

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structure

Thème

**Conception et étude d'un OA routier sur Oued El
Harrach, Entrant dans le cadre du projet de
dédoublement de la liaison Bir Touta-Sidi Moussa
au PK 6+600.**

Présenté par :

HAMLAOUI Yahia
AIS Mahmoud

Encadré par :

M. GUERFI Moussa

Promotion 2025 / 2026

Remerciements

Avant toute chose nous remercions le **Dieu** tout-puissant de nous avoir procuré la volonté et le courage de terminer ce travail.

Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à notre encadreur, Monsieur **GUERFI Moussa**, ingénieur d'ouvrage d'art (OA), pour son encadrement bienveillant, sa disponibilité, ses précieux conseils et le soutien constant qu'il nous a apporté tout au long de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à l'Ingénieure **BENADDAD Rym** pour son accompagnement, ses précieux conseils et son soutien tout au long de la réalisation de ce mémoire. Sa disponibilité, son sens du partage et la qualité de ses orientations ont été d'une grande aide dans l'aboutissement de ce travail.

Nous remercions également à **Benboukhari Abdellatif**, ainsi que Mr. **Mohamed Zitouni** et **Mohammed Bekhouche**, pour leur aide précieuse, leur disponibilité et leur dévouement chaque fois que nous avons eu besoin d'eux. Nous leur souhaitons plein succès dans leurs travaux de recherche doctoraux.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre professeur, Monsieur **Nadjib Zourgui**, pour la qualité de son enseignement, ses orientations éclairées et le soutien qu'il nous a accordé tout au long de notre parcours académique.

Merci à l'ensemble des professeurs et du corps enseignant de l'**E.N.S.T. P** pour leur dévouement et le savoir qu'ils nous ont transmis tout au long de notre formation.

Sans oublier nos plus précieux remerciements à nos familles et à nos amis, pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements et leur présence tout au long de notre parcours. Merci d'avoir été là dans les moments les plus importants.

Nous exprimons également nos vifs remerciements aux membres du jury d'avoir accepté de consacrer de leur temps à la lecture et à l'évaluation de ce modeste travail.

Dedication

I dedicate this honest work to....

All who stood by me in the long hard nights, in the frustrating times, when I was at my lowest states, the one who their presence brings warmth to my heart, whose encouragement gave me strength, and whose support helped me move forward, thank you for being by my side my dear parents, may god bless you and protect you.

My two little sisters and my younger brother, your love, laughter and innocent joy have always brought light to my hardest days. May you always dream big and believe in yourselves, just as I will always believe in you.

BENADDAD RYM, for your wisdom and guidance throughout the whole period of the internship, for here will on helping me throughout this journey, was there when I needed her the most, no words can describe how much grateful for you, may God help you and protect you.

You, my partner, who was always present for me during the period of this work, it was a pleasure to work with you, thank you.

To ***Moussa Guerfi***, my supervisor, whose experience, expertise, and guidance were invaluable throughout this work. I am deeply grateful for his support and encouragement.

All my friends ***Yidir, Hilal, Oubochou, Omar***, and distance never weakened your support or your place in my heart, your encouragement meant more to me than you can imagine.

Also, to my Homies ***Jacob, Le Grait, Zait, Benmiloud, Zouaoui, Nouioua, Khaled, Ismail, Seddiki, Djassim, Nizar, Akram, Moh, Islem, Youcef, Mnouer, Abibes***, and others who I can't mention their names, thank you for your help during this period, I will always be grateful for your kindness, patience, and the beautiful memories we shared.

Thank you.

H. YAHIA

Dédicaces

À ma très chère mère, Pour son amour infini, son soutien constant et ses sacrifices tout au long de mon parcours. Ses encouragements ont toujours été une source de force et de motivation. Qu'Allah la protège et lui accorde santé, bonheur et longue vie.

À mon cher père, Pour ses efforts, ses précieux conseils et sa confiance inébranlable en moi. Son soutien et son exemple m'ont guidé vers la réussite. Qu'Allah le préserve et le récompense abondamment.

Cette dédicace est avant tout un témoignage d'amour et de reconnaissance envers mes parents, qui ont toujours été mon refuge dans les difficultés et ma plus grande source de motivation.

À mes deux sœurs, à mes deux frères, à mon neveu, à son père ainsi qu'à tous mes proches, pour leur affection, leur soutien moral et leurs encouragements constants. Leur présence à mes côtés a constitué une source de réconfort et de confiance tout au long de cette aventure.

À Monsieur Moussa Guerfi, mon encadrant, pour ses précieux conseils, son soutien et ses encouragements tout au long de ce travail. Je lui exprime ma sincère gratitude pour son accompagnement et sa disponibilité.

À mes confrères et amis fidèles :H.Yahia, G.Aymen, Z.Abdeldjalil, S.Islam, N.Yacine, B.Walid, B.Abbes, H.Ismail, K.Khaled, B.Nizar, G.Djassim, K.Akram, M.Mohamed, H.Ihab, K.Yasser, Ys.Mohamed, A.Islam, B.Sofiane, Z.Abesslam, A.Yidir, B.Midou, L.Saleh, L.Oussama, B.khalifa, K.Abelkarim, F.Bilal, B.Haithem, Hamidou, Sohaib, Hichem.

À tous mes camarades ainsi qu'aux enseignants de l'ENSTP. Enfin, à toutes celles et ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire : recevez l'expression de ma profonde reconnaissance.

A. Mahmoud

ملخص

يتناول مشروع التخرج هذا تصميم ودراسة منشأة طرقية على وادي الحراش، في إطار مشروع ازدواجية الطريق الرابط بين بئر توتة وسيدي موسى عند النقطة الكيلومترية 6+600. يعرض هذا البحث أولاً دراسة بيليوغرافية حول ظاهرة النحر (الانجراف حول الأساسات)، ثم يقدم عرضاً للمنشأة مع تقييم الأحمال وفرضيات الحساب. وقد تم اقتراح ثلاث بدائل تصميمية ودراستها ومقارنتها، مما أدى إلى اختيار الحل الأكثر ملاءمة والمتمثل في جسر ذي عوارض خرسانية سابقة الإجهاد بنظام الشد اللاحق.

تعتمد دراسة البديل المختار على النمذجة والتحقق الإنشائي باستخدام برامج MIDAS Civil و Robot Structural Analysis و CSI Bridge، مع الاستعانة بمولد ملفات MCT مطوّور بلغة Python، بفتح قراءة بيانات Excel وأتمتة إنشاء نموذج الجسر في برنامج MIDAS Civil. وقد أجريت جميع عمليات التحقق وفقاً للمعايير واللوائح المعمول بها.

الكلمات المفتاحية: منشأة طرقية، حفر هيدروليكي، خرسانة مسبقة الإجهاد، شد لاحق، Robot Midas Civil، Robot Structural Analysis، CSI Bridge، مولّد MCT، لغة البرمجة بايثون.

Résumé

Le présent projet de fin d'études porte sur la conception et l'étude d'un ouvrage d'art routier sur Oued El Harrach, dans le cadre du dédoublement de la route Bir Touta – Sidi Moussa au PK 6+600. Ce mémoire présente d'abord une recherche bibliographique sur l'affouillement, puis une présentation de l'ouvrage avec l'évaluation des charges et des hypothèses de calcul. Trois variantes de conception ont été proposées, étudiées et comparées, conduisant au choix de la solution la plus avantageuse : un pont à poutres précontraintes par post-tension. L'étude de la variante retenue repose sur une modélisation et une vérification structurale réalisées à l'aide des logiciels MIDAS Civil, Robot Structural Analysis et CSI Bridge, avec l'appui d'un générateur MCT développé en Python permettant de lire les données Excel et d'automatiser la création du modèle de pont dans MIDAS Civil. Les vérifications sont effectuées conformément aux normes et règles en vigueur.

Mots clés : Ouvrage d'art routier, affouillement, béton précontraint, post-tension, MIDAS Civil, CSI Bridge, Robot Structural Analysis, générateur MCT, langage Python.

Abstract

This end-of-studies project focuses on the design and study of a road bridge over Oued El Harrach within the road duplication project Bir Touta – Sidi Moussa at PK 6+600. The thesis first presents a bibliographic study on bridge scour, followed by a description of the structure with load evaluation and design assumptions. Three design alternatives were proposed, analyzed, and compared, leading to the selection of the most suitable solution: a prestressed beam bridge with post-tensioning. The selected variant was then studied through structural modelling and verification using MIDAS Civil, Robot Structural Analysis, and CSI Bridge. An MCT generator developed in Python was employed to read Excel data and automatically create the bridge model in MIDAS Civil. All calculations and verifications were carried out in accordance with applicable standards and norms.

Key words: road bridge, bridge scour, prestressed concrete, post-tension, MIDAS Civil, CSI Bridge, Robot Structural Analysis, MCT generator, Python language.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I :	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. CONTEXTE HYDRAULIQUE ET GEOTECHNIQUE	2
I.3. IMPORTANCE DU PHENOMENE DANS LE DIMENSIONNEMENT DES PONTS	3
I.4. DEFINITION ET MECANISMES DE L'AFFOUILLEMENT	4
I.4.1. Processus Physique : Erosion, Transport Sédimentaire et Turbulence	4
I.4.1.1. Le Diagramme de Shields et la Tension de Cisaillement	4
I.4.1.2. Transport Sédimentaire et Bilan Sédimentaire	5
I.4.1.3 Rôle de la Turbulence-Tourbillons en Fer à Cheval	5
I.5. INTERACTION FLUIDE-SOL-STRUCTURE	6
I.6. FACTEURS INFLUENTS SUR L'AFFOUILLEMENT	7
I.6.1. Paramètres Hydrauliques	7
I.6.2. Paramètres Sédimentaires	7
I.6.3. Paramètres Géométriques	7
I.7. TYPES D'AFFOUILLEMENT	8
I.7.1. Affouillement General (Long-term Bed Degradation).....	8
I.7.2. Affouillement de Contraction	9
I.7.3. Affouillement Local-Piles et culées	10
I.7.3.1. Affouillement Local des Piles	10
I.7.3.2. Affouillement Local des Culées	11
I.7.4. Représentation Schématique des Types d'affouillement	11
I.8. POURQUOI L'AFFOUILLEMENT EST DANGEREUX	12
I.8.1. Impact sur la stabilité des Fondations	12
I.8.2. Réduction de la capacité portante	13
I.8.3. Cas Réels d'Effondrement de Ponts lies à l'Affouillement	13
I.8.3.1. Pont de Schoharie Creek-New York, Etats-Unis (1987)	13
I.8.3.2. Pont de la rivière Hatchie-Tennessee, Etats-Unis (1989)	14

I.8.3.3. Pont de la Fella-Italie (2003)	15
I.8.3.4. Pont sur le Golo-Haute-Corse, France (1973)	15
I.8.4. Statistiques Internationales.....	16
I.9. METHODES DE CALCUL DE L’AFFOUILLEMENT	16
I.9.1. Présentation des Formules Empiriques	16
I.9.1.1. Cadre Normatif Algérien et Français pour le Dimensionnement Anti-affouillement	16
I.9.1.2. Formule CSU/HEC-18 (Colorado State Université)	17
I.9.1.3. Note sur l'origine du facteur K_2	17
I.9.1.4. Formule de Froehlich (1988)	18
I.9.1.5. Formule de Laursen pour l’Affouillement de Contraction	18
I.9.1.6. Formule HIRE pour l’Affouillement des Culées	19
I.9.2. Comparaison et limites des modèles	19
I.10. METHODES DE PREVENTION ET DE PROTECTION	20
I.10.1. Solutions structurelles	20
I.10.1.1. Enrochements (Riprap)	20
I.10.1.2. Gabions	21
I.10.1.3. Radiers et Dalles de Protection	21
I.10.1.4. Fondations Profondes et Renforcement	22
I.10.2. Solutions Hydrauliques	22
I.10.2.1. Aménagement du Lit et Défecteurs	22
I.10.2.2. Dissipateurs d’Energie et Seuils	22
I.10.3. Surveillance et Maintenance	22
I.11. INFLUENCE DU CHANGEMENT CLIMATIQUE SUR L’AFFOUILLEMENT	23
I.11.1. Impact sur les Débits et les Crues	23
I.11.2. Augmentation du Risque d’Affouillement	24
I.11.3. Stratégies d’Adaptation au Changement Climatique	24
I.12. CONCLUSION	25

CHAPITRE II :

PRESENTATION DE L’OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION.....	26
--------------------------------	-----------

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	26
II.2.1. Objectif du projet	26
II.2.2. Situation du site	27
II.2.3. L'obstacle à franchir	27
II.3. LES DONNEES DU PROJET	27
II.3.1. Les données fonctionnelles	27
II.3.1.1. Tracé en plan	27
II.3.1.2. Profil en long	28
II.3.1.3. Profil en travers	28
II.3.2. Les données naturelles	29
II.3.2.1. Topographie.....	29
II.3.2.2. Géotechnique.....	29
II.3.2.3. Sismicité du site	31
II.3.2.4. Climatologie.....	31
II.3.2.5. Hydrologie	32
II.4. CONCLUSION	32

CHAPITRE III : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION	33
III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION.....	33
III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 : « Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension »	33
III.3.1. Conception longitudinale.....	34
III.3.2. Conception transversale	34
III.3.3. Conception de l'infrastructure	35
III.3.3.1. Piles.....	35
III.3.3.2. Culées.....	36
III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs »	38
III.4.1. Conception longitudinale.....	38
III.4.1.1. Découpage des voussoirs	38

III.4.2. Conception transversale.....	38
III.4.3. Conception de l'infrastructure	40
III.4.3.1. Piles	40
III.4.3.2. Culées.....	41
III.5. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « Pont Mixte Bipoutre »	43
III.5.1. Conception longitudinale	43
III.5.2. Conception Transversale	43
III.5.3. Conception de l'infrastructure	45
III.5.3.1. Piles	45
III.5.3.2. Culées.....	46
III.6. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	48
III.7. ANALYSE MULTICRITERE	50
III.8. CONCLUSION	52

CHAPITRE IV : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION.....	53
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL	53
IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....	53
IV.3.1. Béton.....	53
IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques	53
IV.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression	54
IV.3.1.3. Déformation du béton	54
IV.3.2. Armatures	55
IV.3.2.1. Armatures passives.....	55
IV.3.2.2. Armatures actives	55
IV.4. EVALUATION DES ACTIONS	56
IV.4.1. Les charges permanentes	56
IV.4.2. Les éléments porteurs (CP)	56
IV.4.3. Les compléments de charges permanentes	57
IV.4.4. Les actions dues aux trafics	58

IV.4.4.1. Systèmes de charges a considère.....	58
IV.4.4.2. Caractéristiques du pont	58
IV.4.4.3. Système de charge A	59
IV.4.4.4. Systèmes de charges B	60
IV.4.4.5. Charges militaires MC120	63
IV.4.4.6. Charges exceptionnelles D240	64
IV.4.4.7. Charge sur trottoirs.....	64
IV.4.4.8. Coefficient de majoration dynamique :.....	65
IV.4.4.9. Coefficient de majoration dynamique	65
IV.4.5. Actions climatiques.....	66
IV.4.5.1. Action thermique.....	66
IV.4.6. Action sismique.....	66
IV.4.6.1. Coefficient d'accélération de zone	66
IV.4.6.2. Classification des sites	66
IV.4.6.3. Spectre de réponse	66
IV.5. COMBINAISONS D'ACTIONS.....	68
IV.5.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique	68
IV.5.2. Combinaison des actions	69
IV.6. CONCLUSION.....	69

CHAPITRE V : Calcul du Tablier

V.1. INTRODUCTION	70
V.2. CALCUL LONGITUDINAL	70
V.2.1. Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges	70
V.2.2. Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges	71
V.2.2.1 Surcharge de type « A(L) »	71
V.2.2.2. Système de charges Bc	71
V.2.2.3. Système de chargement B _t	74
V.2.2.4. Système de charges Mc120	75
V.2.2.5. Système de charges D240.....	76

VII.3.5. Trace de câble	97
VII.4. EVALUATION DES PERTES DU PRECONTRAINTES	100
VII.4.1. Pertes de tension instantanées	100
VII.4.1.1. Pertes par frottement	100
VII.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage	101
VII.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton	102
VII.4.2. Pertes de tension différées	103
VII.4.2.1. Pertes par retrait	103
VII.4.2.2. Pertes par fluage	104
VII.4.2.3. Pertes par relaxation	105
VII.4.3. Pertes Totales	106
VII.4.4. Phasage de construction	107
VII.4.4.1. Propriétés des câbles de précontrainte dans Midas civil	108
VII.4.4.2. Les phases de la construction	108
VII.4.4.3. Pertes de précontraintes	112
VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES	112
VII.5.1. Section de vérification	112
VII.5.2. Limitation des contraintes	113
VII.5.3. Justification des contraintes normales.....	113
VII.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	114
VII.7. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL	115
VII.7.1. Armatures longitudinales de peau	116
VII.7.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues	116
VII.7.3. Justification de la poutre a l'ELU	117
VII.7.3.1. Justification des contraintes normales	117
VII.7.4. Justification Vis-à-vis des contraintes tangentielles	120
VII.7.5. Etude de la zone d'about (forces concentrées)	122
VII.8. CONCLUSION.....	125

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

VIII.1. INTRODUCTION	126
VIII.2. FLECHE ET CONTRE FLECHE	126
VIII.2.1. Fleche due au poids propre	126
VIII.2.2.2 Contre-Flèche de Précontrainte	126
VIII.2.3. Fleche due à la construction	127
VIII.2.4. Fleche maximale à L'ELS	127
VIII.2.5. Fleche totale	127
VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE	127
VIII.3.1. Principe de ferrailage	127
VIII.3.2. Evaluation des efforts : d'après logiciel Midas civil	128
VIII.3.3. Ferrailage de de l'entretoise	129
VIII.4. ETUDE DE L'HOUDIS	129
VIII.4.1. Géométrie de l'Hourdis	129
VIII.4.2. Évaluation des efforts	129
VIII.4.3. Ferrailage de la dalle	131
VIII.5. CONCLUSION	133

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

IX.1. INTRODUCTION	134
IX.2. APPAREIL D'APPUIE	134
IX.2.1. Choix des appareils d'appuis	134
IX.2.2. Evaluation des efforts appliques sur les appareils d'appuis	135
IX.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui	135
IX.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère	135
IX.2.2.3. Dimensions en plan	136
IX.2.3. Stabilité au flambement	137
IX.2.4. Respect de la limite de déformation	138
IX.2.5. Stabilité en rotation	139
IX.2.6. Traction des frettes	139

IX.2.7 Vérification de la condition de non-glissement	139
IX.3. ETUDE SISMIQUE	142
IX.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal	143
IX.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversale	144
IX.3.3. Evaluation de l'effort sismique longitudinal	145
IX.4. METHODE DE REPONSE SPECTRAL	145
IX.4.1. Modes Significatifs	146
IX.4.2. Vérification des Appareils d'appui (RPOA 2008 — Article VI.3.7)	147
IX.4.2.1. Résistance à la compression	148
IX.4.2.2. Sécurité au flambement	148
IX.4.2.3. Limitation de la distorsion.....	148
IX.4.2.4. Condition du non-glissement	149
IX.5. DÉS D'APPUIS	150
IX.5.1. Dimensionnement du dé d'appui	150
IX.5.2. Ferrailage du dé d'appui	150
IX.6. PLOT PARASSISMIQUE	151
IX.7. JOINTS DE DILATATION	151
IX.7.1. Dimensionnement du joint de dilatation	151
IX.7.2. Type du joint	151
IX.8. CONCLUSION	152

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION	153
X.2. ETUDE DE LA PILE	154
X.2.1. Conception de la pile	155
X.2.1.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement	156
X.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la pile	156
X.2.3. Elément de ferrailage	157
X.2.3.1. Ferrailage de la pile	160
X.2.3.2. Ferrailage de cheville	160

X.3. ETUDE DE FONDATION	161
X.3.1. Ancrage des pieux	162
X.3.2. Modèle de calcul	162
X.3.3. Modélisation du comportement transversal et axial des pieux-Ressorts horizontaux	162
X.3.4. Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée	162
X.3.5. Vérification d'arrachement	164
X.3.6. Ferrailage de la semelle sous pile	164
X.3.6.1. Ferrailage de la semelle sous pile	164
X.3.6.2. Ferrailage des pieux	166
X.3.6.3. Ferrailage Transversales des pieux	167
X.4. ETUDE DE LA CULEE.....	169
X.4.1 Dimensionnement de la culée	169
X.4.2. Modèle de calcul	170
X.4.3. Détermination des sollicitations	171
X.4.3.1 Action du tablier	171
X.4.3.2. Action Permanente	171
X.4.3.3. Détermination des sollicitations sismiques.....	172
X.4.4. Ferrailage des éléments de la culée	174
X.4.4.1. Mur frontal	174
X.4.4.2. Mur garde de grève	175
X.4.4.3. Mur en retour	176
X.4.4.4. Dalle de transition.....	177
X.4.4.5. Corbeau	178
X.4.5. Ferrailage des éléments du semelles	178
X.4.6. Ferrailage des Pieux	179
X.4.6.1. Ferrailage longitudinale	179
X.4.6.2. Ferrailage Transversale	180
X.5. CONCLUSION	185

