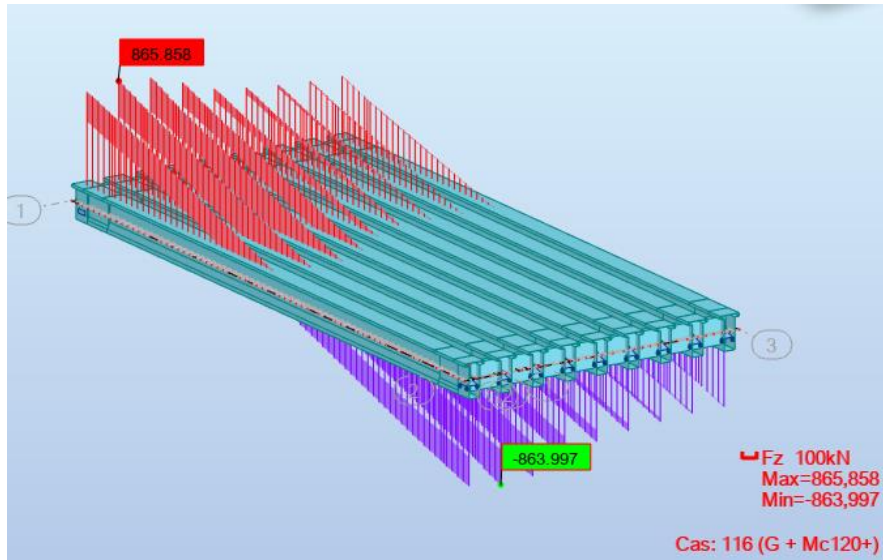


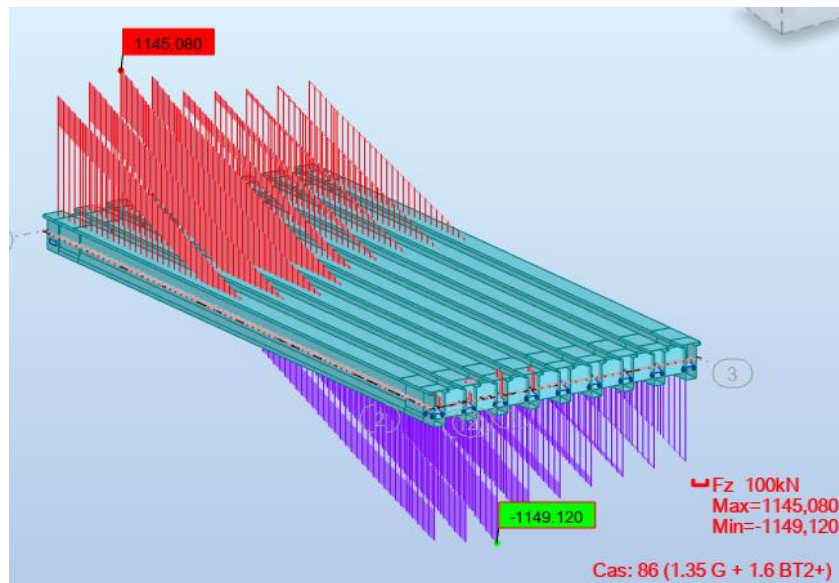
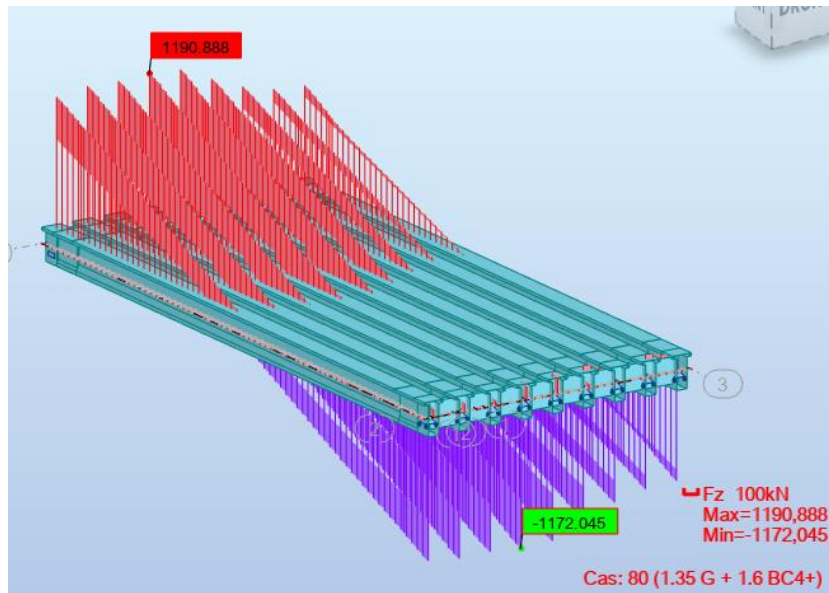
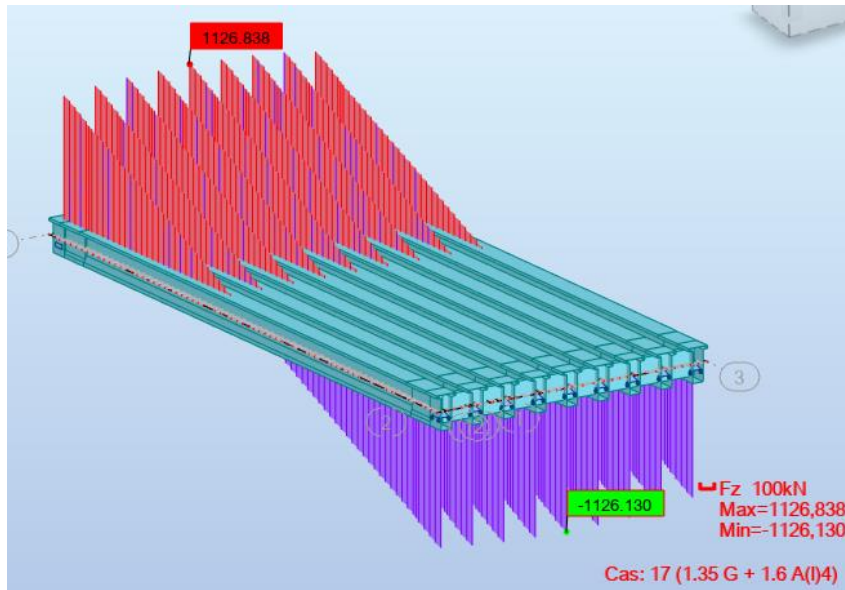