XI.1. INTRODUCTION — Le Codage au Service du Génie Civil.....	186
XI.2. MIDAS CIVIL ET LE FORMAT MCT	186
XI.2.1. Présentation de Midas Civil	186
XI.2.2. Le Format MCT — Midas Civil Text	187
XI.2.3. Intérêt du Format MCT pour l'Automatisation	187
XI.3 LE CODE PYTHON — GENERATEUR MCT POUR PONTS ROUTIERS A POUTRE	187
XI.3.1. Architecture Générale	187
XI.3.2. Lecture du Fichier Excel	188
XI.3.3. Génération des Nœuds	189
XI.3.4. Génération des Eléments	190
XI.3.5. Poutres Longitudinales	190
XI.3.6. Eléments Transversaux et GC	190
XI.3.7. Modélisation des Appuis	191
XI.3.8. Modélisation des Appuis	191
XI.3.8.1. Gestion du Cas de Charge SW (Poids Propre)	191
XI.3.8.2. Charges de Pression — Calcul des Fractions D1/D2	192
XI.3.8.3. Combinaisons de Charges	192
XI.4. GUIDE D'UTILISATION DU FICHIER EXCEL	193
XI.4.1. Organisation des Feuilles	193
XI.4.2. Système de Couleurs — Ce qu'il faut Remplir et ce qu'il ne faut pas Toucher ...	197
XI.4.3. Convention Importantes	197
XI.4.3.1. Valeurs Nulles pour Désactiver un Elément	197
XI.4.3.2. Valeurs Négatives pour les Décalages Y	197
XI.4.3.3. Le Symbole '/' dans la Cellule SW	197
XI.4.3.4. Lien entre l'Excel et le Code Python	197
XI.5. VALIDATION ET RESULTATS	197
XI.5.1. Pont Test n°1: OA MASCARA LOT 1.....	198
XI.5.2. Pont Test n°2	201
XI.6. CONCLUSION	205

CONCLUSION GENERALE	206
----------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I.1 : phénomène de l'Affouillement Commune d'El Maârif, Wilaya de M'Sila, Le 07/05/2026.....	2
Figure I.2 : Importance du Phénomène de l'Affouillement.....	3
Figure I.3 : Diagramme de Shields.....	4
Figure I.4 : Tourbillons en Fer à Cheval.	6
Figure I.5 : Les Trois Types d'Affouillement.....	8
Figure I.6 : Affouillement de Contraction.....	10
Figure I.7 : Affouillement Local d'une Pile.....	10
Figure I.8 : Affouillement Local d'une Culée.....	11
Figure I.9 : Représentation Schématique des Types d'affouillement.	11
Figure I.10 : Impact sur la stabilité des Fondations.	12
Figure I.11 : Pont de Schoharie Creek-New York, Etats-Unis (1987).....	14
Figure I.12 : Pont de la rivière Hatchie-Tennessee, Etats-Unis (1989).....	14
Figure I.13 : Pont de la Fella-Italie (2003).....	15
Figure I.14 : Pont sur le Golo-Haute-Corse, France (1973).....	15
Figure I.15 : Paramètres Géométriques de la Formule HEC-18 pour l'Affouillement Local..	17
Figure I.16 : Méthode de Prevention et de Protection Enrochements (Riprap).	21
Figure I.17 : Surveillance et Maintenance des Ponts.	23

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 : Vu en plan de l'ouvrage d'art routier sur Oued El-Harrach	26
Figure II.2 : Implantation de l'ouvrage sur Google Earth.....	27
Figure II.3 : Tracé en plan de la voie portée.	28
Figure II.4 : Profil en long de la voie portée.	28
Figure II.5 : Profil en travers type de la voie portée.	29

CHAPITRE III : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Figure III.1 : Coupe transversale d'un voussoir.....	38
Figure III.2 : Schema descriptif d'une poutre PRS	43

CHAPITRE IV : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure IV.1 : Les contraintes admissibles de la classe II de la précontrainte	56
Figure IV.2 : Coupe longitudinal de la poutre précontrainte	56
Figure IV.3 : Largeur chargeable	59
Figure IV.4 : Schéma représentatif d'un convoi d'intervention type Bc.....	61
Figure IV.5 : Caractéristiques du système de chargement Br	62
Figure IV.6 : Caractéristiques du système de chargement B_t	62
Figure IV.7 : Système de chargement Mc120.....	64
Figure IV.8 : Système de chargement D240	64
Figure IV.9 : Spectre de réponse élastique : composante horizontale	67
Figure IV.10 : Spectre de réponse élastique : composante verticale.....	68

CHAPITRE V : Calcul du Tablier

Figure V.1 : Sollicitations dues au poids propre	70
Figure V.2 : Surcharge A(L)1v uniformément répartie	71
Figure V.3 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=0L)	71
Figure V.4 : Poutre sous la surcharge Bc à (x=L/4).....	72
Figure V.5 : Positionnement de la résultante des charges Bc selon Barré.....	73
Figure V.6 : Répartition de la charge Bt pour le calcul de l'effort tranchant.....	74
Figure V.7 : Positionnement de la résultante des charges Bt selon Barré.....	75
Figure V.8 : Positionnement de la charge Mc120 pour le calcul de l'effort tranchant	75
Figure V.9 : Positionnement de la charge Mc120 pour un moment max.....	76
Figure V.10 : Positionnement de la charge D240 pour une réaction max	76
Figure V.11 : Positionnement de la charge D240 pour un moment max	77
Figure V.12 : Surcharges sur trottoirs	78

CHAPITRE VI : CALCUL AUTOMATIQUE

CHAPITRE VI : CALCUL AUTOMATIQUE

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure VII.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.....	97
Figure VII.2 : Tendon property in Midas civil	108
Figure VII.3 : Phase1-Mise en précontrainte initiale (CS1-PS1).....	109
Figure VII.4 : Phase2 -Mise en précontrainte complémentaire (PS2)	109
Figure VII.5 : Phase3 -Bétonnage de la dalle (CS3-slab pouring).....	110
Figure VII.6 : Phase4 -Durcissement de la dalle (CS3-2 slab hardening)	111
Figure VII.7 : Phase finale -Mise en service à long terme	111
Figure VII.8 : Diagramme des contrainte dans la section médiane.....	116
Figure VII.9 : Diagramme des déformations et des contraintes à l'ELU.....	117

Figure VII.10 : Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.....	117
Figure VII.11 : Equation d'équilibre	118
Figure VII.12 : Zone de concentration des contraintes	122

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Figure VIII.1 : Fleche de la poutre due au poids propre	126
Figure VIII.2 : contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.	126
Figure VIII.3 : Fleche max de la poutre a L'ELS	127
Figure VIII.4 : Moment max de l'entretoise a L'ELU	129
Figure VIII.5 : Moment max de l'entretoise a L'ELS.....	129
Figure VIII.6 : Effort tranchant max de l'entretoise a l'ELU	129
Figure VIII.7 : Moment max Mxx de la dalle a l'ELU	130
Figure VIII.8 : Moment max Mxx de la dalle a l'ELS.....	130
Figure VIII.9 : Moment max Myy de la dalle a l'ELU	130
Figure VIII.10 : Moment max Myy de la dalle a l'ELS.....	131

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Figure IX.1 : définition géométrique d'un appareil d'appui	134
Figure IX.2 : Détail des dimensions de l'appareil d'appui retenu	137
Figure IX.3 : Model global par Midas.....	146
Figure IX.4 : Ferrailage de dé d'appui	151
Figure IX.5 : type de joint de chaussée	152

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure X.1 : Schema de la pile	154
Figure X.2 : Vue en plan de la pile.....	155
Figure X.3 : Vue 3D de la pile avec AUTOCAD 3D	155
Figure X.4 : Moment max a L'ELU	158
Figure X.5 : Moment max a L'ELS.....	158
Figure X.6 : Moment max a L'ELA	158

Figure X.7 : Dimensions du chevêtre a la torsion	159
Figure X.8 : modèle de la semelle [MIDAS CIVIL].....	161
Figure X.9 : modèle de la semelle [MIDAS CIVIL].....	162
Figure X.10 : Lois d'interaction sous sollicitations de courte et de longue durée	162
Figure X.11 : La loi de mobilisation du frottement latéral τ et de l'effort de pointe q.....	163
Figure X.12 : Cas de chargement le plus défavorable sur la courbe d'interaction N-M	166
Figure X.13 : Cas de chargement le plus défavorable sur la courbe d'interaction N-M	167
Figure X.14 : Zone critique à la tête du pieu (RPOA 2008 §7.6.2.1)	167
Figure X.15 : Schema de la Culée.....	170
Figure X.16 : Modèle 3d de la Culée	170
Figure X.17 : Distribution du moment M_{xx} sur le mur frontal.....	174
Figure X.18 : Distributions du moment M_{yy} sur le mur garde grève	176
Figure X.19 : Distribution du moment M_{xx} sur le mur en retour	177
Figure X.20 : Cas de chargement le plus défavorable sur la courbe d'interaction N-M	180
Figure X.21 : Zone critique à la tête du pieu (RPOA 2008 §7.6.2.1)	180
Figure X.22 : Nomenclature des aciers de la culée	185

CHAPITRE XI :

MCT GENERATOR

Figure XI.1 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section About et bloc d'identification du projet	193
Figure XI.2 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section Médiane avec légende des couleurs et explication des colonnes G & H	194
Figure XI.3 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section Intermédiaire et visualisation de son 4profil en I composite	194
Figure XI.4 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres des sections secondaires — Entretoise, Transversale et GC (type DBUSER, forme SB)	194
Figure XI.5 : Feuille « Section & Matériaux » : tableau des propriétés des matériaux béton et sélection du matériau principal par l'utilisateur.....	195
Figure XI.6 : Feuille « Loads » : tableau de saisie des charges permanentes et des surcharges d'exploitation	195
Figure XI.7 : Feuille « Loads » : définition des voies de chargement — excentricité, largeur de voie et espacement des roues pour chaque convoi	196

Figure XI.8 : Feuille « Loads » : coefficients d'amplification dynamique saisis par l'utilisateur pour chaque convoi	196
Figure XI.9 : Combinaisons de charges ELU et ELS selon le RCPR.....	196
Figure XI.10 : Diagramme de moment fléchissant Sous charges permanentes (G) — modèle générer	198
Figure XI.11 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle générer.....	199
Figure XI.12 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle générer	199
Figure XI.13 : Diagramme de moment fléchissant sous charges permanentes (G) — modèle de référence SETS.....	200
Figure XI.14 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle de référence SETS200	
Figure XI.15 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle de référence SETS	201
Figure XI.16 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle générer.....	201
Figure XI.17 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle générer	202
Figure XI.18 : Diagramme de moment fléchissant Sous charges permanentes (G) — modèle générer	202
Figure XI.19 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle de référence SETS203	
Figure XI.20 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle de référence SETS	203
Figure XI.21 : Diagramme de moment fléchissant sous charges permanentes (G) - modèle de référence SETS.....	204

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I.1 : Paramètres influençant l'affouillement local des piles de pont.....	8
Tableau I.2 : Classification des types d'affouillement et méthodes d'évaluation associée	12
Tableau I.3 : Statistiques internationales des effondrements de ponts liés à l'affouillement ..	16
Tableau I.4 : Influence de la forme de la pile sur le coefficient K_1 (méthode CSU/HEC-18).	18
Tableau I.5 : Comparaison des principales formules empiriques de calcul de l'affouillement local	20

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau II.1 : Compagne de recherche géotechnique	30
---	----

CHAPITRE III : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 : Prédimensionnement de la 1ère variante.....	34
Tableau III.2 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 1	35
Tableau III.3 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 1	36
Tableau III.4 : Les dimensions de la section transversale du voussoir	39
Tableau III.5 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2	40
Tableau III.6 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2	41
Tableau III.7 : Définition des sections des éléments de la structure	44
Tableau III.8 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3	45
Tableau III.9 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3	46
Tableau III.10 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1	48
Tableau III.11 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2	48
Tableau III.12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3	49
Tableau III.13 : Montant total de chaque variante	50
Tableau III.14 : Analyse multicritère des variantes	50
Tableau III.15 : Grille de notation des variantes selon les critères de choix	51

CHAPITRE IV : EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 : Les caractéristiques mécaniques du béton	53
Tableau IV.2 : Les contraintes admissibles du béton.....	54
Tableau IV.3 : Les contraintes admissibles des armatures passives	55
Tableau IV.4 : Poids propre d'une poutre	57
Tableau IV.4 : Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes	58
Tableau IV.6 : Coefficient α_l	60
Tableau IV.7 : Les valeurs de $A(l)$	60
Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient b_c selon la classe de pont et nombre de voies	61
Tableau IV.9 : Efforts de calcul du système de charge B_c	62
Tableau IV.10 : Valeurs du coefficient b_t selon la classe de pont	63
Tableau IV.11 : Efforts de calcul du système de charge B_t	63
Tableau IV.12 : coefficient de majoration dynamique.....	65
Tableau IV.13 : Effort de freinage du système A	66

CHAPITRE V : Calcul du Tablier

Tableau V.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G.....	70
Tableau V.2 : Les éléments de réduction sous $A(L)$	71
Tableau V.3 : Moments et réactions engendrés par $A(L)$	71
Tableau V.4 : Efforts tranchants dus surcharge B_c	72
Tableau V.5 : Moment fléchissant sous charge B_c	74
Tableau V.6 : Effort tranchant sous charge B_t	74
Tableau V.7 : Moment fléchissant sous charge B_t	75
Tableau V.8 : Effort tranchant sous charge M_{c120}	76
Tableau V.9 : Moment fléchissant sous charge M_{c120}	76
Tableau V.10 : Effort tranchant sous charge D_{240}	77
Tableau V.11 : Moment fléchissant sous charge D_{240}	77
Tableau V.12 : Les efforts internes sous charge S_t	78
Tableau V.13 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges	78

CHAPITRE VI : CALCUL AUTOMATIQUE

Tableau VI.1 : Comparaison des entreprises éditrices des logiciels de modélisation.....	81
Tableau VI.2 : Comparaison entre les 3 logiciels de modélisations	82
Tableau VI.3 : Tableau comparatif des résultats Robot et Midas de moment fléchissant	88
Tableau VI.4 : Tableau comparatif des résultats CSI Bridge et Midas de moment fléchissant.....	89

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau VII.1 : Caractéristique de la poutre	93
Tableau VII.2 : Caractéristique du béton	93
Tableau VII.3 : Résultats du logiciel.....	94
Tableau VII.4 : Evaluation de P_{min}	95
Tableau VII.5 : Détermination du nombre de câble.....	95
Tableau VII.6 : Caractéristiques de la 1ère et 2ème phase de vérification des contraintes	96
Tableau VII.7 : Caractéristiques de la 3ème et 4ème phase de vérification des contraintes ...	96
Tableau VII.8 : Estimation des contraintes et interprétation des résultats	97
Tableau VII.9 : Caractéristiques du tracé des câbles	98
Tableau VII.10 : Evaluation des pertes du frottements	100
Tableau VII.11 : Pertes moyennes de contrainte par frottement.....	101
Tableau VII.12 : Pertes de contrainte dues au recul d'ancrage par câble	101
Tableau VII.13 : paramètres de calcul des pertes par déformation élastique du béton.....	102
Tableau VII.14 : Pertes de contrainte par déformation élastique du béton	103
Tableau VII.15 : Pertes de contraintes par retrait.....	103
Tableau VII.16 : Paramètre de calcul et valeurs de σ_b	104
Tableau VII.17 : Paramètre de calcul et valeurs de σ_m pour le fluage.....	105
Tableau VII.18 : Pertes de contrainte par fluage du béton.....	105
Tableau VII.19 : Pertes de contrainte par relaxation de l'acier.....	106
Tableau VII.20 : Récapitulatif des pertes de contrainte par précontrainte à mi-travée.....	106

Tableau VII.21 : Récapitulatif des pertes de précontrainte extraites de MIDAS Civil.....	112
Tableau VII.22 : caractéristique géométrique des sections de vérifications	112
Tableau VII.23 : Contraintes limites admissibles selon le BPEL 91	113
Tableau VII.24 : Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2.....	113
Tableau VII.25 : Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4.....	114
Tableau VII.26 : Contribution des câbles de précontrainte a l'effort tranchant réduit	115

CHAPITRE VIII : ETUDE DE TABLIER

Tableau VIII.1 : Résultats de calcul de ferrailage de l'entretoise	129
Tableau VIII.2 : Moments max de l'hourdis a l'ELU et a l'ELS.....	131
Tableau VIII.3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle dans les sens xx.....	131
Tableau VIII.4 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle dans les sens yy.....	131

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DE PONT

Tableau IX.1 : Sollicitations et déplacements de calcul sur les appareils d'appui	135
Tableau IX.2 : Les dimensions de l'appareil d'appui retenu	137
Tableau IX.3 : Tableau récapitulatif des vérifications aux états limites ultimes (ELU) des appareils d'appui	140
Tableau IX.4 : Calculs des raideurs - variante 1	143
Tableau IX.5 : répartition de la force sismique sur chaque appui au prorata des raideurs	144
Tableau IX.6 : Vérification nécessaire pour chaque élément de la structure à l'ELU	145
Tableau IX.7 : vérification des périodes.	145
Tableau IX.8 : Modes propres et participation de masse	146

CHAPITRE X : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau X.1 : Dimensions géométrique de la pile	153
---	-----

Tableau X.2 : Vérification du risque de flambement des piles du pont	154
Tableau X.3 : Efforts internes appliqués à la pile 04 pour les différentes Etat limites	157
Tableau X.4 : Distribution de la section d'armature transversale	157
Tableau X.5 : Ferrailage du chevêtre sous moment maximal	158
Tableau X.6 : $Q_{\max}$ et $Q_{\min}$ pour chaque état limite	160
Tableau X.7 : Calcul de K_f , K_t et K_q pour une profondeur de 12m	163
Tableau X.8 : Réactions de la pile sur les semelles pour les différentes combinaisons de charges	164
Tableau X.9 : les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile.....	165
Tableau X.10 : les efforts extrêmes agissant sur les pieux.....	166
Tableau X.11 : Zonage de ferrailage des pieux sous pile	167
Tableau X.12 : Nombre minimal de cerces par mètre et espacement maximal	168
Tableau X.13 : Les dimensions de la culée	169
Tableau X.14 : Action du tablier sur la culée.....	171
Tableau X.15 : Poids et Pousse des terres	172
Tableau X.16 : Effort d'inertie sismique de la structure	172
Tableau X.17 : Coefficient de calcul de la poussée dynamique.....	173
Tableau X.18 : Calcul des poussées dynamiques.....	174
Tableau X.19 : Les sollicitations défavorables du mur frontal dans le sens x-x.....	174
Tableau X.20 : Les sollicitations défavorables du mur frontal dans le sens y-y.....	175
Tableau X.21 : Evaluations des efforts agissant sur le mur garde grève	175
Tableau X.22 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MGG.....	176
Tableau X.23 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MR.....	177
Tableau X.24 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.....	177
Tableau X.25 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle sur culée.....	178
Tableau X.26 : les efforts extrêmes agissant sur les pieux.....	179

Tableau X.27 : Zonage de ferrailage des pieux sur culée	180
Tableau X.28 : Nombre minimal de cerces par mètre et espacement maximal	181

CHAPITRE XI :	MCT GENERATOR
----------------------	----------------------

Tableau XI.1 : Comparaison des résultats — Pont Test n°1	198
Tableau XI.2 : Comparaison des résultats — Pont Test n°2	201

LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique.

RN : Route Nationale.

VIPP : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

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

BAEL : Béton armé aux États limites.

BPEL : Béton précontraint aux États limites.

DTR : Document technique Réglementaire.

RPOA : Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.

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

CCP : Complément des charges permanentes.

HA : Haute adhérence.

ELU : États limites ultime.

ELS : États limites en service.

ELA : États limites accidentelles.

9T15s : deuze (9) torons de 15.2 mm de diamètre (chaque toron à 7 fils).

AAEF : Appareils d'Appui en Elastomère Fretté.

MGG : Mur gade grève.

MF : mur frontal.

LISTE DES SYMBOLES

F_e : Limite d'Elasticité de l'acier.

f_{peg} : Contrainte Elastique Garantie de Précontrainte.

f_{prg} : Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte.

f_{t28} : Résistance caractéristique de béton à la Traction à 28 jours.

σ_{bc} : Contrainte de Compression admissible de Béton.

σ_{bt} : Contrainte de Traction admissible de Béton.

σ_s : Contrainte limite de l'acier.

σ_{Inf} : Contrainte dans la fibre Inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{Sup} : Contrainte dans la fibre Supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

S_{ae} : Spectre de réponse Elastique en Accélération.

St : Espacement des armatures Transversales.

ΔT : Variation uniforme de la température

$\Delta \theta$: Gradient

CHAPITRE I

RECHERCHE

BIBLIOGRAPHIQUE SUR

L'AFFOUILLEMENT

I.1. INTRODUCTION

L'affouillement (scour en anglais) désigne l'érosion du lit et des berges d'un cours d'eau sous l'effet des forces hydrodynamiques de l'écoulement. Dans le contexte des ouvrages d'art, il se manifeste par l'enlèvement progressif des matériaux autour des fondations de pont piles, culées et radiers pouvant atteindre plusieurs mètres de profondeur lors de crues exceptionnelles et compromettre gravement la stabilité structurelle de l'ouvrage. Selon le Federal Highway Administration (Richardson & Davis, 2001), il constitue la première cause d'effondrement des ponts à l'échelle mondiale, ce qui en fait un enjeu majeur du dimensionnement des infrastructures hydrauliques.

Ce chapitre aborde le phénomène de manière progressive : après avoir situé l'affouillement dans son contexte hydraulique et géotechnique, il en détaille les mécanismes physiques fondamentaux, présente la classification des trois types reconnus par le HEC-18, analyse les méthodes de calcul empiriques de référence et leurs limites, passe en revue les solutions de protection et de surveillance, et examine enfin l'influence du changement climatique sur l'évolution de ce risque.



Figure I.1 : phénomène de l'Affouillement Commune d'El Maârif, Wilaya de M'Sila,

Le 07/05/2026.

I.2. Contexte Hydraulique et Géotechnique

L'affouillement se situe à l'intersection de deux grandes disciplines du génie civil : l'hydraulique fluviale et la géotechnique. D'un point de vue hydraulique, il est gouverné par les forces d'entraînement exercées par l'écoulement sur les particules sédimentaires, par la turbulence générée autour des obstacles que constituent les piles et culées, et par les variations du profil en long du lit de la rivière.

Sur le plan géotechnique, la résistance du sol à l'érosion dépend de nombreux paramètres : la granulométrie des sédiments (D50, D84), la cohésion des matériaux fins (argile, limon), le degré de compaction, et la présence éventuelle de couches dures protectrices (roche mère, poudingue). Les sols cohésifs résistent davantage à l'érosion que les sols granulaires, mais peuvent être affectés par des processus différés d'altération chimique et de fatigues répétées.

La norme ASTM D5852 et les recommandations du National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) encadrent les méthodes d'évaluation de l'érodabilité des sols pour

les applications de génie des ponts. En France, les règles BAEL et les recommandations du CEREMA constituent les références réglementaires en matière de dimensionnement des fondations de ponts en milieu hydraulique.

I.3. IMPORTANCE DU PHENOMENE DANS LE DIMENSIONNEMENT DES PONTS

L'affouillement représente la première cause d'effondrement structurel des ponts à l'échelle mondiale. Une étude classique menée par Shirole & Holt (1991) sur 383 effondrements de ponts aux États-Unis entre 1961 et 1991 a montré que près de 60 % de ces défaillances étaient directement attribuables à des phénomènes hydrauliques, dont l'affouillement représente la part prépondérante.

Plus récemment, Wardhana & Hadipriono (2003) ont analysé 503 cas d'effondrements survenus entre 1989 et 2000 et ont confirmé que les causes hydrauliques demeurent dominantes, avec une fréquence significativement plus élevée que les défaillances dues à la fatigue structurelle, à la surcharge ou au séisme. Cette réalité statistique a conduit les agences de transport américaines, européennes et mondiales à placer la surveillance et la conception anti-affouillement au cœur des politiques d'infrastructure.

Le coût économique est considérable : aux États-Unis, la réhabilitation de ponts affouillés coûte des centaines de millions de dollars par an. En Europe, des programmes d'inspection systématique tels que le programme SAOBRAČAJ en Croatie et les recommandations de l'Eurocode 7 (EN 1997) incluent désormais des dispositions spécifiques relatives à l'affouillement. En Algérie, l'Agence Nationale des Autoroutes (ANA) et le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) ont engagé des études préliminaires sur la vulnérabilité hydraulique des ponts du réseau national.

Point clé — Ampleur du phénomène

- Environ 60% des effondrements de ponts dans le monde sont attribuables à des causes hydrauliques (Shirole & Holt, 1991 ; Wardhana & Hadipriono, 2003).
- Les États-Unis ont recensé plus de 500 000 ponts, dont environ 20 000 sont classés « critiques » vis-à-vis de l'affouillement.
- Un seul effondrement majeur peut engendrer des coûts directs et indirects dépassant 100 millions de dollars, sans compter les pertes en vies humaines.



Figure I.2 : Importance du Phénomène de l'Affouillement.

I.4. Définition et Mécanismes de l’Affouillement

I.4.1. Processus Physique : Erosion, Transport Sédimentaire et Turbulence

L'affouillement résulte d'un déséquilibre entre les forces de mobilisation exercées par le fluide sur les grains du sol et les forces résistantes (poids immergé, friction interparticulaire, cohésion). Ce déséquilibre s'exprime par le concept de vitesse critique d'entraînement des sédiments, formalisé par les travaux fondateurs de Shields (1936) et complété par ceux de van Rijn (1984) et Garcia (2008).

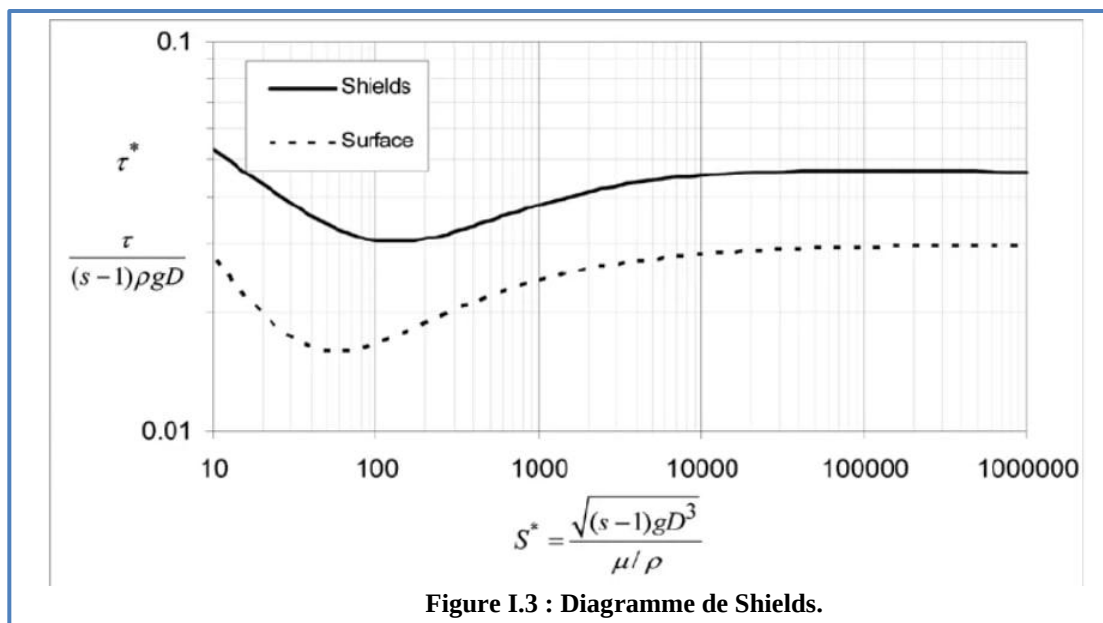
I.4.1.1. Le Diagramme de Shields et la Tension de Cisaillement

Le paramètre de Shields θ (ou paramètre de mobilisation) est défini comme le rapport entre la tension de cisaillement exercée par l'écoulement τ_0 et le poids immergé des grains :

$$\theta = \tau_0 / [(\rho_s - \rho) \times g \times d]$$

Où τ_0 est la tension de cisaillement au fond [Pa], ρ_s est la masse volumique des sédiments [kg/m³], ρ est la masse volumique de l'eau [kg/m³], g est l'accélération gravitationnelle [m/s²], et d est le diamètre caractéristique des grains [m].

Lorsque $\theta > \theta_{cr}$ (valeur critique de Shields, généralement comprise entre 0,03 et 0,06 pour les sables), les particules entrent en mouvement et le transport sédimentaire s'amorce. La tension critique dépend du nombre de Reynolds particulaire $Re^* = u^* \times d / \nu$, où u^* est la vitesse de frottement et ν la viscosité cinématique.



I.4.1.2. Transport Sédimentaire et Bilan Sédimentaire

Le transport sédimentaire s'effectue selon trois modes principaux : le charriage (roulement et glissement des grains sur le fond), la saltation (bonds successifs des particules), et la suspension (maintien des particules fines en suspension dans la colonne d'eau). L'affouillement local autour des piles de pont est particulièrement influencé par les mécanismes de suspension, car la turbulence intense générée par l'obstacle maintient les particules érodées en suspension et les évacue vers l'aval.

Le bilan sédimentaire local s'écrit : le déficit sédimentaire (apport < exportation) génère l'affouillement, tandis qu'un excédent provoque le dépôt ou l'engravement. Ce concept est fondamental pour distinguer les conditions « d'affouillement en clair » (clear-water scour, sans transport sédimentaire significatif en amont) et « d'affouillement en régime de transport » (live-bed scour, avec apport sédimentaire continu depuis l'amont).

I.4.1.3. Rôle de la Turbulence-Tourbillons en Fer à Cheval

La structure tourbillonnaire générée par la présence d'une pile de pont constitue le moteur principal de l'affouillement local. Lorsque l'écoulement incident rencontre la pile, un gradient de pression adverse se crée sur la face amont, provoquant le décollement de la couche limite de fond. Ce décollement génère un système de tourbillons enroulés autour de la base de la pile, connus sous le nom de « tourbillons en fer à cheval » (horseshoe vortices).

Ces tourbillons en fer à cheval exercent des contraintes de cisaillement au fond considérablement supérieures — d'un facteur 4 à 5 selon Melville & Coleman (2000) — à celles de l'écoulement non perturbé. Ils sont responsables du creusement circulaire caractéristique observé autour des piles. En aval de la pile, des tourbillons alternatifs de sillage (wake vortices) se détachent périodiquement (allées de Kármán), contribuant à l'érosion latérale et à la déstabilisation des sédiments déjà mobilisés.

Mécanismes tourbillonnaires — Synthèse

- ① Tourbillons en fer à cheval (horseshoe vortices) : formation en amont de la pile par séparation de la couche limite de fond — principale cause d'affouillement local.
- ② Tourbillons de sillage (wake vortices) : formation en aval de la pile par séparation de la couche limite latérale — contribution à l'affouillement latéral.
- ③ Tourbillons de bout de pile (tip vortices) : génération d'un mouvement descendant concentrer au pied de la pile — amplification de l'érosion basale.
- ④ Interaction des trois systèmes : création d'une fosse d'affouillement en forme de « fer à cheval » autour de la base de la pile.

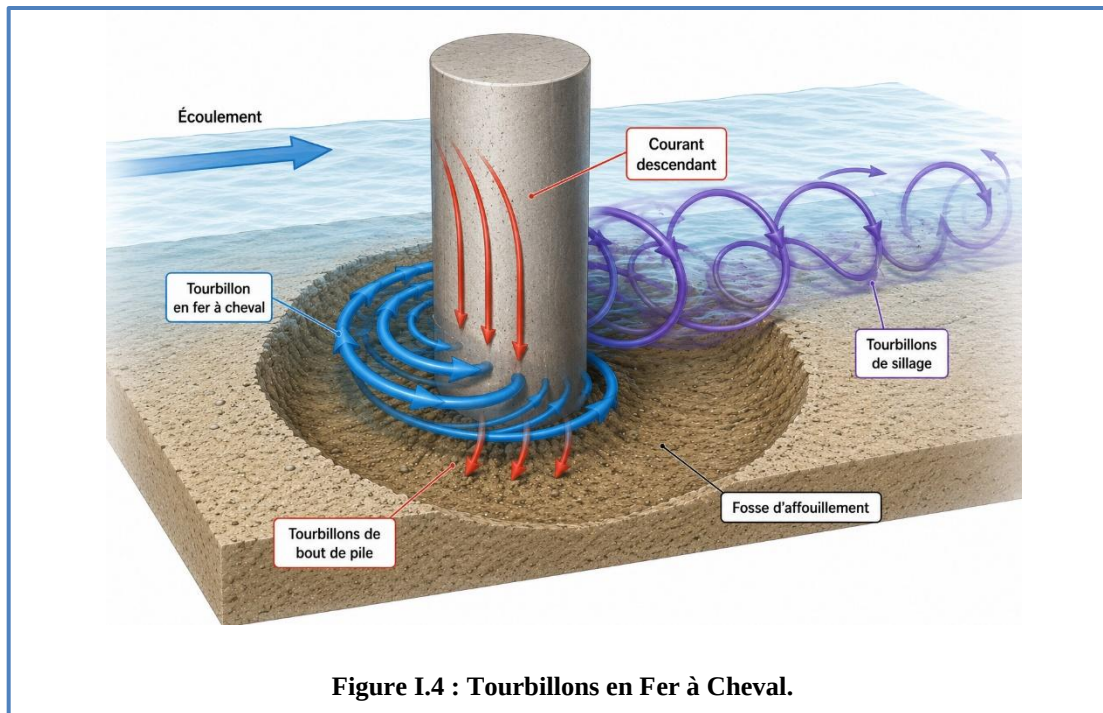


Figure I.4 : Tourbillons en Fer à Cheval.

I.5. INTERACTION FLUIDEE-SOL-STRUCTURE

L'affouillement met en jeu une interaction complexe entre trois milieux : le fluide (eau), le sol (sédiments du lit) et la structure (pile ou culée du pont). Cette interaction est caractérisée par un couplage fort entre les champs hydrodynamiques, les processus de transport sédimentaire, et la réponse géomécanique du sol.

Sur le plan de la mécanique des fluides, la présence de la pile modifie le champ de pression et de vitesse de l'écoulement, augmentant les contraintes de cisaillement au fond et générant les structures tourbillonnaires décrites précédemment. Inversement, l'évolution de la fosse d'affouillement modifie à son tour le champ hydrodynamique (rétroaction), créant un problème d'évolution morphologique couplée.

Du point de vue géotechnique, l'approfondissement de la fosse réduit la contrainte de confinement latérale sur le sol porteur, diminuant sa capacité portante et son angle de frottement mobilisable. Dans les sols cohésifs saturés, des instabilités de talus (glissements des parois de la fosse) peuvent amplifier brutalement le volume érodé, conduisant à des effondrements soudains documentés notamment lors de la crue du Saguenay au Québec (1996) et lors des crues torrentielles de la rivière Fella en Italie (2003).

La modélisation numérique de cette interaction fait appel à des outils de simulation couplée entre codes hydrodynamiques (CFD — Computational Fluid Dynamics), modèles de transport sédimentaire (formules de van Rijn, Engelund-Hansen, Ackers-White) et modèles géotechniques d'évolution de la résistance au cisaillement. Des codes tels que TELEMAC-3D, OpenFOAM, HEC-RAS 2D et IBER permettent désormais une simulation relativement fidèle du processus d'affouillement local.

I.6. FACTEURS INFLUENTS SUR L’AFFOUILLEMENT

L'amplitude de l'affouillement local dépend de nombreux paramètres qui peuvent être regroupés en trois catégories : paramètres hydrauliques, paramètres sédimentaires, et paramètres géométriques.

I.6.1. Paramètres Hydrauliques

La vitesse moyenne d'approche V de l'écoulement est le paramètre hydraulique le plus influent. Pour les conditions de lit vif (live-bed), la profondeur d'affouillement augmente avec la vitesse jusqu'à atteindre un maximum correspondant à l'équilibre dynamique. Pour les conditions de lit clair (Clear-water), la profondeur maximale d'affouillement est atteinte lorsque V est proche de la vitesse critique d'entraînement V_c .

Le nombre de Froude $Fr = V / \sqrt{(g \times y_0)}$ est également déterminant : un écoulement torrentiel ($Fr > 1$) peut générer des conditions d'affouillement différentes, notamment par la formation de ressauts hydrauliques et de zones de dépression en aval immédiat de la pile. La profondeur d'eau y_0 en amont de la pile influe directement sur la taille des tourbillons en fer à cheval et donc sur la sévérité de l'affouillement.

I.6.2. Paramètres Sédimentaires

Le diamètre médian des sédiments D_{50} et l'étendue granulométrique $\sigma_g = \sqrt{(D_{84}/D_{16})}$ sont les paramètres sédimentaires clés. Les sédiments bien classés ($\sigma_g < 1,3$) sont plus facilement mobilisés que les sédiments hétérométriques, dans lesquels la présence de grains grossiers forme un « pavage » protecteur (armoring) qui ralentit l'affouillement.

La cohésion des matériaux fins (argile, limon) introduit une résistance supplémentaire à l'érosion, souvent quantifiée par les essais d'érosion en jet (Jet Erosion Test — JET, ASTM D5852) ou par les essais de cisaillement rotatif (Hole Erosion Test — HET). Ces tests permettent de déterminer le taux d'érosion E_r [$\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}$] en fonction de la contrainte de cisaillement appliquée, selon la relation linéaire $E_r = k_d \times (\tau_0 - \tau_c)$, où k_d est le coefficient d'érodabilité et τ_c la contrainte critique.

I.6.3. Paramètres Géométriques

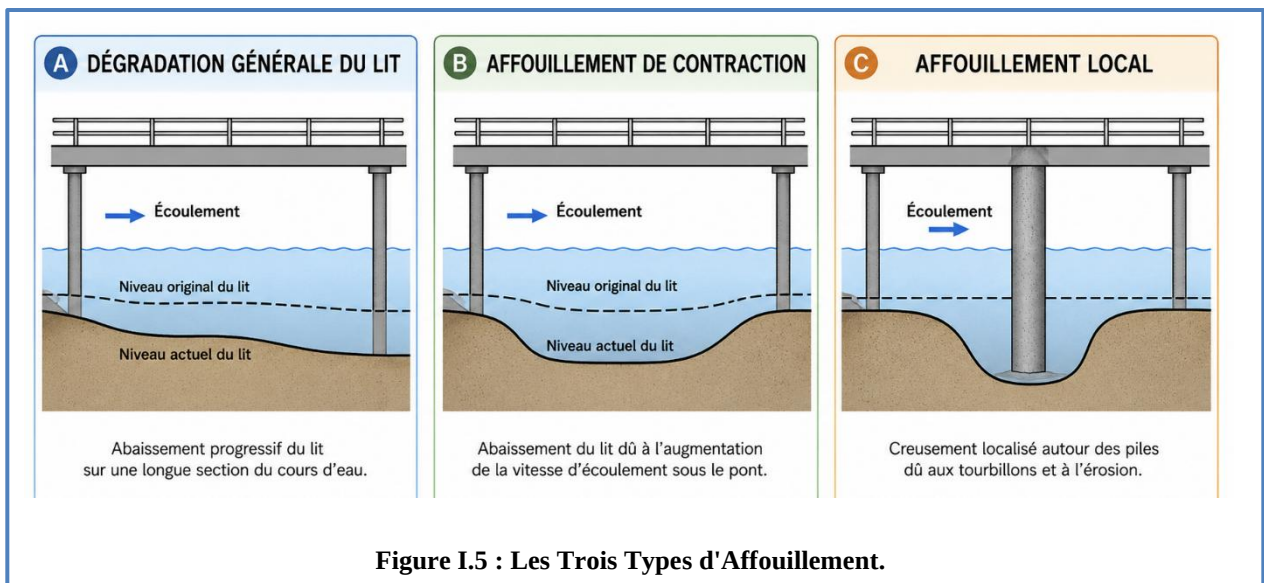
La largeur b de la pile est le facteur géométrique dominant dans les formules empiriques d'affouillement. Les piles de section circulaire génèrent moins d'affouillement que les piles rectangulaires ou en ogive, en raison d'une distribution de pression moins défavorable. L'angle d'attaque α entre l'axe de la pile et la direction de l'écoulement est un facteur d'amplification majeur : une inclinaison de 30° peut multiplier la profondeur d'affouillement par un facteur 2 à 2,5 selon la formule de Froehlich (1988).

Tableau I.1 : Paramètres influençant l'affouillement local des piles de pont.

Paramètre	Symbole	Influence sur l'affouillement	Formule de référence
Vitesse moyenne d'approche	V [m/s]	Augmentation directe de l'intensité	HEC-18, Froehlich
Profondeur d'eau amont	y_0 [m]	Influence modérée (facteur d'échelle)	HEC-18
Largeur de la pile	b [m]	Facteur dominant (proportionnalité directe)	HEC-18, Laursen
Diamètre médian sédiments	D_{50} [m]	Résistance à la mobilisation	CSU, Froehlich
Angle d'attaque	α [°]	Amplification significative (+100% à 30°)	Froehlich (1988)
Forme de la pile	K_2 [-]	Réduction ou amplification selon la forme	HEC-18
Nombre de Froude	Fr [-]	Influence sur le type de régime d'affouillement	HEC-18

I.7. TYPES D'AFFOUILLEMENT

L'affouillement d'un pont résulte généralement de la combinaison de plusieurs types d'érosion agissant simultanément ou en séquence. La classification adoptée par le HEC-18 (Richardson & Davis, 2001) distingue trois types fondamentaux, auxquels peuvent s'ajouter des phénomènes de migration de méandre et d'instabilité planiforme du lit.