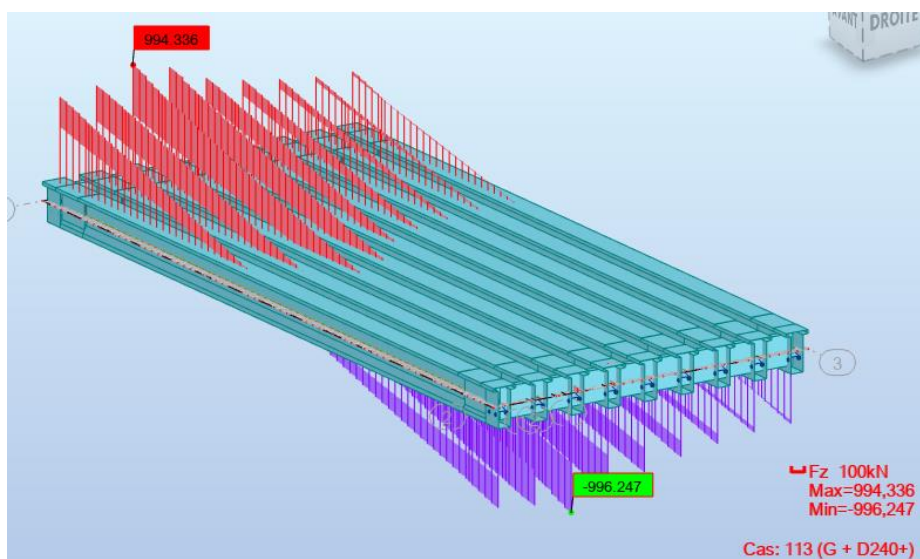
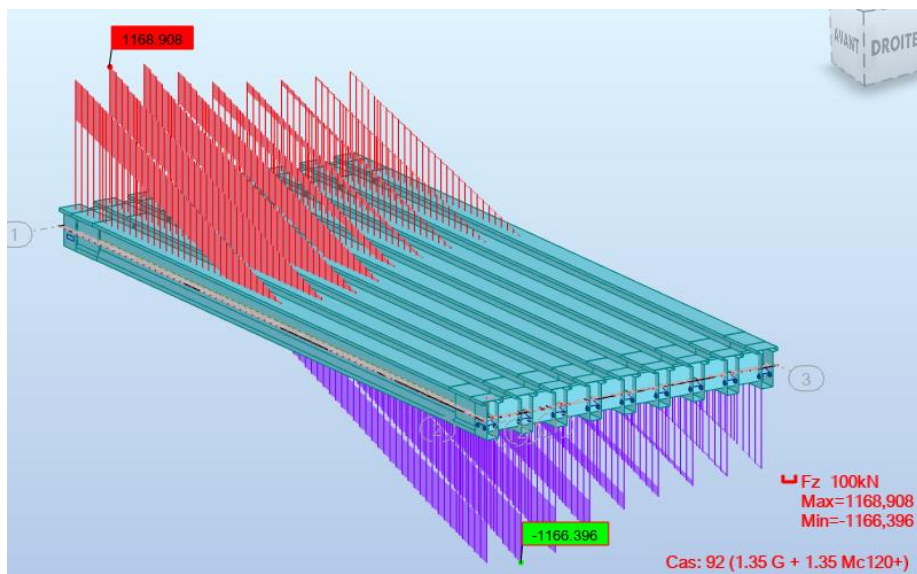
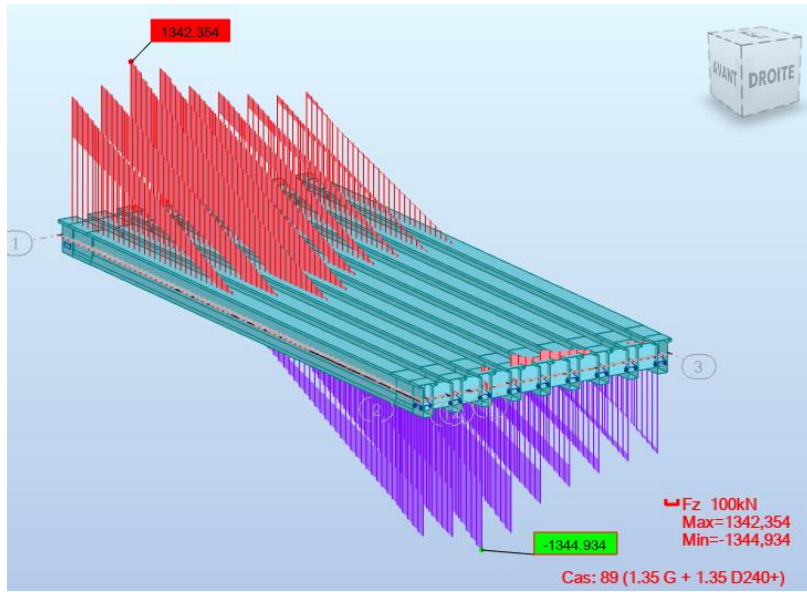