I.7.1. Affouillement General (Long-term Bed Degradation)

L'affouillement général, également appelé dégradation long terme du lit, correspond à l'abaissement progressif du fond du cours d'eau sur une longue section, indépendamment de la présence du pont. Ce phénomène résulte d'un déficit du bilan sédimentaire global du cours d'eau : la capacité de transport de l'écoulement dépasse l'apport sédimentaire disponible.

Les causes principales de la dégradation générale incluent : les extractions de granulats dans le lit (dragage intensif), la construction de barrages en amont qui piègent les sédiments (effet de faim sédimentaire), la chenalisation et la rectification du lit qui augmentent la pente et la

vitesse, et les modifications du bassin versant (déforestation, urbanisation) qui modifient les apports sédimentaires.

La dégradation générale peut atteindre plusieurs décimètres à plusieurs mètres sur des décennies, exposant progressivement les fondations des ponts à des profondeurs supérieures à celles prévues lors de la conception. Ce phénomène est particulièrement documenté sur le Rhin (Allemagne), le Mississippi (États-Unis), le Rhône (France) et l'Oued Cheliff (Algérie), où des abaissements du fond de l'ordre de 2 à 5 m ont été mesurés sur des périodes de 30 à 50 ans.

Exemple — Dégradation générale du lit du Rhône (France)

Sur le Rhône entre Lyon et la mer, des mesures répétées ont montré un abaissement moyen du fond de l'ordre de 1 à 3 m entre 1875 et 1980, principalement attribuable à la construction des barrages hydroélectriques (EDF) qui ont retenu l'essentiel de la charge sédimentaire. Plusieurs ponts anciens ont nécessité un renforcement de leurs fondations en conséquence (CNR, 2010).

I.7.2. Affouillement de Contraction

L'affouillement de contraction se produit lorsque la section de passage de l'écoulement est réduite par la présence du tablier du pont (déblai de remblais d'accès, tablier affleurant l'eau) ou par un rétrécissement naturel du lit. Ce rétrécissement provoque une accélération de l'écoulement et une augmentation des contraintes de cisaillement au fond, conduisant à une érosion transversale de la section.

On distingue l'affouillement de contraction en lit clair (clear-water contraction scour), qui se produit lorsque la vitesse dans la section contractée est inférieure à la vitesse critique mais supérieure à la vitesse d'approche, et l'affouillement de contraction en lit vif (live-bed contraction scour), qui survient lorsque la vitesse critique est dépassée et que le transport sédimentaire est actif dans la section contractée.

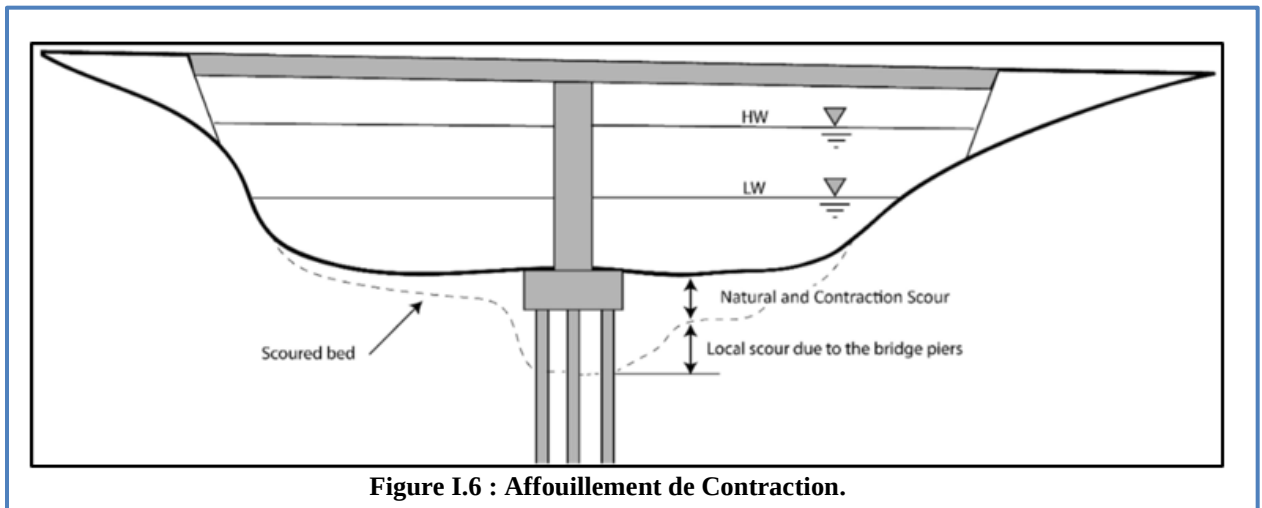
La formule de Laursen (1960), reprise et adaptée dans le HEC-18, permet de calculer la profondeur d'affouillement de contraction pour le cas du lit vif :

$$y_2/y_1 = (Q_2/Q_1)^{6/7} \times (W_1/W_2)^{k_1}$$

Pour le cas du lit clair, la formule de Laursen s'écrit :

$$y_2 = [Q^2 / (K u^2 \times W^2 \times D_m^{1/3})]^{3/7}$$

Où y_1 , y_2 sont les profondeurs d'eau amont et en section contractée [m], Q_1 , Q_2 les débits correspondants [m^3/s], W_1 , W_2 les largeurs de section [m], et D_m le diamètre moyen des sédiments [m], K_1 est un exposant sans dimension qui dépend du mode de transport des sédiments (charriage ou suspension), utilisé dans la formule de Laursen pour l'affouillement en lit vif.



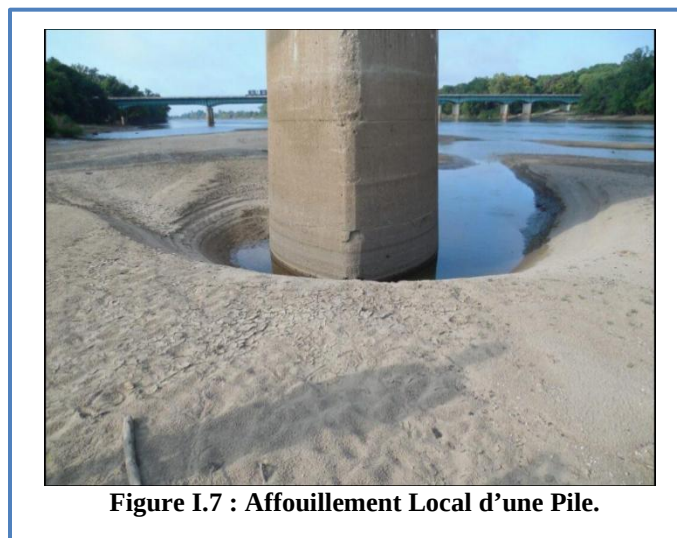
I.7.3. Affouillement Local-Piles et culées

L'affouillement local est le type d'affouillement le plus critique pour la sécurité des ouvrages d'art. Il se manifeste par le creusement d'une fosse d'érosion directement au pied des piles ou des culées, sous l'action des structures tourbillonnaires décrites au chapitre précédent.

I.7.3.1. Affouillement Local des Piles

L'affouillement local des piles est gouverné par les tourbillons en fer à cheval qui se développent à la base de la pile sous l'effet du gradient de pression adverse. La fosse d'affouillement qui en résulte a une forme caractéristique : plus profonde en amont de la pile, elle s'étend latéralement et se remplit progressivement de sédiments déposés en aval (cône de dépôt).

La profondeur maximale d'affouillement y_s est le paramètre clé à calculer lors du dimensionnement des fondations. Pour les piles circulaires en conditions de lit clair, Chabert & Engeldinger (1956) ont montré expérimentalement que la profondeur limite est voisine de 2,4 fois le diamètre de la pile, confirmé par les travaux de Melville (1997) et les recommandations HEC-18.



I.7.3.2. Affouillement Local des Culées

L'affouillement des culées présente des mécanismes différents de celui des piles. Deux types de culées sont distingués : les culées en retrait (set-back abutments), où la culée est éloignée du lit principal et le tablier enjambe la plaine d'inondation, et les culées dans le lit (spill-through abutments), directement exposées à l'écoulement principal.

L'affouillement des culées est lié à la séparation de l'écoulement au niveau de l'angle de la culée avec le remblai d'accès, créant un tourbillon principal à axe vertical (vortex principal) et des tourbillons secondaires. La formule de Froehlich (1989) pour les culées et la formule HIRE (Hydraulic Engineering Circular) développée par Richardson et al. (1993) sont les approches empiriques les plus utilisées pour quantifier ce phénomène.



Figure I.8 : Affouillement Local d'une Culée.

I.7.4. Représentation Schématique des Types d'affouillement

Le schéma conceptuel ci-dessous (Figure I.9) illustre la superposition des trois types d'affouillement sur une section transversale de pont.

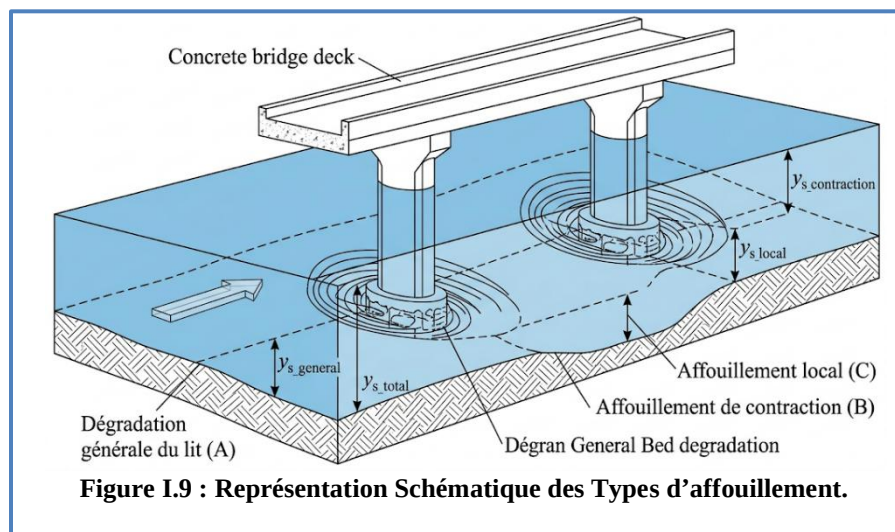


Figure I.9 : Représentation Schématique des Types d'affouillement.

Tableau I.2 : Classification des types d'affouillement et méthodes d'évaluation associées

Type d'affouillement	Cause principale	Extension spatiale	Méthode de calcul
Dégradation générale	Déséquilibre sédimentaire global	Secteur entier du cours d'eau	Analyse géomorphologique + modèles 1D
Affouillement de contraction	Rétrécissement de section	Section du pont	Formule de Laursen (HEC-18)
Affouillement local (pile)	Tourbillons en fer à cheval	Zone immédiate de la pile	Formule CSU / Froehlich (HEC-18)
Affouillement local (culée)	Séparation d'écoulement	Zone de la culée et remblai	Formule Froehlich / HIRE (HEC-18)

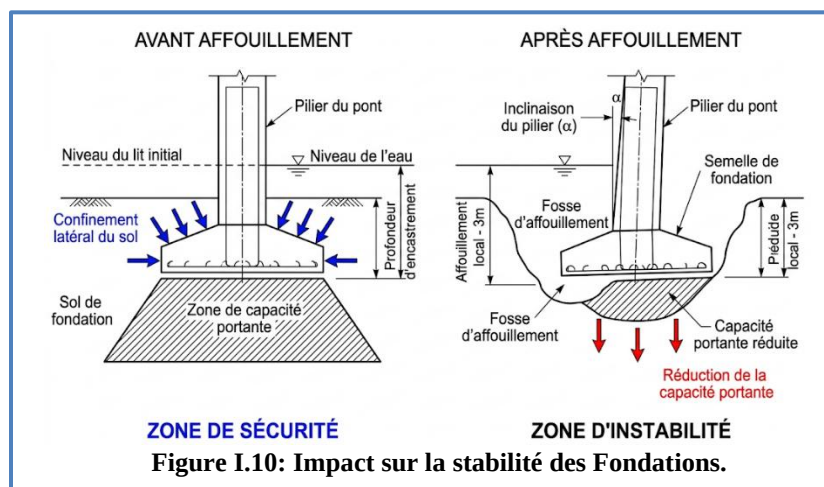
I.8. POURQUOI L’AFFOUILLEMENT EST DANGEREUX

I.8.1. Impact sur la stabilité des Fondations

L'affouillement constitue une menace directe pour la stabilité des fondations de pont par deux mécanismes complémentaires. Premièrement, l'abaissement du fond du lit augmente la longueur libre des pieux et des caissons, modifiant les conditions aux limites du système de fondation et augmentant les efforts de flexion et les moments de renversement. Deuxièmement, la réduction du confinement latéral du sol diminue la résistance de pointe et le frottement latéral mobilisables par les pieux.

Pour les fondations superficielles (semelles filantes, radiers), l'affouillement peut exposer entièrement la base de la fondation, provoquant la perte totale de la surface d'appui et un effondrement immédiat. Pour les fondations profondes sur pieux, l'affouillement augmente la longueur de flambement des pieux, pouvant conduire à leur instabilité par flambement sous charge axiale.

Les travaux de Brandimarte et al. (2012) et de Flint et al. (2017) ont quantifié la réduction de la capacité portante des fondations par pile en fonction de la profondeur d'affouillement, montrant qu'une érosion égale à 50 % de la profondeur d'ancrage peut réduire la capacité portante de 40 à 70 % selon le type de fondation et le profil géotechnique.



I.8.2. Réduction de la capacité portante

La réduction de la capacité portante induite par l'affouillement peut être analysée selon les approches de la mécanique des sols classique (Terzaghi, Meyerhof, Vesic) en modifiant la profondeur d'enfouissement D_f dans les formules de capacité portante. La formule générale de Vesic (1973), utilisée dans les eurocodes (EN 1997-1), s'écrit :

$$q_u = c \times N_c \times s_c \times d_c \times i_c + q \times N_q \times s_q \times d_q \times i_q + 0.5 \times \gamma' \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma \times i_\gamma$$

L'affouillement modifie directement le terme $q = \gamma \times D_f$ (surcharge de confinement liée à la profondeur d'enfouissement) et les facteurs de profondeur d_c , d_q , d_γ . Pour une fondation superficielle affouillée jusqu'au niveau de sa semelle ($D_f = 0$), le terme q s'annule et les facteurs de profondeur prennent leurs valeurs minimales, conduisant à une réduction drastique de la capacité portante.

Pour les fondations sur pieux, le NCHRP Report 618 (Briaud et al., 2011) recommande d'évaluer la résistance résiduelle après affouillement en ne considérant que les strates situées sous la profondeur maximale d'affouillement prévisible, appliquant un coefficient de majoration sur la profondeur d'affouillement calculée (généralement $\times 1,5$ à $\times 2$ selon l'importance de l'ouvrage).

I.8.3. Cas Réels d'Effondrement de Ponts liés à l'Affouillement

L'histoire des ouvrages d'art est malheureusement jalonnée d'effondrements catastrophiques directement attribuables à l'affouillement. Les exemples suivants illustrent la diversité des contextes géographiques et structuraux dans lesquels ce phénomène peut survenir.

I.8.3.1. Pont de Schoharie Creek-New York, Etats-Unis (1987)

L'effondrement du pont de l'autoroute I-90 sur le Schoharie Creek dans l'État de New York, le 5 avril 1987, constitue l'un des effondrements par affouillement les plus documentés de l'histoire américaine. La crue du printemps 1987, avec un débit de pointe estimé à 1 650 m³/s (dépassant largement la crue de projet de 930 m³/s), a généré un affouillement profond autour de la pile n°2, aboutissant à son effondrement soudain. Dix personnes ont péri dans la catastrophe.

L'enquête post-mortem (NTSB, 1988) a révélé que les fondations reposaient sur une couche de limon et d'argile présentant une érodabilité bien supérieure aux hypothèses de conception, et qu'aucune inspection régulière de l'état des fondations n'avait été effectuée depuis la construction en 1954. Cet accident a été le catalyseur de la mise en place du programme national d'inspection des ponts (National Bridge Inspection Standards — NBIS) aux États-Unis.



Figure I.11 : Pont de Schoharie Creek-New York, Etats-Unis (1987).

I.8.3.2. Pont de la rivière Hatchie-Tennessee, Etats-Unis (1989)

Le 01 avril 1989, le pont de l'US-51 sur la rivière Hatchie dans le Tennessee s'est effondré lors d'une crue, emportant dans sa chute huit véhicules et causant la mort de huit personnes. L'enquête (NTSB, 1990) a montré que la migration latérale du canal principal de la rivière avait progressivement exposé les fondations d'une pile qui n'était pas initialement en contact direct avec l'écoulement, conduisant à un affouillement latéral non anticipé lors de la conception.



Figure I.12 : Pont de la rivière Hatchie-Tennessee, Etats-Unis (1989).

I.8.3.3. Pont de la Fella-Italie (2003)

En novembre 2003, les crues exceptionnelles de la rivière Fella en Frioul-Vénétie Julienne ont provoqué l'effondrement de plusieurs ponts routiers dans la province d'Udine. Les investigations menées par Comiti et al. (2008) ont montré que les fondations, dimensionnées pour des crues centennales, ont été débordées par des débits estimés à une période de retour de 200 à 500 ans, générant des profondeurs d'affouillement atteignant 3,5 m autour des piles en béton.

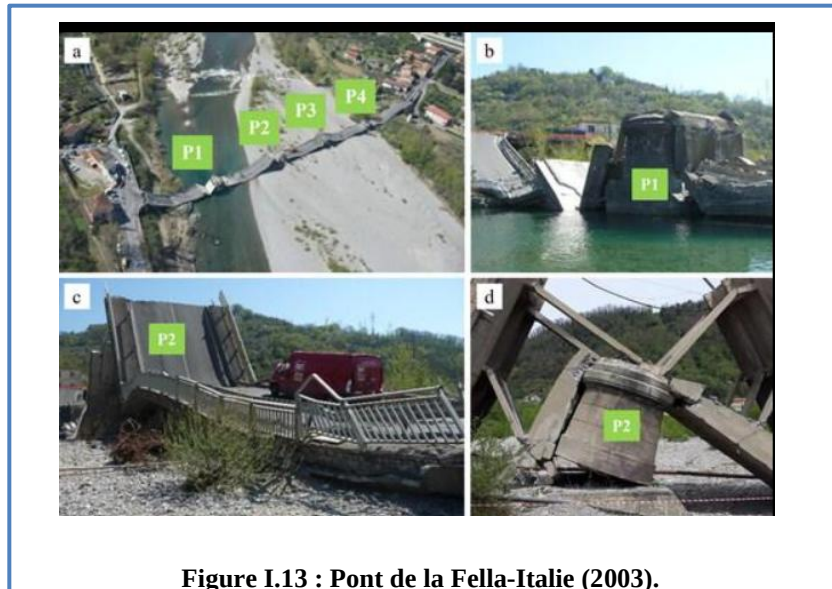


Figure I.13 : Pont de la Fella-Italie (2003).

I.8.3.4. Pont sur le Golo-Haute-Corse, France (1973)

En octobre 1973, les crues exceptionnelles du Golo en Haute-Corse ont provoqué l'effondrement du pont de Tallone sur la route nationale, suite à un affouillement profond des fondations de pile dans les alluvions grossières du lit. Cet exemple illustre la vulnérabilité particulière des ponts de montagne aux crues torrentielles méditerranéennes, caractérisées par des débits de pointe très élevés et de courtes durées, qui peuvent générer des profondeurs d'affouillement importantes en quelques heures (Lévêque & Peltier, 1974). Ce type de crue éclair est particulièrement représentatif des risques auxquels sont soumis les ouvrages sur cours d'eau intermittents en région méditerranéenne et en Algérie.



Figure I.14 : Pont sur le Golo-Haute-Corse, France (1973).

I.8.4. Statistiques Internationales

Tableau I.3 : Statistiques internationales des effondrements de ponts liés à l'affouillement.

Pays / Région	Période	Nombre d'effondrements	Part due à l'affouillement
États-Unis	1961–1991	383	~60 % (Shirole & Holt, 1991)
États-Unis	1989–2000	503	53 % (Wardhana & Hadipriono, 2003)
Royaume-Uni	1846–2013	Non Disponible	> 50 % (Cook et al., 2015)
Nouvelle-Zélande	1960–2009	Non Disponible	> 50 % (Melville et al., 2016)
Chine	1990–2015	> 200/an	Cause majoritaire (He et al., 2019)

I.9. METHODES DE CALCUL DE L’AFFOUILLEMENT

I.9.1. Présentation des Formules Empiriques

Le calcul de la profondeur d'affouillement local repose essentiellement sur des formules empiriques dérivées d'expériences en laboratoire et validées par des mesures de terrain. Le guide HEC-18 (Hydraulic Engineering Circular No. 18), publié par le FHWA, constitue la référence internationale la plus largement utilisée pour le calcul de l'affouillement des ponts. Il a fait l'objet de plusieurs révisions successives (1991, 1993, 1995, 2001, 2012) intégrant les avancées de la recherche.

I.9.1.1. Cadre Normatif Algérien et Français pour le Dimensionnement Anti-affouillement

Si le HEC-18 constitue la référence internationale dominante, le dimensionnement des ouvrages d'art en Algérie s'inscrit dans un cadre réglementaire national qu'il convient de rappeler. Les Documents Techniques Réglementaires (DTR) algériens, élaborés sous l'égide du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) et du Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), constituent le socle normatif applicable aux infrastructures de génie civil. Pour les ouvrages hydrauliques, les guides techniques de l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) encadrent le dimensionnement des structures en milieu fluvial, notamment en ce qui concerne les crues de projet et les critères de protection des fondations. En l'absence d'un DTR spécifique à l'affouillement des ponts — lacune que les autorités compétentes s'emploient progressivement à combler — la pratique algérienne s'appuie sur une combinaison des recommandations du HEC-18, des règles françaises issues du CEREMA (anciennement SETRA et LCPC) et des prescriptions de l'Eurocode 7 (EN 1997-1) pour le dimensionnement géotechnique des fondations. Cette situation invite les ingénieurs algériens à exercer un jugement critique lors du transfert de ces normes étrangères vers des

contextes hydrologiques et géotechniques locaux, notamment pour les cours d'eau à régime torrentiel intermittent (oueds) dont le comportement diffère sensiblement des rivières pérennes pour lesquelles ces formules ont été développées.

I.9.1.2. Formule CSU/HEC-18 (Colorado State Université)

La formule CSU, développée par Richardson & Davis (2001) et recommandée par le HEC-18 pour l'affouillement local des piles, est la formule de référence aux États-Unis. Elle exprime la profondeur d'affouillement y_s en fonction de plusieurs paramètres adimensionnels :

y_s Formule HIRE pour l'Affouillement des Culées /

$$y_1 = 2.0 \times K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times (b/y_1)^{0.65} \times Fr_1^{0.43}$$

Où : y_s = profondeur d'affouillement local [m] ; y_1 = profondeur d'eau en amont de la pile [m] ; K_1 = facteur de forme de la pile (0,9 à 1,1) ; K_2 = facteur d'angle d'attaque ; K_3 = facteur de condition du lit (1,1 pour dunes, 1,0 pour lit plat) ; K_4 = facteur d'armoring des sédiments ; b = largeur projetée de la pile [m] ; Fr_1 = nombre de Froude de l'écoulement amont [-].

La valeur 2.0 constitue un facteur conservateur intégrant l'incertitude sur les paramètres. Le facteur K_2 est calculé comme :

$$K_2 = (\cos \alpha + (L/b) \times \sin \alpha)^{0.65}$$

Où α est l'angle d'attaque [°] et L est la longueur de la pile [m]. Ce facteur peut atteindre des valeurs de 3 à 5 pour des angles d'attaque importants, soulignant l'importance de l'orientation des piles par rapport à l'écoulement dans la conception.

I.9.1.3. Note sur l'origine du facteur K_2

Il convient de préciser que l'exposant 0,65 utilisé dans la formule de K_2 n'est pas issu de la formulation CSU originale, mais a été introduit par Froehlich (1988) à partir d'une analyse de régression sur des données de terrain. Cet exposant a été repris et validé par le HEC-18 (Richardson & Davis, 2001 ; édition révisée 2012) qui l'a intégré dans la procédure de calcul standard du facteur d'angle d'attaque, lui conférant ainsi une portée normative. L'ingénieur doit garder à l'esprit que ce coefficient reste d'origine empirique et que son application est strictement valide dans les gammes de paramètres ayant servi à sa calibration, à savoir des angles d'attaque α compris entre 0° et 90° et des rapports L/b représentatifs des piles courantes.

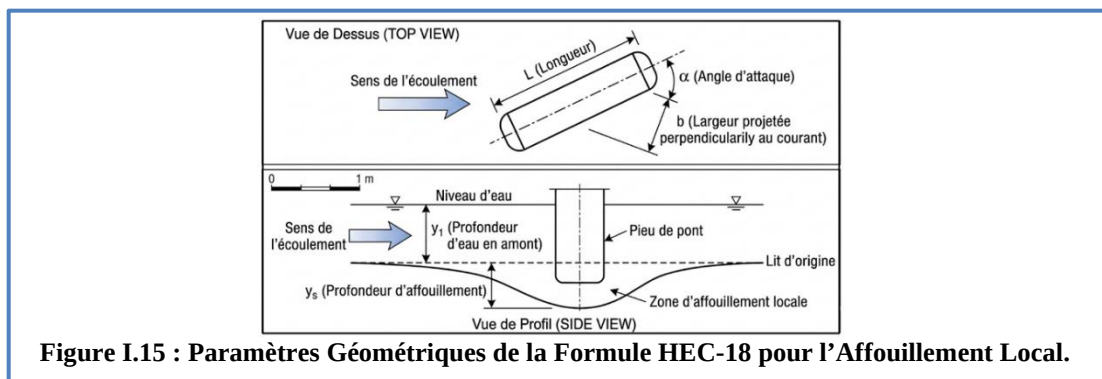


Tableau I.4 : Influence de la forme de la pile sur le coefficient K_1 (méthode CSU/HEC-18).

Forme de la pile	K_1
Nez en ogive (semi-ellipse)	0.9
Section carrée avec nez arrondi	1.0
Section circulaire	1.0
Groupe de pieux	1.0
Section rectangulaire (nez carré)	1.1

I.9.1.4. Formule de Froehlich (1988)

La formule de Froehlich (1988), développée à partir d'une analyse de régression sur 83 mesures de terrain, constitue une alternative à la formule CSU. Elle est jugée moins conservative mais parfois plus précise pour certaines configurations :

$$y_s = 0.32 \times \phi \times (b')^{0.62} \times y_1^{0.47} \times Fr_1^{0.22} \times D_{50}^{(-0.09)} + b$$

Où : ϕ = facteur de forme (1,3 pour piles à nez carré, 1,0 pour piles à nez arrondi, 0,7 pour piles à nez pointu) ; b' = largeur projetée de la pile dans l'axe de l'écoulement [m] ; D_{50} = diamètre médian des sédiments [m] ; le terme $+b$ est un terme de sécurité ajouté par le HEC-18 pour tenir compte de la possibilité que l'affouillement se produise en conditions de lit clair.

Il est important de noter que la formule de Froehlich a été développée à partir de données de terrain et inclut intrinsèquement une certaine réalité physique, mais présente une dispersion importante. Le FHWA recommande d'utiliser la formule CSU/HEC-18 pour la conception et la formule de Froehlich comme vérification complémentaire.

I.9.1.5. Formule de Laursen pour l'Affouillement de Contraction

Pour l'affouillement de contraction en lit vif (live-bed), Laursen (1960) a développé la formule suivante, reprise dans le HEC-18 :

$$y_2/y_1 = (Q_2/Q_1)^{6/7} \times (W_1/W_2)^{k_1}$$

Pour l'affouillement de contraction en lit clair, la formule de Laursen est :

$$y_2 = [Q^2 / (Ku^2 \times W^2 \times D_m^{1/3})]^{3/7}$$

Où $Ku = 11.17$ pour le système SI (m, s), et D_m est le diamètre moyen ($1,25 \times D_{50}$) des sédiments [m].

I.9.1.6. Formule HIRE pour l’Affouillement des Culées

Pour l'affouillement des culées, la formule HIRE (Field Measurement Method), recommandée par le HEC-18 pour les cas où la longueur de la culée est très grande par rapport à la profondeur d'eau ($L/y_1 > 25$), est dérivée des travaux de Richardson et al. (1993) :

$$y_s / y_1 = 4 \times Fr_1^{0.33} \times K_1 / \text{avec } K_1 = 0.55$$

Pour les culées à longueur normale ($L/y_1 < 25$), la formule de Froehlich (1989) est recommandée :

$$y_s / y_a = 2.27 \times K_1 \times K_2 \times (L'/y_a)^{0.43} \times Fr^{0.61} + 1$$

Où y_a est la profondeur d'eau en aval de la culée [m], L' est la longueur de la culée projetée perpendiculairement à l'écoulement [m], et K_1 , K_2 sont des facteurs de forme et d'angle d'attaque.

I.9.2. Comparaison et limites des modèles

Les formules empiriques présentées ci-dessus présentent plusieurs limitations importantes que l'ingénieur doit garder à l'esprit lors de leur application. Premièrement, elles ont été développées à partir de données d'expériences en canal à fond plat et en conditions quasi-permanentes, ce qui ne reflète pas toujours la réalité des rivières naturelles avec leurs dunes, ondulations et méandres.

Deuxièmement, la plupart de ces formules sont valides pour des sédiments non cohésifs (sables et graviers), et leur application aux sols cohésifs (argiles, limons) nécessite des ajustements significatifs ou des approches spécifiques telles que les essais d'érodabilité (JET, HET) couplés aux méthodes du NCHRP Report 731 (Briaud et al., 2012).

Troisièmement, les formules ne tiennent pas compte de la dynamique temporelle de l'affouillement. La profondeur maximale calculée par la formule CSU représente une valeur d'équilibre qui peut nécessiter plusieurs heures à plusieurs jours pour être atteinte, selon les conditions hydrauliques et sédimentaires. Pour une crue de durée courte, l'affouillement réel peut être inférieur à la valeur calculée (concept d'affouillement incomplet). Les travaux de Melville & Chiew (1999) et de Kothyari et al. (1992) ont proposé des modèles temporels de l'évolution de l'affouillement.

Une évaluation comparative de six formules d'affouillement réalisée par Johnson (1995) sur 266 mesures de terrain a montré que la formule CSU/HEC-18 surestimait systématiquement l'affouillement d'un facteur 1,5 à 2 par rapport aux mesures, ce qui en fait une approche conservative mais pas systématiquement précise. Des études plus récentes (Mueller & Wagner, 2005 ; Sheppard & Miller, 2006) ont proposé des corrections et améliorations pour des gammes spécifiques de paramètres.

Tableau I.5 : Comparaison des principales formules empiriques de calcul de l'affouillement local.

Formule	Base de données	Sédiments	Précision	Application recommandée
CSU / HEC-18	Expérimental + terrain	Non cohésifs	Conservative (×1,5 à ×2)	Conception standard — USA
Froehlich (1988)	83 mesures terrain	Non cohésifs	Moins conservative	Vérification / comparaison
Melville & Coleman (2000)	Expérimental (NZ)	Non cohésifs	Bonne pour piles larges	Piles de grande taille
Briaud (SRICOS)	Essais JET/HET	Cohésifs + non cohésifs	Bonne pour argiles	Sols fins, argiles
Sheppard & Miller	Compilation étendue	Non cohésifs	Améliorée	Piles larges, fort Froude

I.10. METHODES DE PREVENTION ET DE PROTECTION

I.10.1. Solutions structurelles

La protection des fondations de pont contre l'affouillement peut être assurée par diverses solutions structurelles qui agissent soit en renforçant les fondations existantes, soit en protégeant le lit du cours d'eau autour des piles et culées.

I.10.1.1. Enrochements (Riprap)

L'enrochement est la solution de protection contre l'affouillement la plus répandue dans le monde, tant pour les constructions nouvelles que pour la réhabilitation des ouvrages existants. Il consiste à placer une couche de roches calibrées (enrochement naturel) ou de blocs en béton (enrochement artificiel) autour de la base des piles et des culées, formant une protection rigide contre les contraintes de cisaillement hydrodynamiques.

La taille minimale des blocs d'enrochement est déterminée par la formule de Isbash (1936) ou par celle du HEC-23 (FHWA, Lagasse et al., 2009). La formule HEC-23 pour la taille médiane des blocs en conditions de lit vif est :

$$D50 = 0.346 \times (V^2 / (K_1 \times g))^{(1/K_2)}$$

L'épaisseur minimale de la couche d'enrochement doit être au moins égale à $3 \times D50$ et de préférence $1,5 D100$ (où $D100$ est la taille maximale des blocs). Une couche filtrante en géotextile ou en granulats fins est généralement placée sous l'enrochement pour éviter la migration des fines sédimentaires à travers les interstices (phénomène de piping ou suffusion).

Des recherches récentes (Chiew & Lim, 2000 ; Karimae Tabarestani & Zarrati, 2015) ont montré que la configuration optimale de l'enrochement (étendue, épaisseur, granulométrie) influence fortement son efficacité à long terme, en particulier lors des crues successives qui peuvent provoquer un déplacement progressif des blocs.



Figure I.16 : Méthode de Prévention et de Protection Enrochements (Riprap).

I.10.1.2. Gabions

Les gabions sont des cages métalliques remplies de matériaux granulaires (galets, graviers), assemblées pour former des structures de protection souples et perméables. Leur avantage par rapport à l'enrochement réside dans leur capacité à se déformer sans perdre leur intégrité structurelle, s'adaptant aux irrégularités du fond et absorbant les tassements différentiels. Ils constituent une solution économique et adaptée aux zones d'accès difficile.

Les gabions matriciels (matelas de gabions ou mattresses Reno) offrent une protection en nappe sur de grandes surfaces et sont particulièrement adaptés à la protection de berges et de radiers de ponts. Leur principal inconvénient est la susceptibilité à la corrosion des fils métalliques dans les environnements agressifs (eaux acides, eau de mer), nécessitant l'utilisation de fils galvanisés ou enrobés de PVC.

I.10.1.3. Radiers et Dalles de Protection

Le radier de fond (grade control structure ou sill) est une dalle de béton armé ou un perré béton qui couvre le lit du cours d'eau sous le tablier du pont et à l'aval immédiat, empêchant toute érosion verticale du fond. Cette solution est particulièrement adaptée pour les sites à lit érodable fin et à forte vitesse d'écoulement. Le dimensionnement doit intégrer la stabilité au renversement et au glissement de la dalle, ainsi que la protection contre la sous-pression.

Des solutions innovantes telles que les déflecteurs d'écoulement (flow deflectors ou sacrificial piles) permettent de perturber les tourbillons en fer à cheval avant qu'ils n'atteignent les piles principales. Ces dispositifs, développés par Melville & Hadfield (1999) et testés par Tafarojnoruz et al. (2010), peuvent réduire la profondeur d'affouillement de 30 à 60 %.

I.10.1.4. Fondations Profondes et Renforcement

Pour les ponts existants présentant un risque d'affouillement avéré, le renforcement des fondations par injection de résines, micro-pieux ou jet-grouting constitue une solution efficace mais coûteuse. L'objectif est d'ancrer les fondations dans une couche géologique résistante située sous la profondeur maximale d'affouillement prévisible. La technique de jet-grouting (injection sous pression de coulis de ciment) permet de créer des colonnes de sol amélioré qui résistent à l'érosion et augmentent la capacité portante.

I.10.2. Solutions Hydrauliques

Les solutions hydrauliques visent à modifier les conditions hydrodynamiques à l'origine de l'affouillement, plutôt qu'à protéger passivement les fondations.

I.10.2.1. Aménagement du Lit et Déflecteurs

La modification de la géométrie du lit en amont du pont (dragages localisés, déflecteurs latéraux, épis de guidage) permet de réorienter l'écoulement et de réduire l'angle d'attaque sur les piles. La construction d'ouvrages de guidage en perré ou en enrochement à l'amont des culées réduit significativement la séparation de l'écoulement et l'affouillement des culées.

I.10.2.2. Dissipateurs d'Energie et Seuils

La construction de seuils de fond (low-level weirs) à l'amont ou à l'aval du pont permet de contrôler le niveau d'eau et de réduire la vitesse d'écoulement dans la section du pont. Des dissipateurs d'énergie de type bassin amortisseur, rideaux de pieux ou radier rugueux peuvent être implantés à l'aval immédiat pour éviter l'affouillement progressif par rétrogradation (head-cut migration).

I.10.3. Surveillance et Maintenance

La surveillance des ponts en milieu hydraulique est une composante indispensable de leur gestion à long terme. Les États-Unis ont mis en place depuis 1991 un programme d'inspection approfondie des ponts vulnérables à l'affouillement (Scour Critical Bridges Program), comprenant des inspections sous-marines régulières et la mise en place de plans d'action d'urgence (Flood Emergency Action Plans — FEAP).

Parmi les technologies de surveillance disponibles, on distingue : les jauges de fond à sonnette (sonar scour monitoring buoys) qui mesurent en continu la profondeur du fond autour des piles, les systèmes de détection magnétique par plaques d'ancrage (magnetic sliding collar), les mesures ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) pour la bathymétrie dynamique, et les systèmes de surveillance inclinométrique qui détectent les inclinaisons des pieux.

Les recommandations du NCHRP Report 396 (Lagasse et al., 1997) et du HEC-23 (Lagasse et al., 2009) constituent les référentiels de bonnes pratiques pour la surveillance et la protection contre l'affouillement. En Europe, le programme de recherche COST Action TU1402 ("Quantifying the Value of Structural Health Monitoring") et les recommandations de l'Eurocode 7 (EN 1997) proposent un cadre méthodologique pour l'évaluation de la vulnérabilité des ponts aux risques hydrauliques, dont l'affouillement.



Figure I.17 : Surveillance et Maintenance des Ponts.

I.11. INFLUENCE DU CHANGEMENT CLIMATIQUE SUR L’AFFOUILLEMENT

I.11.1. Impact sur les Débits et les Crues

Le changement climatique anthropique constitue un facteur d'aggravation du risque d'affouillement des ponts à l'échelle globale. Les projections climatiques issues des modèles du GIEC (IPCC, 2021 — Sixième Rapport d'Évaluation, AR6) indiquent que l'intensification du cycle hydrologique entraîne une augmentation de la fréquence et de l'intensité des précipitations extrêmes, avec des implications directes sur les débits de crue des bassins versants.

Une augmentation de 1°C de la température moyenne mondiale est associée à une augmentation d'environ 7 % de la quantité d'eau atmosphérique disponible (relation de Clausius-Clapeyron), ce qui se traduit par des événements pluvieux plus intenses et des crues plus importantes. Les études de projection hydrologique menées par Kay et al. (2006) pour le bassin de la Tamise (Royaume-Uni) et par Dankers & Feyen (2008) pour l'ensemble de l'Europe montrent une augmentation générale des crues centennales de 10 à 30 % d'ici 2100 dans la plupart des bassins hydrographiques d'Europe de l'Ouest et du Nord.

Pour le bassin méditerranéen, y compris l'Algérie, les projections du modèle Euro-CORDEX (Jacob et al., 2014) indiquent paradoxalement une tendance à l'augmentation de la sécheresse estivale, mais une intensification des épisodes pluvieux extrêmes automnaux et hivernaux (phénomène de précipitations intenses de type méditerranéen). Cette dynamique se traduit par des crues éclairs (flash floods) plus fréquentes et plus intenses, particulièrement dangereuses pour les petits ouvrages d'art sur cours d'eau intermittents (oueds).

I.11.2. Augmentation du Risque d’Affouillement

L'augmentation des débits de crue se répercute directement sur l'intensité de l'affouillement par plusieurs mécanismes. Premièrement, la vitesse d'écoulement dans la section du pont augmente avec le débit, accroissant les contraintes de cisaillement au fond selon une loi de puissance ($V \propto Q^{(0,4 \text{ à } 0,6)}$) selon la géomorphologie du cours d'eau). Deuxièmement, la profondeur d'eau augmentant avec le débit, les structures tourbillonnaires responsables de l'affouillement local deviennent proportionnellement plus importantes.

Dikanski et al. (2018) ont quantifié l'impact du changement climatique sur le risque d'affouillement au Royaume-Uni en utilisant des projections hydrologiques UKCP09 couplées à la formule HEC-18. Leurs résultats montrent que le rapport de dépassement des seuils d'affouillement critique pourrait augmenter de 30 à 50 % d'ici 2100 dans certains bassins versants britanniques.

Pour les ponts en Algérie, construits pour la plupart avec des crues de projet basées sur des données hydrologiques des années 1970–1990, le sous-dimensionnement hydraulique est déjà une réalité documentée. L'intégration des effets du changement climatique dans les nouvelles normes de dimensionnement constitue une priorité pour l'ANBT et les bureaux d'études spécialisés.

I.11.3. Stratégies d'Adaptation au Changement Climatique

Face à l'augmentation du risque d'affouillement liée au changement climatique, plusieurs stratégies d'adaptation sont proposées dans la littérature récente. L'approche basée sur la gestion du risque (Risk-based approach) consiste à calculer la probabilité de dépassement de la profondeur d'affouillement critique sur la durée de vie de l'ouvrage, en intégrant les incertitudes sur les projections climatiques.

L'AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) a publié en 2023 des lignes directrices pour l'intégration du changement climatique dans la conception des ponts (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications). En Europe, le programme Horizon 2020 « COST Action TU1404 — Towards the Next Generation of Standards for Service Life of Cement-Based Materials and Structures » inclut un volet spécifique sur la résilience des infrastructures hydrauliques.