❖ Les efforts tranchants









ANNEXE D

FERRAILLAGE

Ferrailage de l'Entretoise

Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

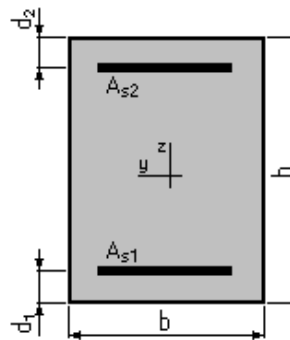
1. Hypothèses:

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:

$b = 30,00$ (cm)
 $h = 140,00$ (cm)
 $d_1 = 5,00$ (cm)
 $d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	544,070	0,000
Etat Limite de Service	403,020	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 13,11$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 4,36$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,32$ (%)
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 544,070$ (kN*m) $M_{min} = 0,000$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,36 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 11,97$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 130,21$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,97$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 403,020$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 36,02$ (cm)

Bras de levier: $Z = 122,99$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,06$ (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

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

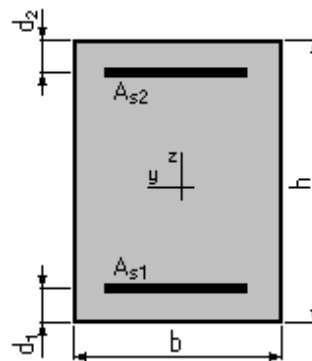
2. Section:

$b = 30,00$ (cm)

$h = 140,00$ (cm)

$d_1 = 5,00$ (cm)

$d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	232,100	0,000
Etat Limite de Service	171,920	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{S1} = 5,42 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{S2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{S \text{ min}} = 4,36 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,13 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 232,100 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,35	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,95 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 133,02 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,38 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434,78 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 171,920 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 24,48 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 126,84 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,70 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,00 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 22,83 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de l'Entretoise**Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant)****1. Hypothèses :**

Béton: $f_{c28} = 35,00 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,00 \text{ (MPa)}$

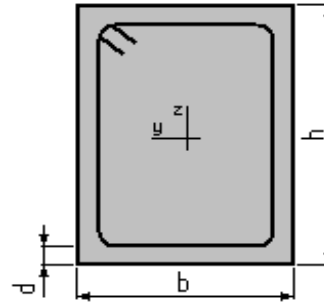
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration non préjudiciable
- Reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :

$b = 30,00 \text{ (cm)}$

$h = 140,00 \text{ (cm)}$

$d = 5,00 \text{ (cm)}$

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	909,980	0,000

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,25 \text{ (MPa)}$ Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,67 \text{ (MPa)}$ **Armatures transversales**Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$ Longueur de la travée : $L = 2,75 \text{ (m)}$

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 2,26 \text{ (cm}^2\text{)}$ Cadres : $2 \text{ } \varnothing 12$ Espacement : $S_t = 13,13 \text{ (cm)}$ Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,00 \text{ (cm)}$ Répartition des armatures d'âmes à mi-portée : $7 + 9 \cdot 13 \text{ (cm)}$ **Ferrailage de l'Hourdis****Nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)****1. Hypothèses:****Béton:** $f_{c28} = 35,00 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,00 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

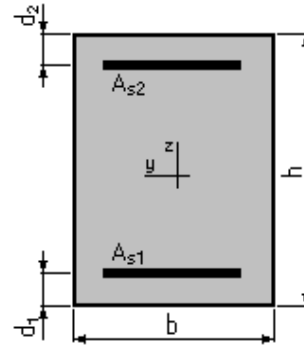
2. Section:

$b = 100,00 \text{ (cm)}$

$h = 25,00 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,00 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,00 \text{ (cm)}$

**3. Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	50,611	0,000
Etat Limite de Service	37,928	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{S1} = 8,42 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 3,12 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,42 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{min} = 0,16 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 50,611 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,31 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 19,08 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,30 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 434,78 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 37,928 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,96 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,01 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,07 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,00 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 250,00 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de l'Hourdis

Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

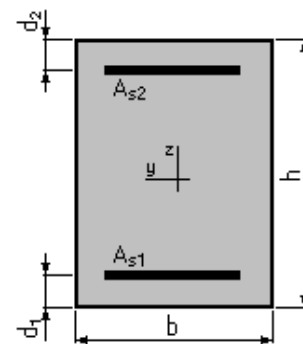
1. Hypothèses:

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:

$b = 100,00$ (cm)
 $h = 25,00$ (cm)
 $d_1 = 5,00$ (cm)
 $d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	56,777	0,000
Etat Limite de Service	42,568	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,51$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3,12$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,48$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 56,777$ (kN*m) $M_{min} = 0,000$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,60$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 18,96$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 42,568$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 6,26$ (cm)