I.12. CONCLUSION

L'affouillement des fondations de ponts est un phénomène complexe, multidimensionnel et potentiellement catastrophique qui résulte de l'interaction entre les processus hydrodynamiques, le transport sédimentaire et la géomécanique des fondations. Cette étude bibliographique a permis de mettre en évidence les points essentiels suivants :

- L'affouillement constitue la première cause d'effondrement structurel des ponts dans le monde, responsable de plus de 50 % des ruptures selon les statistiques américaines (Shirole & Holt, 1991 ; Wardhana & Hadipriono, 2003).
- Trois types fondamentaux d'affouillement coexistent sur un pont : la dégradation générale du lit, l'affouillement de contraction et l'affouillement local des piles et culées. La profondeur totale à prendre en compte est la somme de ces trois composantes.
- Les tourbillons en fer à cheval générés par la présence des piles constituent le mécanisme principal de l'affouillement local, avec des contraintes de cisaillement au fond supérieures d'un facteur 4 à 5 à l'écoulement non perturbé.
- Les formules empiriques du HEC-18 (formule CSU, formule de Froehlich, formule de Laursen) constituent les outils de calcul de référence, mais présentent des limitations importantes pour les sols cohésifs, les conditions hydrodynamiques complexes et les crues de courte durée.
- Les solutions de protection (enrochements, gabions, radiers, déflecteurs) sont efficaces si elles sont correctement dimensionnées et régulièrement entretenues. La surveillance continue par sondes bathymétriques est indispensable pour les ouvrages classés à risque.
- Le changement climatique amplifie le risque d'affouillement en augmentant la fréquence et l'intensité des crues, ce qui impose une révision à la hausse des crues de projet dans les nouvelles normes de dimensionnement.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1. INTRODUCTION :

L'étude d'un ouvrage d'art nécessite une bonne maîtrise des différentes données fonctionnelles, environnementales et naturelles. Ces informations sont indispensables pour assurer les conditions de sécurité et de confort lors de l'exploitation du pont. Dans ce chapitre, nous nous intéresserons à la collecte, au traitement et à l'analyse des données relatives à notre projet. Cette approche permettra de mieux cerner les contraintes et les enjeux spécifiques liés à la conception et à l'étude de cet ouvrage.

II.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II.2.1. Objectif du projet

Le travail présenté porte sur la conception et le dimensionnement d'un pont routier implanté au PK 6+600, assurant le franchissement de l'Oued El Harrach sur le tronçon reliant Sidi Moussa à Birtouta. Cet ouvrage s'inscrit dans le cadre du projet de dédoublement de cette liaison routière et vise à répondre aux contraintes spécifiques du site, tout en garantissant la sécurité, la durabilité et l'efficacité de l'infrastructure.

Voici ci-après une vue illustrant l'implantation de l'ouvrage ainsi que son environnement immédiat.



Figure II.1. Vu en plan de l'ouvrage d'art routier sur Oued El-Harrach.

II.2.2. Situation du site :

L'ouvrage en question se situe sur l'oued El Harrach, à partir du PK 6+600 venant de Birtouta jusqu'au PK 6+850 allant vers Sidi Moussa.

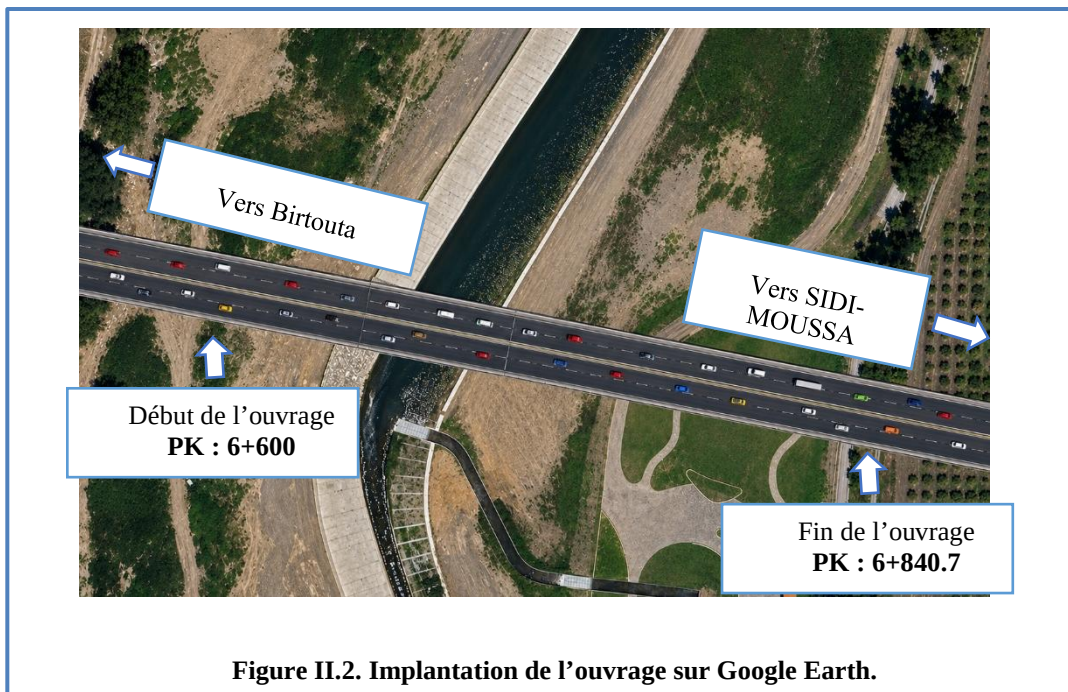


Figure II.2. Implantation de l'ouvrage sur Google Earth.

II.2.3. L'obstacle à franchir :

L'ouvrage projeté franchit l'Oued El Harrach, un cours d'eau à régime pluvial caractérisé par des débits variables en fonction des précipitations. Traversant une zone fortement urbanisée, cet oued est sujet à des crues importantes ainsi qu'à des contraintes environnementales liées à la pollution. La conception du pont doit ainsi prendre en considération les variations du niveau d'eau, les risques d'inondation et d'érosion, afin de garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

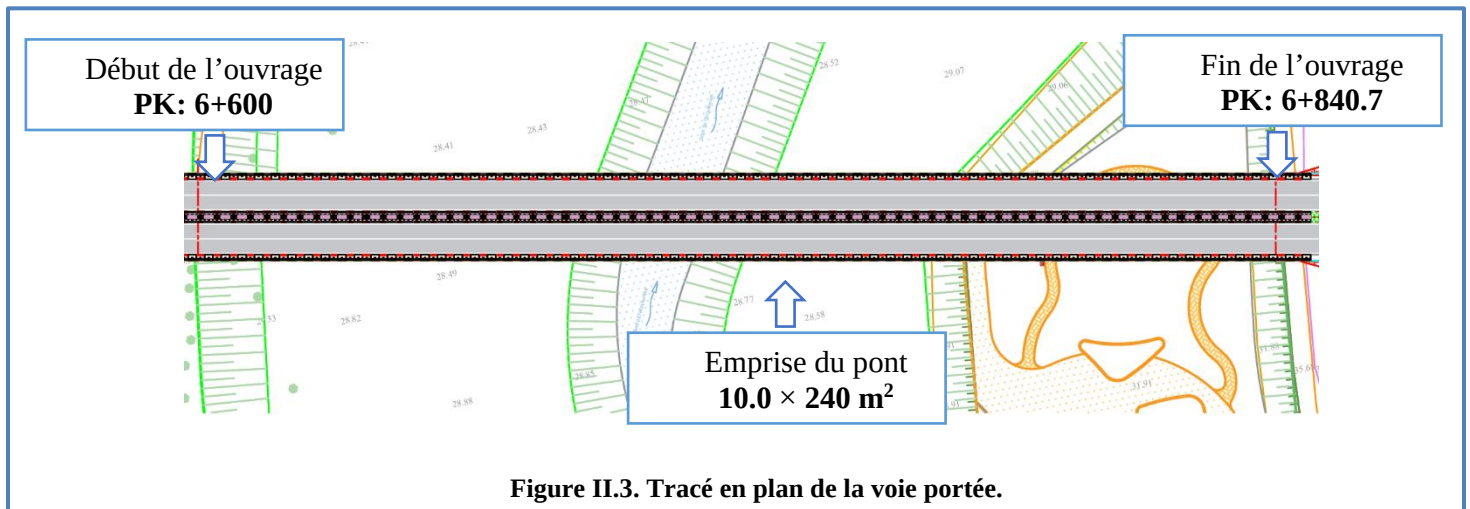
II.3. LES DONNEES DU PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

II.3.1.1. Tracé en plan

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

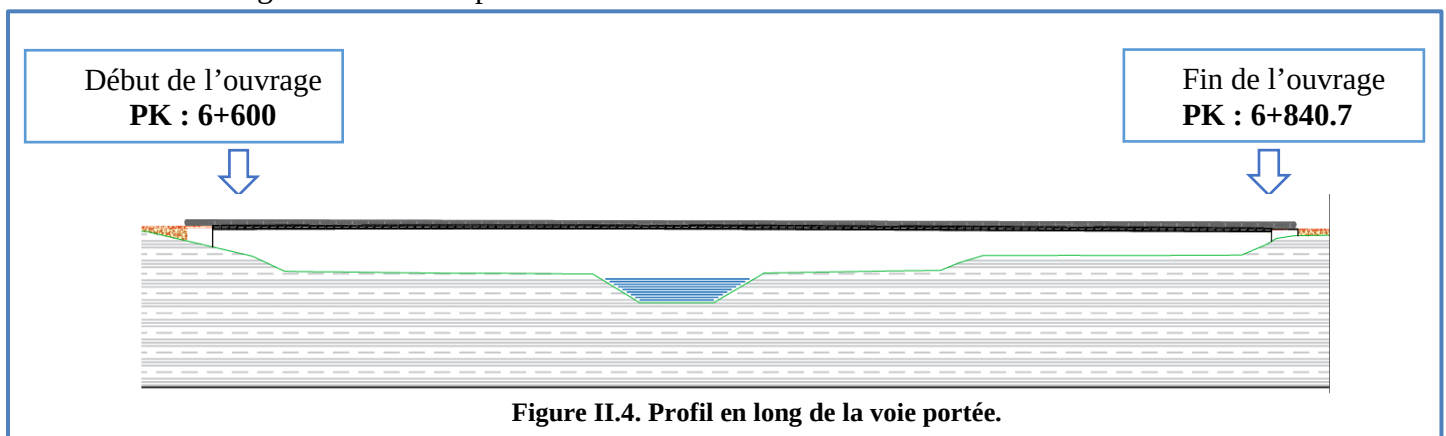
- ❖ Début de l'ouvrage au PK 6+600.
- ❖ Fin de l'ouvrage au PK 6+840.7.
- ❖ L'ouvrage présente un tracé en alignement droit, sur une longueur totale de 240.7 m.



II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la ligne présente les caractéristiques suivantes :

- Parabole de rayon de raccordement vertical $R = 2000 \text{ m}$ du PK 6+600 jusqu'à PK 6+787.108.
- Ligne droite d'une pente de $P = -0.37 \%$ du PK 6+787.108 au PK 6+840.70.



II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers représente l'ensemble des éléments définissant la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale du tablier est de 10 m, comprenant :

- ❖ Largeur du tablier : 10 m.
- ❖ Largeur de la chaussée : 7.8 m.
- ❖ Deux voies de circulation de 3.4 m de largeur chacune.
- ❖ Largeur des trottoirs : 1.2 m côté droit et 1 m côté gauche.
- ❖ Un dévers de 2.5 %.

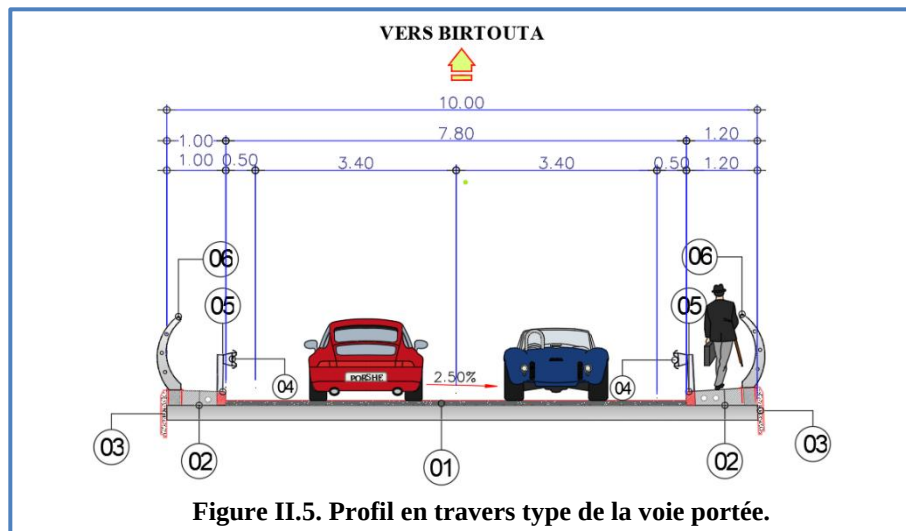


Figure II.5. Profil en travers type de la voie portée.

- 1 : Revêtement.
- 2 : Trottoir.
- 3 : Corniche préfabriquée
- 4 : Glissière de sécurité.
- 5 : Bordure GLO (Gabarit Limite d'Obstacle) en béton préfabriqué.
- 6 : Garde-corps.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Il est indispensable de disposer d'un levé topographique précis ainsi que d'un plan détaillé du site, indiquant les accès existants et les zones réservées aux installations de chantier et au stockage des matériaux. Le projet s'inscrit au niveau de l'Oued El Harrach, dans le tronçon reliant Sidi Moussa à Birtouta, une zone à caractère urbain et partiellement industrialisé, avec un relief généralement faible à modéré. La présence de l'oued, à régime pluvial, impose également de tenir compte des risques de crues et des contraintes hydrauliques lors de la conception de l'ouvrage.

II.3.2.2. Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol est fondamentale dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et pour choisir un emplacement pour l'implantation de ces dernières, dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Elles sont obtenues à partir de sondages et d'essais qui donnent les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et l'implantation possibles des fondations.

Pour l'étude de cet ouvrage, on dispose de quatre sondages rotatifs, associés à des sondages pressiométriques, tous à une profondeur de 30 m, selon la table suivante.

Tableau II.1. Compagne de recherche géotechnique.

Tronçon	Dénomination	X	Y	Prof (m) atteinte
AM	SC 01+ Pièzo Pile	505714.00	4053167.00	30
	SP 01+ Pièzo -Cule 01	505514.00	4053306.00	30
	SC 02+ Pièzo Pile	505575.00	4053263.00	30
	SP 02+ Pile	505646.00	4053213.00	30
	SP 03-Cule 02	505775.00	4053132.00	30

❖ Résultats obtenus :

Sondages carottés :

Les sondages carottés réalisés ont permis d'établir la stratigraphie suivante :

- **Sondage SC01 :**
0.00 – 30.00 m : dépôts alluvionnaires.
- **Sondage SC02 :**
0.00 – 4.50 m : remblais constitués d'une argile beige très graveleuse mêlée à des sables beige-jaune, avec présence de débris de brique.
4.50 – 30.00 m : dépôts alluvionnaires.

Sondages pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique réalisé in situ à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable introduite dans un forage. Il permet d'obtenir la relation entre la contrainte appliquée et la déformation du sol.

Sondages pressiométriques :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique réalisé in situ à l'aide d'une sonde cylindrique dilatable introduite dans un forage. Il permet d'obtenir la relation entre la contrainte appliquée et la déformation du sol.

Cet essai fournit principalement les paramètres suivants :

- Le module pressiométrique (module de Ménard) E.
- La pression de fluage Pf.
- La pression limite Pl.

II.3.2.3. Sismicité du site

La sismicité est déterminée selon les règles parasismiques algériennes 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 d'Alger à la zone III.

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

Selon la norme citée les ponts franchissant ou longeant de grandes liaisons d'aménagement du territoire sont classés dans le groupe 2, à savoir des ponts importants.

❖ 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 $A = 0.30$.

II.3.2.4. Climatologie

❖ Température :

Les variations de température sont soigneusement prises en compte dans le calcul des ponts, notamment en ce qui concerne leur influence sur les joints de dilatation et les appareils d'appui. Dans la région d'Alger, les températures peuvent atteindre environ 40°C en été et descendre jusqu'à 5°C en hiver.

Cependant, selon le règlement RCPR et pour la région du Nord de l'Algérie (climat tempéré), les variations thermiques de calcul à considérer sont :

❖ Température maximale : +35°C.

❖ Température minimale : -15°C.

Les déformations linéaires sont alors évaluées entre la température initiale moyenne lors de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10°C et +25°C) et ces températures extrêmes. La prise en compte de ces effets thermiques permet d'assurer le bon comportement et la durabilité de l'ouvrage. Les déformations linéaires sont alors évaluées entre la température initiale moyenne lors de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10°C et +25°C) et ces températures extrêmes. La prise en compte de ces effets thermiques permet d'assurer le bon comportement et la durabilité de l'ouvrage.

❖ Vent :

Les efforts engendrés sur la structure par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de 2 kN/m^2 .

II.3.2.5. Hydrologie :

Il est essentiel de connaître les paramètres hydrologiques qui influencent la conception de l'ouvrage et son implantation, notamment pour évaluer les risques liés aux crues et aux conditions d'exécution. Dans le cas de l'Oued El Harrach, cours d'eau à régime pluvial, les débits varient en fonction des précipitations et peuvent devenir importants en période de crue. Il est essentiel de connaître les paramètres hydrologiques qui influencent la conception de l'ouvrage et son implantation, notamment pour évaluer les risques liés aux crues et aux conditions d'exécution. Dans le cas de l'Oued El Harrach, cours d'eau à régime pluvial, les débits varient en fonction des précipitations et peuvent devenir importants en période de crue. Les éléments à considérer sont :

- La hauteur d'eau, variable selon les saisons.
- La pluviométrie annuelle de la région d'Alger, caractérisée par un climat méditerranéen.
- La présence éventuelle de la nappe phréatique dans les zones alluvionnaires.

Pour notre ouvrage, l'oued présente généralement un débit faible en période normale, mais peut connaître des crues significatives, ce qui doit être pris en compte dans la conception. Pour notre ouvrage, l'oued présente généralement un débit faible en période normale, mais peut connaître des crues significatives, ce qui doit être pris en compte dans la conception.

II.4. CONCLUSION

À l'issue de ce chapitre, il ressort qu'une reconnaissance détaillée du site, de l'implantation de l'ouvrage et de ses caractéristiques est indispensable. La collecte des données naturelles, telles que la topographie, les conditions géotechniques et climatiques, constitue une étape essentielle pour assurer une conception fiable et rigoureuse du pont.

L'objectif de la conception est de proposer une solution économique tout en respectant des exigences fondamentales. Ainsi, l'ouvrage doit répondre à :

- ❖ Des exigences fonctionnelles, liées à son rôle de franchissement et à la sécurité des usagers.
- ❖ Des exigences environnementales, assurant son intégration dans le site et la prise en compte des contraintes naturelles.

Ces éléments représentent la base nécessaire pour la phase de conception et de prédimensionnement, qui sera développée dans le chapitre suivant, en visant un équilibre optimal entre performance, sécurité et respect de l'environnement.

CHAPITRE III

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont repose sur une approche technico-économique équilibrée, tenant compte des contraintes naturelles, fonctionnelles et esthétiques afin d'assurer une bonne intégration dans son environnement. L'objectif est de proposer une solution à la fois efficace et économiquement viable.

Le choix du type d'ouvrage s'appuie sur l'étude de plusieurs critères, notamment :

- ❖ La portée.
- ❖ L'élancement.
- ❖ Le profil en long.
- ❖ Les conditions topographiques et géotechniques.
- ❖ Le coût global (tablier et appuis).
- ❖ L'aspect esthétique.

III.2. DEMARCHE DE CONCEPTION

La conception et le prédimensionnement d'un pont constituent des étapes essentielles pour garantir un ouvrage durable et fonctionnel. Ils reposent sur une approche globale intégrant les aspects techniques, environnementaux et économiques afin d'aboutir à une solution optimale.

Dans ce chapitre, plusieurs variantes ont été étudiées en fonction de critères tels que les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long et en travers), ainsi que la nature de l'obstacle à franchir.

Par conséquent et en prenant en considération les différents critères cités par-dessus les variantes envisagées sont :

- Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension.
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Pont Mixte Bipoutre.

III.3. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 1 : « Pont à Poutres Préfabriquées en Béton Précontraint par Post-tension »

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Pont à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie de la famille des ponts à poutres supportant une dalle en béton armé.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, elles sont souvent parallèles et équidistantes et sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur.

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.

III.3.1. Conception longitudinale

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

Pour cette variante, on propose une coupe longitudinale composée de 8 travées équidistantes avec des poutres de 30 m de longueur, pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 240.7 m.

III.3.2. Conception transversale

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont déterminées suivant le guide SETRA VIPP.

Tableau III.1 : Pré-dimensionnement de la 1^{ère} variante.

Elément	Formule	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	$L/20 \leq H_t \leq L/17$ m L : portée de la poutre.	$H_t = 2$ m
Epaisseur de la dalle	$0.16 \leq e \leq 0.25$ m	$e = 0.25$ m
Hauteur de la poutre	$h = H_t - e$	$h = 1.75$ m
Entraxe entre les poutres	$1.3 \leq \lambda \leq 2$ m	$\lambda = 1.79$ m
Entraxe des poutres de rive	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres.	$L_a = 8.95$ m
Nombre de poutres	$N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$	6 poutres
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6 h$	$b = 1.05$ m
Epaisseur de la table de compression	$E \geq 0.1$ m	$e = 0.12$ m
Largeur du talon	$0.6 \leq L_T \leq 0.9$	$b_t = 0.6$ m
L'épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	$e_t = 0.20$ m
Epaisseur d'âme	Section d'about	$b_0 = 0.55$ m
	Section à mi-travée	$b_0 = 0.25$ m
Pente de la face inférieure de la table de compression	$1/15 \leq \tan \alpha \leq 1/10$	$\alpha = 6^\circ$
Gousset de la table de compression	/	$\beta = 45^\circ$
Gousset du talon	$1 \leq \tan \theta \leq 1.5$	$\tan \theta = 1$ $\theta = 45^\circ$
Entretoise d'about	/	$0.5 \times 1.2 \text{ m}^2$

III.3.3. Conception de l'infrastructure

III.3.3.1. Piles

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

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

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

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

Elément		Valeur / Description	Figure
Hauteur	P1, P2	5.80 m	
	P3	8.1 m	
	P4	11.35 m	
	P5, P6	5.45 m	
	P7	3.5 m	
Chevêtre	Dimensions	2.10 × 10 × 1.4 (m×m×m)	
Section	Forme	Transition parabolique sur 3m + section rectangulaire constante	
	Dimensions	5.00 × 2.10 m	

III.3.3.2. Culées

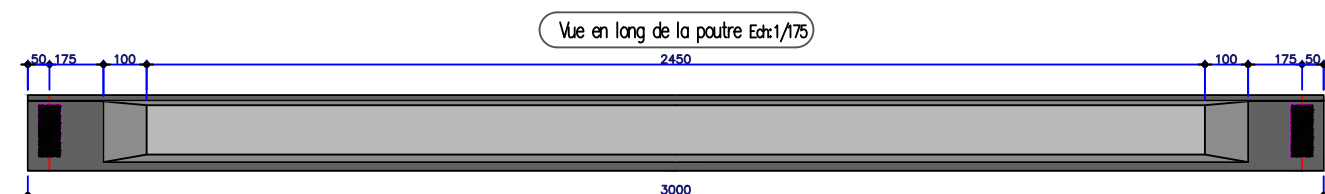
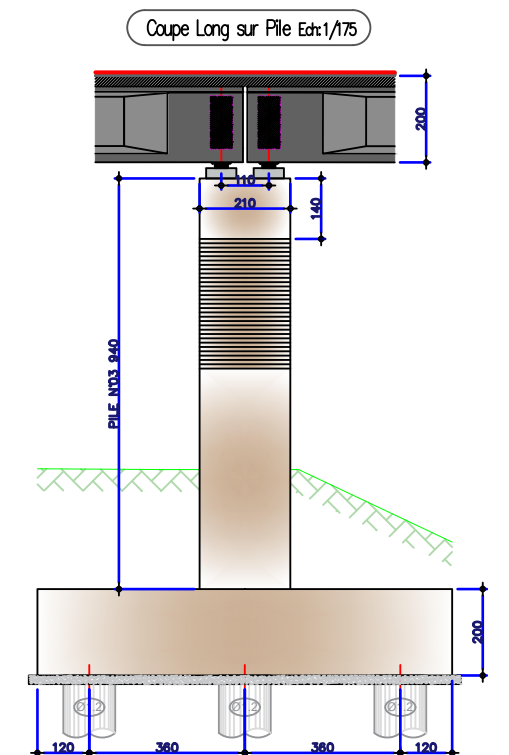
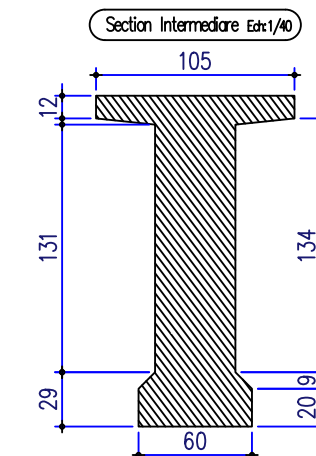
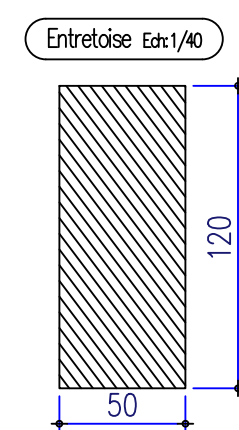
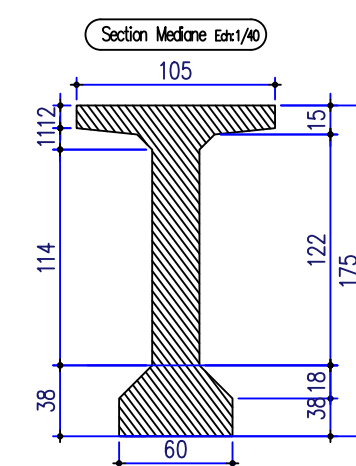
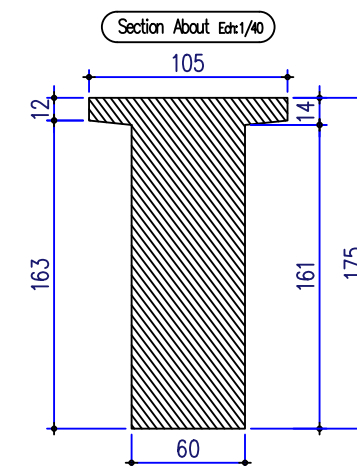
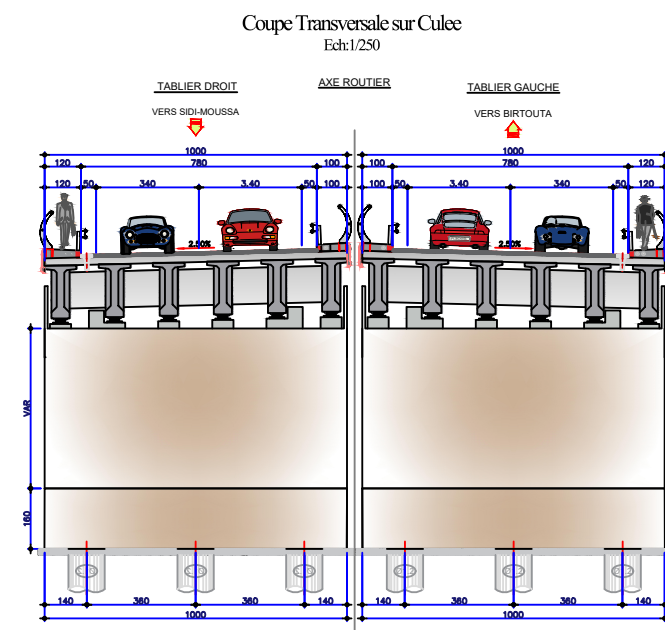
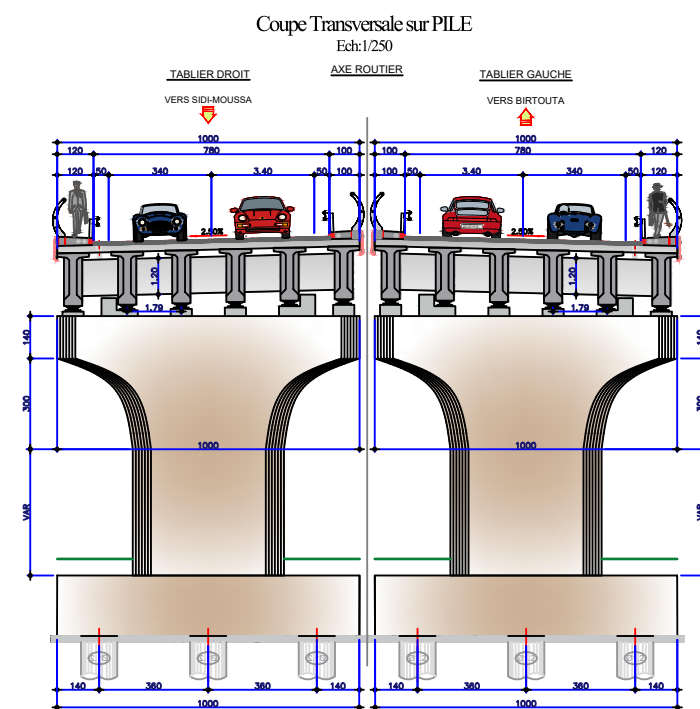
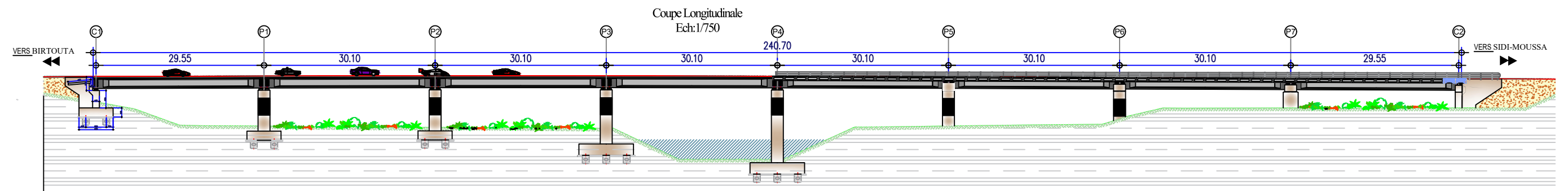
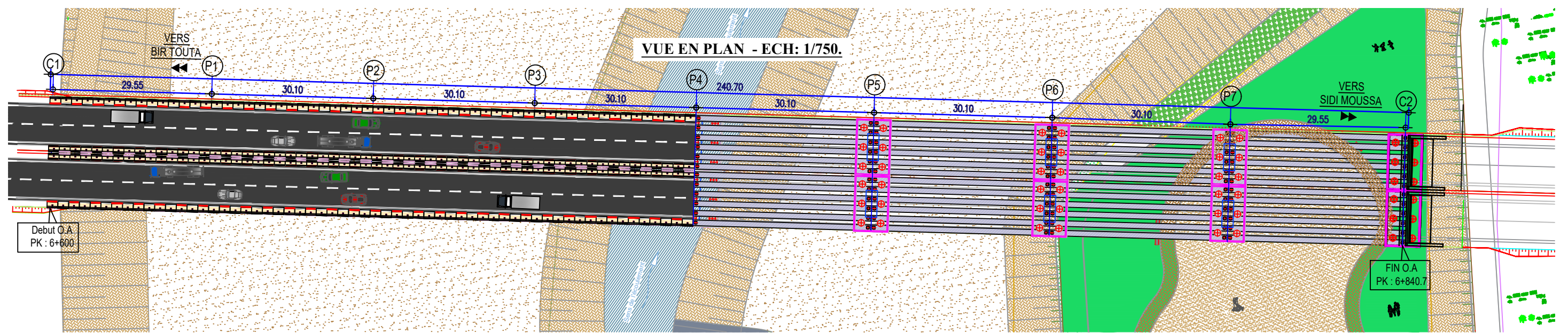
La culée est un élément essentiel de l'ouvrage, assurant à la fois le rôle d'appui du tablier et de mur de soutènement face à la poussée des terres et des remblais.

Compte tenu des conditions géotechniques du site, le choix de culées remblayées a été retenu pour sa simplicité de conception et d'exécution. Ce type de culée se compose principalement d'un mur de front, de murs en retour, d'un mur garde-grève et d'une dalle de transition, assurant la stabilité de l'ouvrage et le confort des usagers.

Les dimensions des différents éléments de la culée sont définies ci-après.

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

Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	3.05 / 3.35 m	
	Epaisseur	1.2 m	
	Longueur	10 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.35 / 2.33 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	10 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	



III.4. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 2 : « Pont en Béton Précontraint Construit par Encorbellements Successifs »

La méthode de construction par encorbellement successif est très utile pour des portées moyennement grandes où on peut atteindre les 150 m. Elle est très avantageuse dans les sites urbains où on doit toujours assurer la fluidité du trafic des voies avoisinées.

Cette méthode consiste à construire le tablier du pont à partir des piles soit en coulant les voussoirs sur place ou en utilisant des voussoirs préfabriqués, choix pour lequel on a opté pour cette variante.

III.4.1. Conception longitudinale

Pour cette deuxième variante on propose une coupe longitudinale composée de 3 travées principales de 60 m et deux travées de rives de 36 m pour avoir une longueur totale de l'ouvrage de 252 m.

III.4.1.1. Découpage des voussoirs

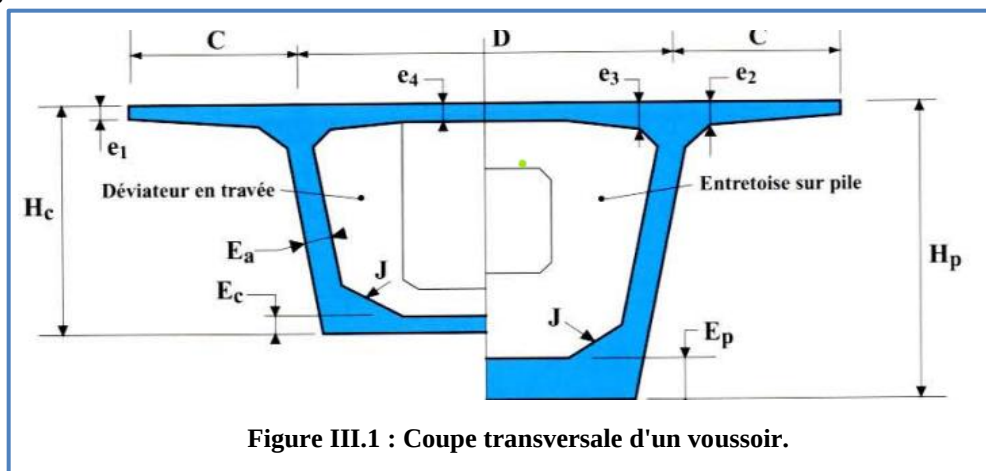
Le découpage dépend du matériel de levage et manutention disponible, on peut atteindre généralement des longueurs de voussoirs courants entre 2.5 et 4 m.

Dans notre cas on opte pour des voussoirs courants de 3.5 m de longueur, des voussoirs sur pile est partie coulée sur cintre de 8 m et des voussoirs de clavage de 3 m, ce qui nous donne :

- 54 voussoirs courants.
- 4 voussoirs sur pile.
- 2 voussoirs sur culée coulée sur cintre.
- 5 voussoirs de clavage.

III.4.2. Conception transversale

D'après le guide de conception de SETRA : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, on propose le dimensionnement de la section transversale de l'ouvrage :



La **figure III.1** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont listées dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 : 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 = l	B = 10 m
C	C = B/4	C = 2.5 m
D	D = B / 2	D = 5 m
Epaisseur de l'hourdis supérieur e ₁	e ₁ > 16 cm à 18 cm	e ₁ = 25 cm
e ₂	C/8 < e ₂ < C/7	e ₂ = 36 cm
e ₃	e ₃ = 0.1 + D/25 e ₃ > e ₂ - 0.1 e ₃ > 1.5 e ₄	e ₃ = 40 cm
e ₄	D/30 < e ₄ < D/25 e _{4 min} = 20 cm	e ₄ = 30 cm
Inclinaison de l'âme	10 à 30%	30 %
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 ≥ 2Φ + d + e E ≥ 18 à 22 cm	E = 30 cm
Gousset supérieur	30° < α < 45°	α = 30°
Gousset inférieur	30° < α < 45°	α = 30°

III.4.3. Conception de l'infrastructure

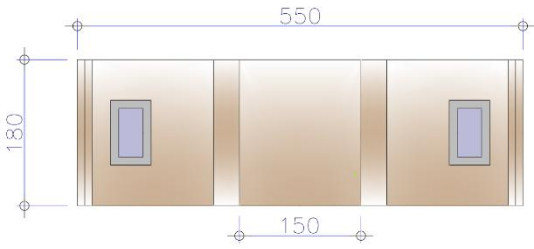
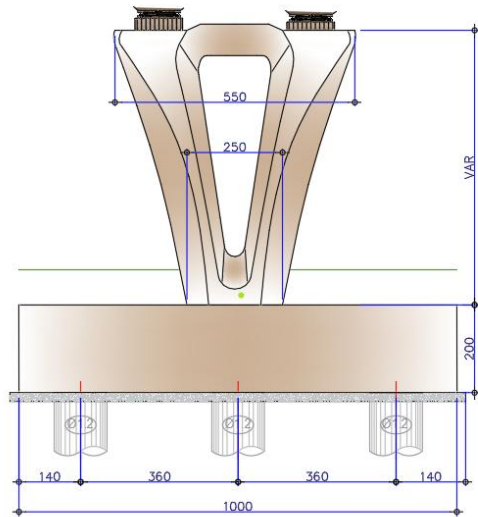
III.4.3.1. Piles

Les piles sont des appuis qui travaillent essentiellement à transmettre les charges de la structure aux fondations.

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

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

Tableau III.5 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 2.

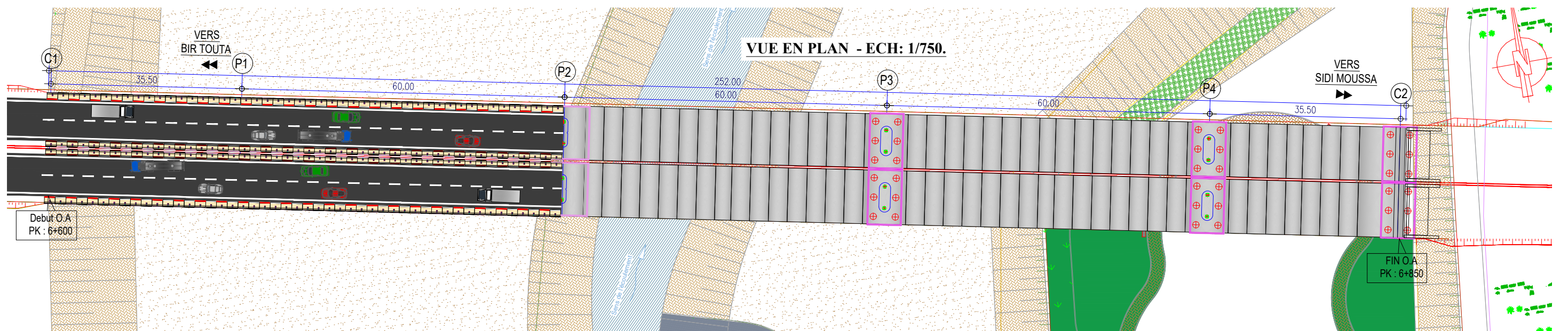
Elément		Valeur / Description	Figure
Section	Forme	Fût en V ouvert avec évidement central rectangulaire	
	Dimensions	Tête de pile : $5.50 \times 1.80 \text{ m}^2$ Pied de pile : $2.50 \times 1.80 \text{ m}^2$	
Hauteur	P1, P3	6.3 m	
	P2	7.70 m	
	P4	4 m	

III.4.3.2. Culées

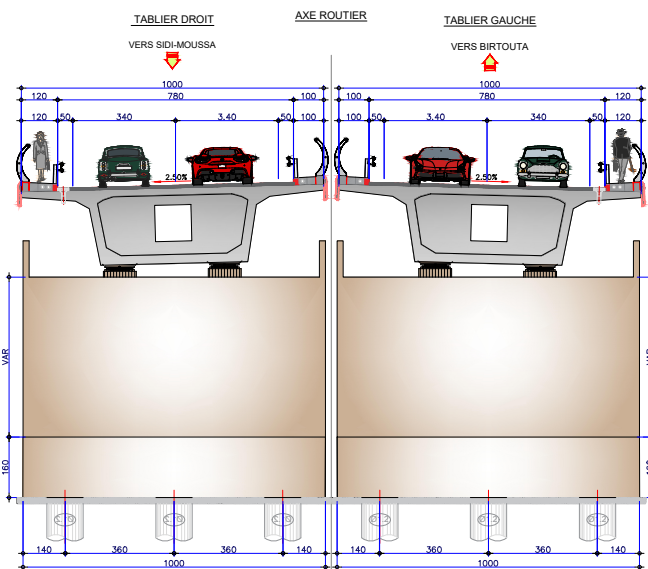
Concernant les culées de cette variante, on a choisi le même type de culée (remblayée) que celui de la variante 1 et ses dimensions sont définies, selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants ».

Tableau III.6 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 2.