Bras de levier: $Z = 17,91$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,59$ (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 du chevêtre 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

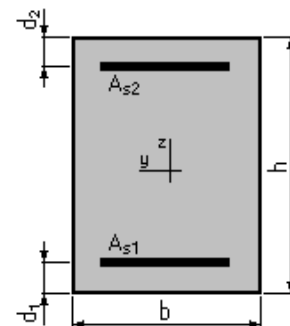
2. Section:

$b = 250,00$ (cm)

$h = 155,00$ (cm)

$d_1 = 5,00$ (cm)

$d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	4618,616	0,000
Etat Limite de Service	3429,089	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 99,58$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 37,50$ (cm²)

théorique $\rho = 0,27$ (%)
 minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 4618,616$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 14,15$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 144,34$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,04$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 3429,089$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 36,78$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 137,74$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,41$ (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 du chevêtre Nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

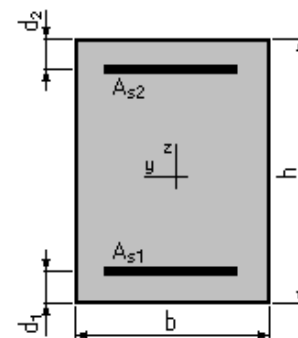
1. Hypothèses:

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:

$b = 250,00$ (cm)
 $h = 155,00$ (cm)
 $d_1 = 5,00$ (cm)
 $d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

M_{\max} (kN*m) M_{\min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	1226,704	0,000
Etat Limite de Service	910,766	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 37,50 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 37,50 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 1226,704 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,97	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,33 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 147,87 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,37 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 434,78 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 910,766 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,46
Position de l'axe neutre:	$y = 23,83 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 142,06 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,89 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,20 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 12,12 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de chevêtre

Armatures transversales (Calcul de Section à l'effort tranchant et torsion)

1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,00 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,00 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

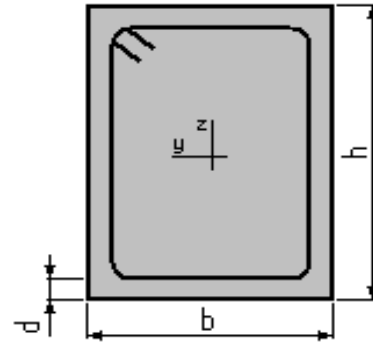
2. Section :

$$b = 250,00 \text{ (cm)}$$

$$h = 155,00 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,00 \text{ (cm)}$$

Aire de surface à l'intérieur de la ligne moyenne de la section à parois minces équivalente = 28954,86 (cm²)



3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

T : moment de torsion

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)	T (kN*m)
1.	ELU	3996,879	0,000	106,830

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,14 \text{ (MPa)}$ ($\tau_u V = 1,07 \text{ (MPa)}$, $\tau_u T = 0,07 \text{ (MPa)}$)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,70 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Longueur de la travée : $L = 15,60 \text{ (m)}$

Armatures de torsion :

Section : $A = 1,54 \text{ (cm}^2\text{)}$

Armatures d'effort tranchant :

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$

Section : $A_t = 3,08 \text{ (cm}^2\text{)}$

Espacement : $S_t = 11,66 \text{ (cm)}$

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,00 \text{ (cm)}$

Armatures longitudinales

Section d'acier : $A_{s1} = 14,60 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section d'acier minimale : $A_{\min} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Ferrailage longitudinal des fûts (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

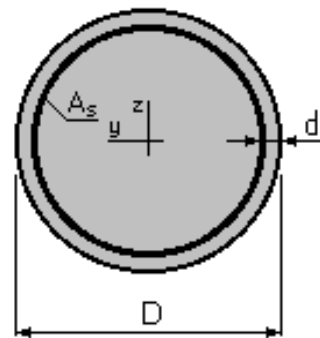
Béton: $f_{c28} = 27,00 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,00 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 200,00 \text{ (cm)}$

$d = 7,00 \text{ (cm)}$



3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELS	5835,600	1928,120	0,000
2.	ELU	7866,210	2623,930	0,000
3.	ELA	4314,072	10788,053	2000,836

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 314,16 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 314,16 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \max} = 1570,80 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,00 \text{ (%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (%)}$ maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (%)}$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELS $N = 5835,600 \text{ (kN)}$ $M_y = 1928,120 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,49

Position de l'axe neutre: $y = 181,38 \text{ (cm)}$

Bras de levier:	$Z = 122,57$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 3,56$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 2,83$ (MPa)
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 51,29$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 7866,210$ (kN) $M_y = 2623,930$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	4,81	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 163,01$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 118,99$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 0,63$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue :	$\sigma_s = 126,84$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 434,78$ (MPa)	

Cas N° 3: Type ELA $N = 4314,072$ (kN) $M_y = 10788,053$ (kN*m) $M_z = 2000,836$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,42	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	$y = 60,15$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 164,11$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 7,71$ (‰)	
Contrainte de l'acier tendue:	$\sigma_s = 500,00$ (MPa)	
Contrainte de l'acier comprimée:	$\sigma_s' = 500,00$ (MPa)	

Ferrailage transversal des fûts

(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 préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :

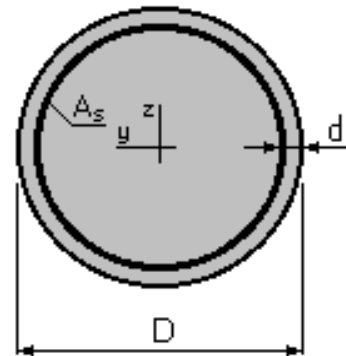
$D = 200,00$ (cm)

$d = 7,00$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression



Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	201,080	7866,210
2.	ELA	1019,458	4314,072

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,37$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,70$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 4,02$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 12,50$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 12,50$ (cm)

Ferrailage transversal des fûts

(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 préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

$D = 200,00$ (cm)

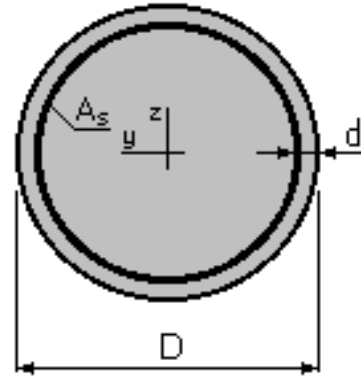
$d = 7,00$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	201,080	7866,210
2.	ELA	1019,458	4314,072



4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,37$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,70$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 4,02$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 15,00$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,00$ (cm)

Ferrailage principal des pieux pour la pile (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa)

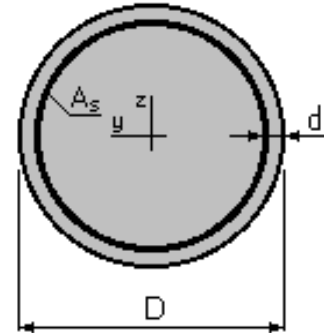
Acier: $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120,00$ (cm)

$d = 10,00$ (cm)



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELS	1770,530	177,300	0,000
2.	ELU	2432,670	217,690	0,000
3.	ELA	-296,070	1115,990	1167,030

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,10$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 113,10$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565,49$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%) maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 1770,530$ (kN) $M_y = 177,300$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,22

Position de l'axe neutre: $y = 153,96$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59,28$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,23$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 31,18$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELU $N = 2432,670$ (kN) $M_y = 217,690$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,15 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 121,14$ (cm)

Bras de levier: $Z = 56,90$ (cm)

Déformation du béton: $b = 3,48$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 434,78$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA $N = -296,070$ (kN) $M_y = 1115,990$ (kN*m) $M_z = 1167,030$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,45 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 26,46$ (cm)

Bras de levier: $Z = 97,20$ (cm)

Déformation du béton: $b = 3,17$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 500,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 391,71$ (MPa)

Ferrailage horizontal des pieux pour la pile (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

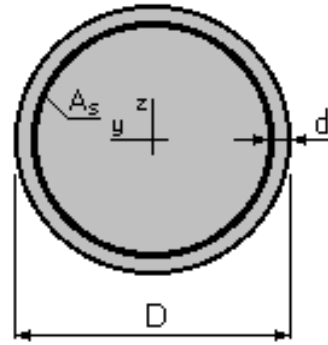
Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :

D = 120,00 (cm)

d = 10,00 (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	56,370	2449,360
2.	ELA	323,380	3156,600

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,34$ (MPa)Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,70$ (MPa)**Armatures transversales**Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

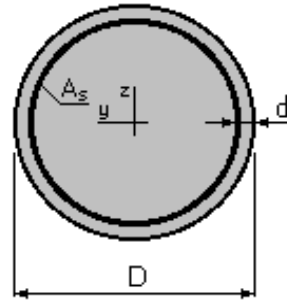
Section $A_t = 3,08$ (cm²)Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$ Espacement : $S_t = 12,50$ (cm)Espacement maximum : $S_{t,max} = 12,50$ (cm)**Ferrailage horizontal des pieux pour la pile****(Calcul de Section dans la zone courante à l'effort tranchant)****1. Hypothèses :****Béton:** $f_{c28} = 27,00$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :

D = 120,00 (cm)

d = 10,00 (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	56,370	2449,360
2.	ELA	323,380	3156,600

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,34$ (MPa)Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,70$ (MPa)**Armatures transversales**Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

Section : $A_t = 3,08$ (cm²)Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$ Espacement : $S_t = 20,00$ (cm)Espacement maximum : $S_{t,max} = 20,00$ (cm)

Ferrailage du mur frontal (Calcul de Section en Flexion 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 en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

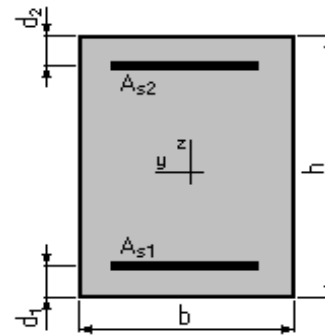
2. Section:

$$b = 100,00 \quad (\text{cm})$$

$$h = 150,00 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,00 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,00 \quad (\text{cm})$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	792,900	793,550
2.	ELU	1068,320	1048,380

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique $A_{s1} = 14,50 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 14,50 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,10 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS **N = 792,900 (kN)** **M = 793,550 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,51
 Position de l'axe neutre: $y = 43,54 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 130,49 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,57 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 20,04 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU **N = 1068,320 (kN)** **M = 1048,380 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,37 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 25,87 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 134,65 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,17 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78 \text{ (MPa)}$

Ferrailage du mur garde grève (Calcul de Section en Flexion Simple)

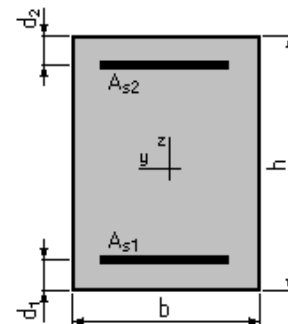
1. Hypothèses:

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:

$b = 100,00$ (cm)
 $h = 30,00$ (cm)
 $d_1 = 5,00$ (cm)
 $d_2 = 5,00$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	163,190	0,000
Etat Limite de Service	122,230	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22,59$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,96$ (cm²)
 théorique $\rho = 0,90$ (%)
 minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 163,190$ (kN*m) $M_{min} = 0,000$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 8,02$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 21,79$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,41$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 122,230(\text{kN}\cdot\text{m})$ $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,06$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,65$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,22$ (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 la dalle de transition (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:

$b = 100,00$ (cm)

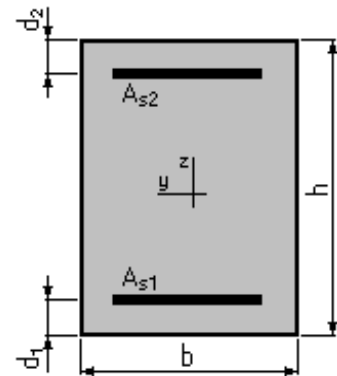
$h = 30,00$ (cm)

$d_1 = 5,00$ (cm)

$d_2 = 5,00$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	163,990	0,000
Etat Limite de Service	121,940	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000



4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22,53$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,00$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 2,96$ (cm²)

théorique $\rho = 0,90$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 163,990$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 8,00$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,80$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 7,43$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 121,940$ (kN*m) $M_{\min} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,05$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,65$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 11,21$ (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 du corbeau (Calcul de Section en compression simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

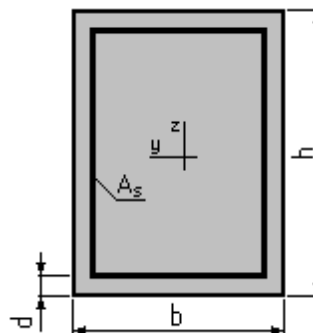
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,00$ (cm)

$h = 40,00$ (cm)

$d = 5,00$ (cm)



3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	131,190
Etat Limite de Service	97,550
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000

4. Résultats:**Résistance des Matériaux:**

Section brute $B = 4000,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Béton:

$\sigma \text{ (ELS)} = 0,23 \text{ (MPa)}$

$0,6 f_{cj} = 16,20 \text{ (MPa)}$

Acier:

Section théorique $A_s = 11,20 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 11,20 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 200,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,42 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Ferrailage du mur en retour sens XX (Calcul de Section en flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,00 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

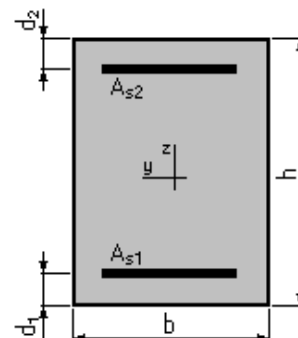
2. Section:

$b = 100,00 \text{ (cm)}$

$h = 70,00 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,00 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,00 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	84,000	0,000
Etat Limite de Service	72,866	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 6,50$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,00$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,50$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 84,000$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0,01	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,01$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 65,00$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,00$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 0,00$ (‰)	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 72,866$ (kN*m) $M_{\text{min}} = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	0,00
Position de l'axe neutre:	$y = 0,44$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 64,85$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,89$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)
Contrainte de l'acier:	
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)

Ferrailage du mur en retour sens YY
(Calcul de Section en flexion simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable

- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

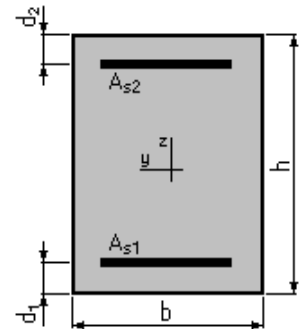
2. Section:

$$b = 100,00 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,00 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,00 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,00 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	58,856	0,000
Etat Limite de Service	52,500	0,000
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,000	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 6,50 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 6,50 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0,10 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 58,856 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,01 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 65,00 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Cas ELS $M_{max} = 52,500 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0,000 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 0,01

Position de l'axe neutre: $y = 0,44 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 64,85 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,64 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,00 \text{ (MPa)}$

Ferrailage principal des pieux pour la culée (Calcul de Section en Flexion Déviée Composée)

1. Hypothèses:

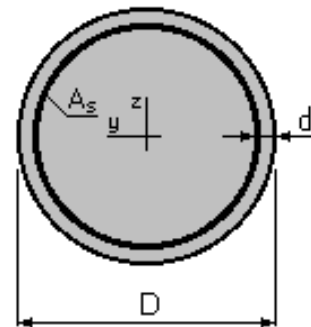
Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$D = 120,00$ (cm)

$d = 10,00$ (cm)



3. Efforts appliqués

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2416,430	2527,630	0,000
2.	ELS	1688,260	1931,370	0,000
3.	ELA	-200,740	3978,040	0,000

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 197,14$ (cm²)

Section minimum théorique $A_{s \min} = 113,10$ (cm²) Section maximum $A_{s \max} = 565,49$ (cm²)

$\rho = 1,74$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 2416,430$ (kN) $M_y = 2527,630$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,68 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 52,23$ (cm)

Bras de levier: $Z = 85,24$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 3,86$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 434,78$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 434,78$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1688,260$ (kN) $M_y = 1931,370$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,06

Position de l'axe neutre: $y = 50,18$ (cm)

Bras de levier: $Z = 88,85$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 13,21$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,20$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 235,19$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 157,66$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,00$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA $N = -200,740$ (kN) $M_y = 3978,040$ (kN*m) $M_z = 0,000$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 33,88$ (cm)

Bras de levier: $Z = 93,66$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 7,84$ (‰)

Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 500,00$ (MPa)

Contrainte de l'acier comprimée: $\sigma_s' = 488,41$ (MPa)

Ferrailage horizontal des pieux pour la culée (Calcul de Section dans la zone critique à l'effort tranchant)

1. Hypothèses :

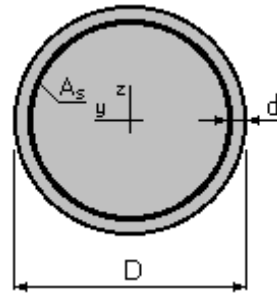
Béton: $f_{c28} = 27,00$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,00$ (MPa)

- 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 = 120,00 (cm)

d = 10,00 (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	700,400	2416,430
2.	ELA	1102,310	-200,740

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,17$ (MPa)Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,60$ (MPa)**Armatures transversales**Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

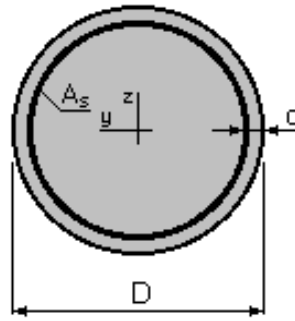
Section $A_t = 4,02$ (cm²)Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$ Espacement : $S_t = 12,50$ (cm)Espacement maximum : $S_{t,max} = 12,50$ (cm)**Ferrailage horizontal des pieux pour la culée****(Calcul de Section dans la zone courante à l'effort tranchant)****1. Hypothèses :****Béton:** $f_{c28} = 27,00$ (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 = 120,00 (cm)

d = 10,00 (cm)

**3. Efforts tranchants appliqués :**

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	700,400	2416,430
2.	ELA	1102,310	-200,740

4. Résultats :Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,17$ (MPa)Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,60$ (MPa)**Armatures transversales**Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant :

Section $A_t = 4,02$ (cm²)Cadres: $2 \text{ } \varnothing 16$ Espacement : $S_t = 20,00$ (cm)Espacement maximum : $S_{t,max} = 20,00$ (cm)

ANNEXE E

TABLEAUX DE LA METHODE SPECTRALE

Tableau E.1. Modes Propres : Résultats Robot structural Analysis 2021 version étudiant.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	0,92	1,08	0,00	60,33	0,00	0,00	60,33	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 2	0,93	1,07	0,00	63,85	0,00	0,00	3,51	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 3	0,94	1,06	0,00	78,84	0,00	0,00	14,99	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 4	0,94	1,06	0,00	78,84	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 5	0,98	1,02	66,14	78,84	0,00	66,14	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 6	1,03	0,97	69,34	78,84	0,00	3,20	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 7	1,06	0,95	84,26	78,84	0,00	14,92	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 8	1,07	0,93	84,26	78,84	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 9	1,32	0,75	84,26	79,16	0,00	0,00	0,32	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 10	1,32	0,75	84,26	79,18	0,00	0,00	0,02	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 11	1,32	0,75	84,26	79,28	0,00	0,00	0,09	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 12	1,32	0,75	84,26	79,28	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 13	1,38	0,72	84,26	80,07	0,00	0,00	0,79	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 14	1,39	0,72	84,26	80,13	0,00	0,00	0,06	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 15	1,39	0,72	84,26	80,37	0,00	0,00	0,24	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 16	1,39	0,72	84,26	80,37	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 17	1,52	0,66	84,26	80,38	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 18	1,52	0,66	84,26	80,38	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 19	1,52	0,66	84,26	80,40	0,00	0,00	0,02	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 20	1,52	0,66	84,26	80,40	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 21	1,53	0,65	84,26	80,40	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 22	1,55	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 23	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 24	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 25	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 26	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 27	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 28	1,57	0,64	84,26	80,41	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 29	1,66	0,60	84,26	80,45	0,00	0,00	0,04	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 30	1,66	0,60	84,26	80,46	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 31	1,66	0,60	84,26	80,47	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 32	1,66	0,60	84,26	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 33	1,68	0,60	84,26	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 34	1,69	0,59	84,26	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 35	1,69	0,59	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 36	1,70	0,59	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 37	1,75	0,57	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 38	1,75	0,57	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 39	1,75	0,57	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 40	1,75	0,57	84,27	80,47	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 41	1,85	0,54	84,27	80,48	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 42	1,85	0,54	84,27	80,48	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 43	1,85	0,54	84,27	80,49	0,00	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 44	1,85	0,54	84,27	80,49	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 45	1,91	0,52	84,27	80,49	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 46	1,91	0,52	84,27	80,49	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 47	1,91	0,52	84,27	80,49	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 48	1,91	0,52	84,27	80,49	0,00	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 49	2,42	0,41	84,27	80,49	22,36	0,00	0,00	22,36	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 50	2,42	0,41	84,27	80,49	23,16	0,00	0,00	0,79	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 51	2,42	0,41	84,27	80,49	28,38	0,00	0,00	5,23	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 52	2,42	0,41	84,27	80,49	33,35	0,00	0,00	4,97	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 53	2,46	0,41	84,27	80,49	52,37	0,00	0,00	19,01	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 54	2,46	0,41	84,27	80,49	52,82	0,00	0,00	0,46	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 55	2,46	0,41	84,27	80,49	57,22	0,00	0,00	4,40	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 56	2,46	0,41	84,27	80,49	60,70	0,00	0,00	3,48	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 57	2,48	0,40	84,27	80,49	60,70	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 58	2,48	0,40	84,27	80,49	60,70	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 59	2,48	0,40	84,27	80,49	60,70	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 60	2,48	0,40	84,27	80,49	60,70	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 61	2,51	0,40	84,27	80,49	60,82	0,00	0,00	0,12	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 62	2,52	0,40	84,27	80,49	60,82	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 63	2,52	0,40	84,27	80,49	60,84	0,00	0,00	0,01	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 64	2,52	0,40	84,27	80,49	60,84	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 65	2,60	0,38	84,27	80,49	61,14	0,00	0,00	0,31	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 66	2,60	0,38	84,27	80,49	61,14	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 67	2,60	0,38	84,27	80,49	61,21	0,00	0,00	0,07	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 68	2,60	0,38	84,27	80,49	61,21	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 69	2,70	0,37	84,27	80,49	61,22	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 70	2,70	0,37	84,27	80,49	61,22	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 71	2,70	0,37	84,27	80,49	61,22	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 72	2,70	0,37	84,27	80,49	61,22	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 73	2,80	0,36	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,03	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 74	2,80	0,36	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 75	2,80	0,36	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,01	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 76	2,80	0,36	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 77	2,89	0,35	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 78	2,89	0,35	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 79	2,89	0,35	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 80	2,89	0,35	84,27	80,49	61,25	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 81	2,95	0,34	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 82	2,96	0,34	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 83	2,96	0,34	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 84	2,96	0,34	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 85	3,00	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 86	3,00	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 87	3,00	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 88	3,00	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 89	3,04	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 90	3,04	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 91	3,04	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 92	3,04	0,33	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 93	3,27	0,31	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 94	3,27	0,31	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 95	3,27	0,31	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 96	3,27	0,31	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 97	3,59	0,28	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 98	3,59	0,28	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 99	3,59	0,28	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 100	3,59	0,28	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 101	3,81	0,26	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 102	3,81	0,26	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 103	3,81	0,26	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 104	3,81	0,26	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 105	4,02	0,25	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 106	4,02	0,25	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 107	4,02	0,25	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 108	4,02	0,25	84,27	80,49	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 109	4,13	0,24	84,27	81,65	61,26	0,00	1,16	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 110	4,15	0,24	84,27	81,71	61,26	0,00	0,06	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 111	4,15	0,24	84,27	81,71	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 112	4,15	0,24	84,27	81,71	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 113	4,15	0,24	84,27	81,71	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 114	4,15	0,24	84,27	81,71	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 115	4,16	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,23	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 116	4,16	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 117	4,24	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 118	4,24	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 119	4,24	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 120	4,24	0,24	84,27	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 121	5,38	0,19	87,46	81,94	61,26	3,19	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 122	5,84	0,17	90,65	81,94	61,26	3,20	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 123	6,73	0,15	90,65	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 124	6,73	0,15	90,65	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 125	6,73	0,15	90,65	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 126	6,73	0,15	90,65	81,94	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 127	7,40	0,14	93,91	81,94	61,26	3,26	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 128	7,82	0,13	93,91	82,00	61,26	0,00	0,07	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21

7/ 129	7,84	0,13	93,91	82,03	61,26	0,00	0,03	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 130	7,85	0,13	93,91	82,04	61,26	0,00	0,01	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 131	7,85	0,13	93,91	82,04	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 132	8,51	0,12	93,91	86,03	61,26	0,00	3,99	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 133	8,90	0,11	93,91	86,03	61,26	0,00	0,00	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 134	9,11	0,11	93,91	87,15	61,26	0,00	1,12	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 135	9,16	0,11	93,91	87,17	61,26	0,00	0,02	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 136	9,17	0,11	93,91	87,19	61,26	0,00	0,02	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 137	9,18	0,11	93,91	87,43	61,26	0,00	0,24	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 138	9,38	0,11	93,91	90,47	61,26	0,00	3,04	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21
7/ 139	9,49	0,11	93,91	90,49	61,26	0,00	0,02	0,00	5840548,17	5840548,24	5840548,21

Tableau E.2. Evaluation des efforts sismiques longitudinaux et transversaux en tête de chaque appui.

Appuis	C01	P01	P02	P03	C02
FL (KN)	1655.981	3254.097	3602.973	3264.925	1664.166
FT (KN)	1421.484	2894.907	3156.472	3233.844	1399.731

Tableau E.3. Evaluation des efforts sismiques longitudinaux et transversaux en tête de chaque appareil d'appui.

Appuis	C01	P01	P02	P03	C02
FL (KN)	184.00	180.783	200.165	181.385	184.907
FT (KN)	157.900	160.828	175.359	179.658	155.500