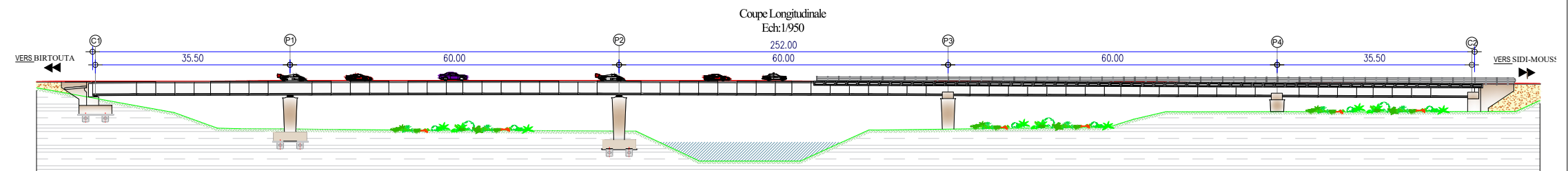
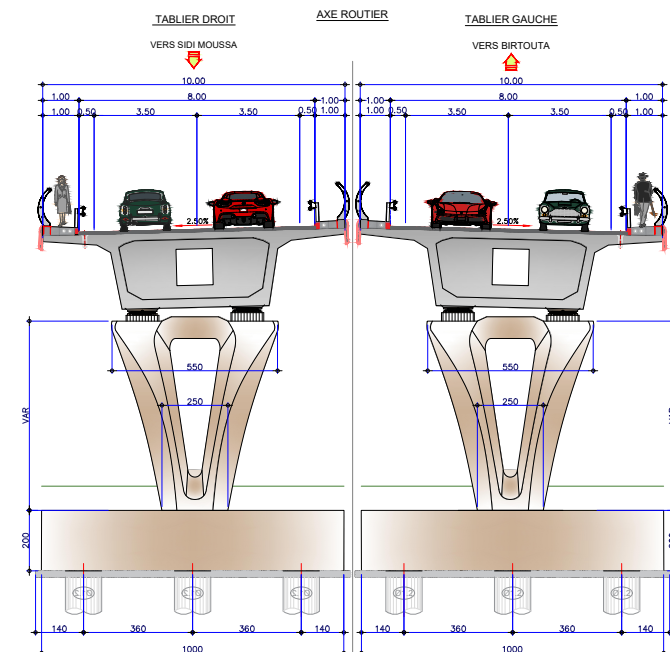
Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	1.55 / 2.85 m	
	Epaisseur	1.86 m	
	Longueur	10.00 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.74 / 1.52 m	
	Epaisseur	0.35 m	
	Longueur	10.00 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	



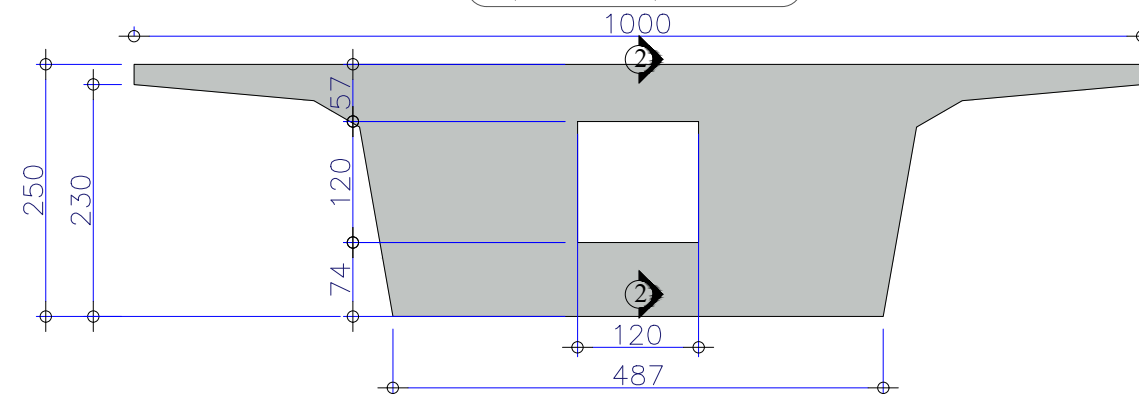
Coupe Transversale sur Culée
Ech:1/250



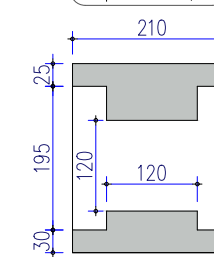
Coupe Transversale sur PILE
Ech:1/250



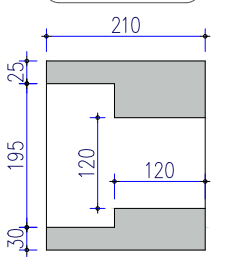
Coupe Voutoir Pile/Culée Ech:1/75



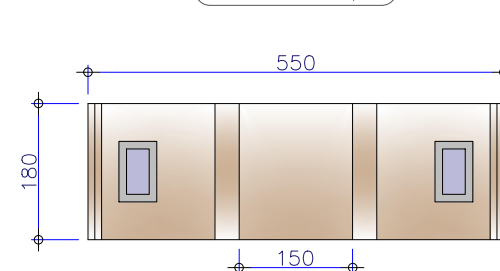
Coupe 2-2 Ech:1/100



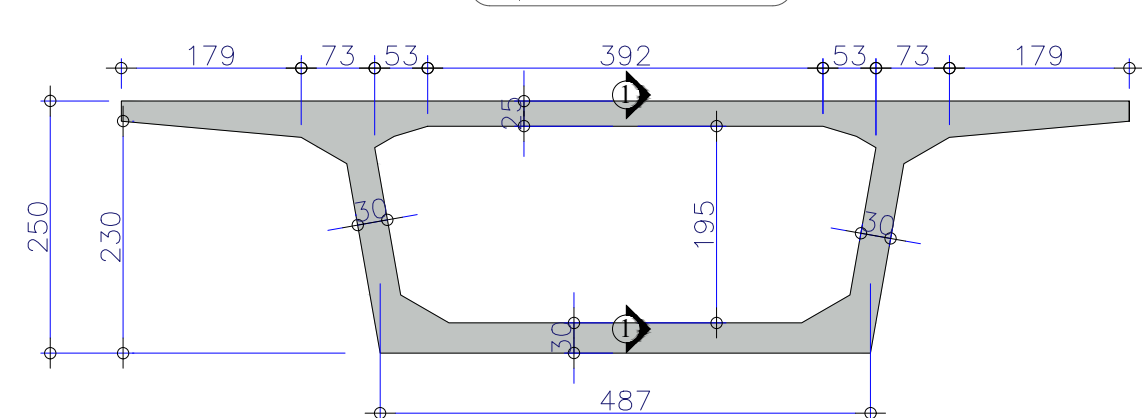
Coupe 2-2 Ech:1/100



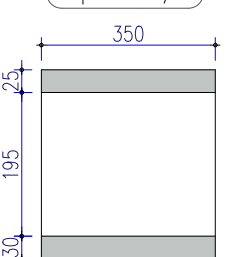
Vue en Plan Pile Ech:1/100



Coupe Voutoir Courant Ech:1/75



Coupe 1-1 Ech:1/100



III.5. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE 3 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes acier-béton de type pont bipoutre combinent les avantages de l'acier et du béton pour réaliser des structures légères et performantes. Ils sont constitués de deux poutres métalliques principales reliées par des entretoises, supportant une dalle en béton armé connectée, assurant ainsi la résistance en flexion et en torsion.

Ce type d'ouvrage permet de franchir des portées importantes, généralement comprises entre 30 et 130 m pour les travées continues, avec une largeur variable selon les besoins. Il offre un bon compromis entre légèreté, résistance, stabilité et esthétique.

III.5.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre à travées continues, avec des poutres à hauteur constante. L'implantation des culées conduit à une longueur totale de 239 m. Ainsi, l'ouvrage est composé de 3 travées principales de 55 m, encadrée par deux travées de rive de 37 m chacune.

III.5.2. Conception Transversale

Le prédimensionnement a été réalisé conformément aux recommandations du guide SETRA et de CALGARO. Le pont est constitué de deux poutres principales de type PRS, espacées de 5,00 m, et reliées par des entretoises de type IPE 600, ainsi que des entretoises en HEB 600 au niveau des sections d'about, avec un espacement d'environ 6 m. Des raidisseurs ont également été prévus sur les deux poutres principales afin d'améliorer leur stabilité. Une dalle en béton armé d'épaisseur variable est connectée aux poutres à l'aide de goujons, assurant ainsi le fonctionnement mixte de l'ouvrage.

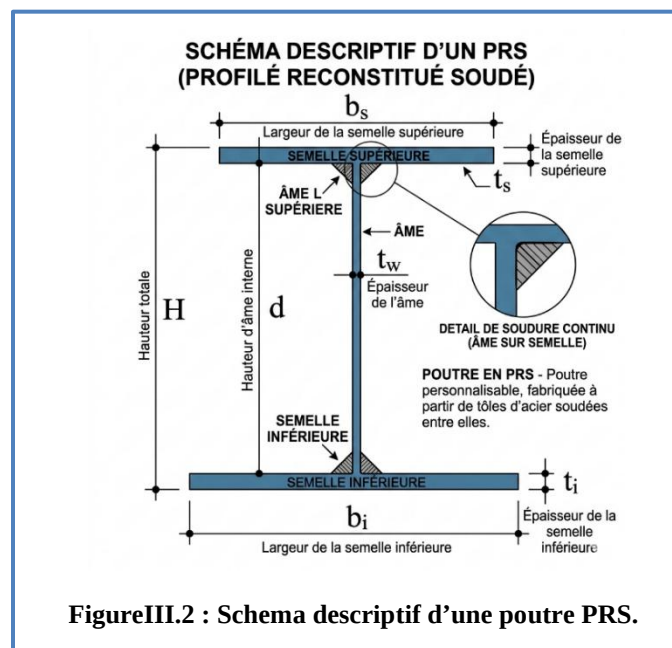
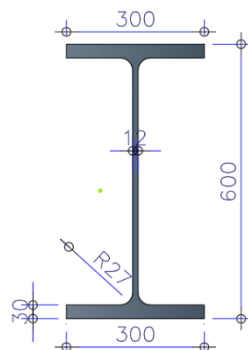
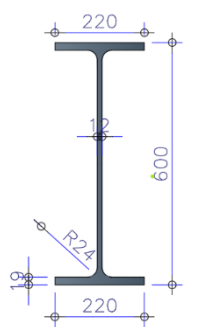


Tableau III.7 : Définition des sections des éléments de la structure.

Elément	Dimensions		Valeur retenue (mm)
Entraxe des poutres	L=0.55Lt		5.5 m
Epaisseur de la dalle	0.25m a mi-porte		0.25 m
	0.3 m au droit des poutres		0.3 m
Hauteur des poutres	Longueur Hp	H=L/28	2.1 m
L'âme de la poutre	Largeur Hw	$h_w = h_p - (t_b + t_i)$	2010
	Epaisseur Tw	$t_w \geq 0.005 \times h_w$	20
Semelle inferieur	Largeur bs	$(0.25 + \frac{L_t}{40} + \frac{X}{125})(0.92 + \frac{X}{150})$	900
	Epaisseur Tb	$20 \leq T_b \leq 150$	50
Semelle supérieure	Largeur bi	$B_{inf} - 0.02$	800
	Epaisseur Ti	$20 \leq T_1 \leq 150$	40
Entretoises HEB 600	h = 600 mm		
	b = 300 mm		
	tf = 30 mm		
	tw = 12 mm		
Entretoises HEB 600	h = 700 mm		
	b = 300 mm		
	tf = 32 mm		
	tw = 17 mm		

III.5.3. Conception de l'infrastructure

III.5.3.1. Piles

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

Tableau III.8 : Choix et dimensions de la pile retenue pour la variante 3.

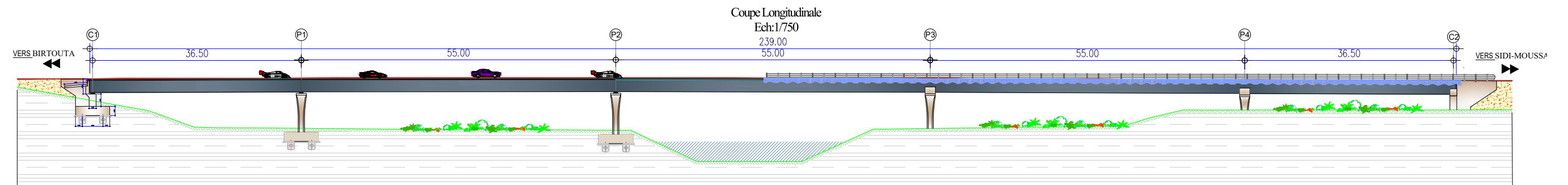
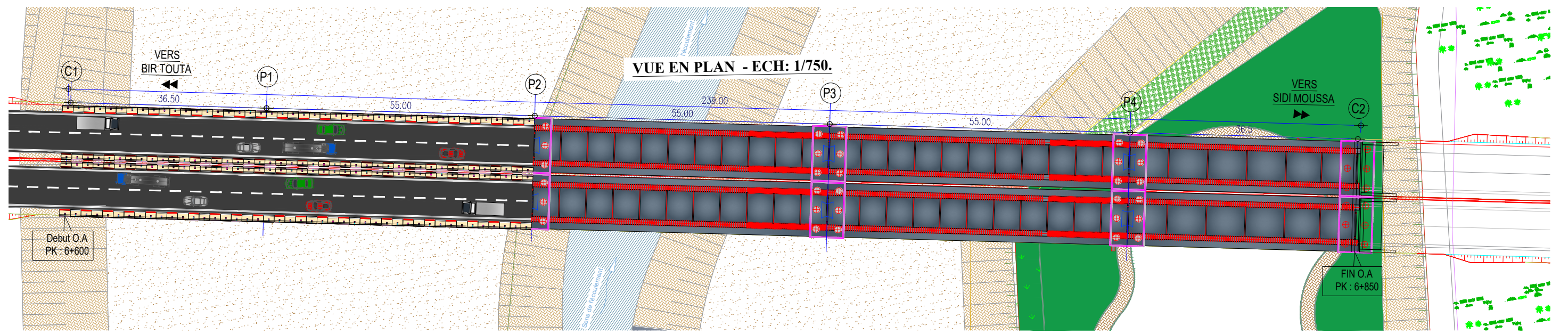
Elément		Valeur / Description	Figure
Section	Forme	Rectangulaire avec raccordements circulaires aux extrémités.	
	Dimensions	Section en tête : $8.00 \times 1.80 \text{ m}^2$ Section en pied : $3.00 \times 1.40 \text{ m}^2$ $\Phi = 1.60 \text{ m}$	
Hauteur	P1	6.80 m	
	P2	7.20 m	
	P3	6.60 m	
	P4	4.00 m	

III.5.3.2. Culées

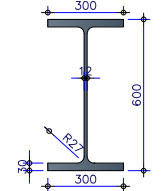
Comme les deux variantes précédentes, on choisit des culées remblayées. Ses dimensions sont définies, selon le document « Projet et construction des ponts : Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants », dans le tableau suivant :

Tableau III.9 : Choix et dimensions de la culée retenue pour la variante 3.

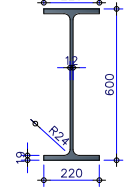
Elément		Valeur	Figure
Mur frontal	Hauteur	2.15 / 3.20 m	
	Epaisseur	1.20 m	
	Longueur	10.00 m	
Mur garde grève	Hauteur	2.60 m	
	Epaisseur	0.30 m	
	Longueur	10.00 m	
Mur en retour	Epaisseur	0.50 m	
Dalle de transition	Hauteur	0.30 m	
	Largeur	4.00 m	



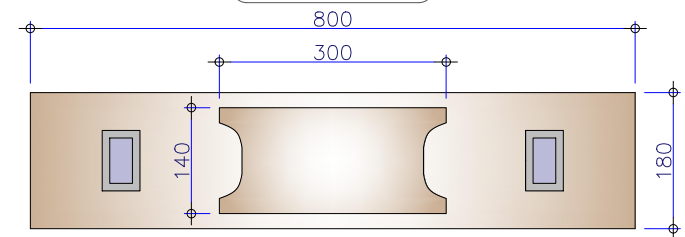
Entretoise HEB 600 Ech: 1/30



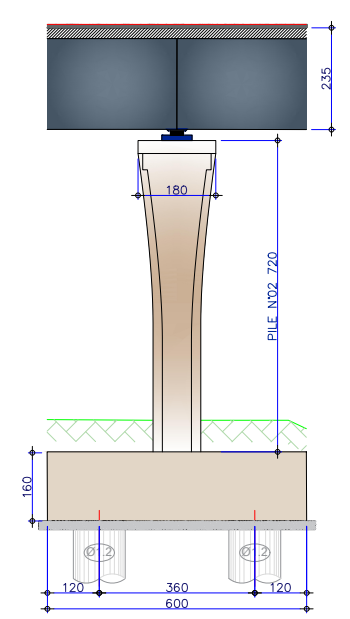
Entretoise IPE 600 Ech: 1/30



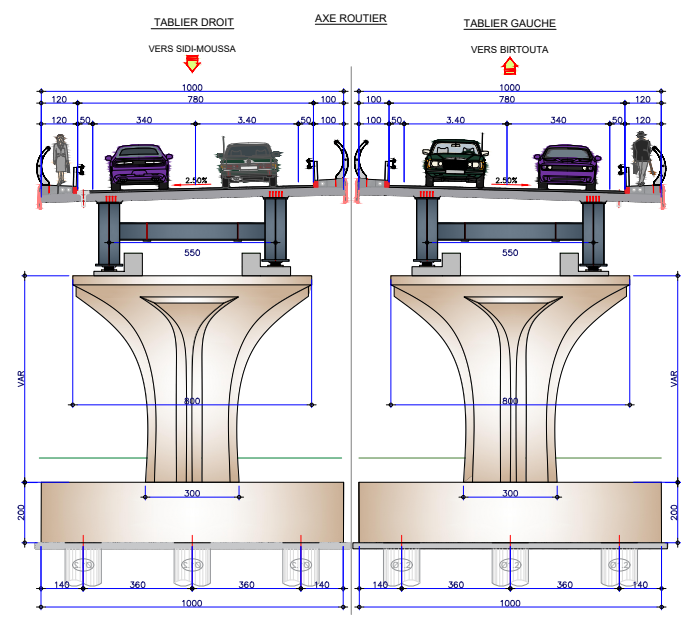
Vue en Plan Pile Ech: 1/100



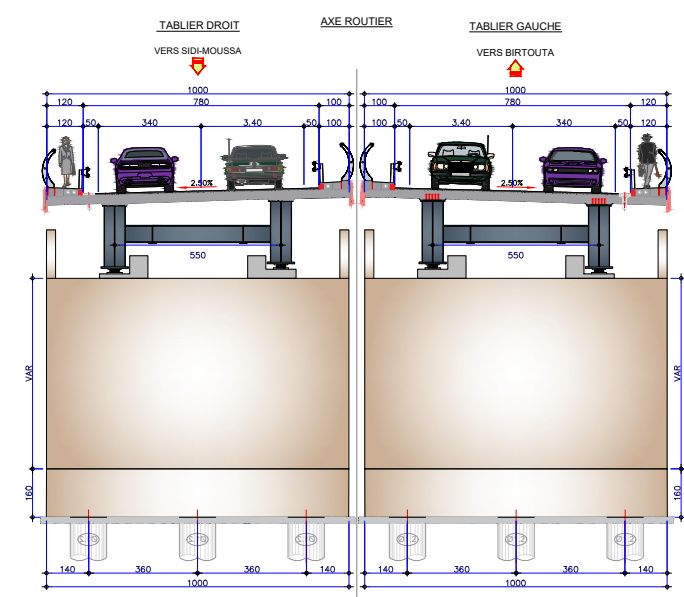
Coupe Long sur Pile Ech: 1/175



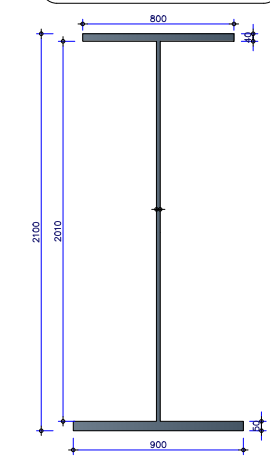
Coupe Transversale sur PILE
Ech: 1/250



Coupe Transversale sur Culee
Ech: 1/250



Section Transversale PRS Ech: 1/40



III.6. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tous les détails de calcul des devis pour les trois variantes sont donnés dans les tableaux III.10, III.11 et III.12, on obtiendra le montant total avec toutes taxes comprises pour chacune des variantes comme suit :

Tableau III.10 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 1.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°01					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton RN 30 pour piles	M³	647	30 000.00	19 397 624.00
1.2	Béton RN 30 pour culées	M³	153	30 000.00	4 592 082.00
1.3	Béton RN 35 pour poutres + hourdis + entretoises	M³	1 701	35 000.00	59 538 172.00
TOTAL (Poste 1)					83 527 879.00
Poste 2 : Acier					
2.1	Acier HA Fe E500 pour Infrastructure	T	236	106 000.00	25 032 960.00
2.2	Acier HA Fe E500 pour superstructure	T	204	106 000.00	21 636 720.00
2.3	Acier HA de précontrainte	T(D27)	46	380 000.00	17 400 960.00
TOTAL (Poste 3)					64 070 640.00
TOTAL HORS TAXES				147 59 518.80	
T V A 19 %				28 043 718.60	
TOTAL EN TTC				175 642 237.40	
Cent soixante-quinze millions six cent quarante-deux mille deux cent trente-sept Dinars Algériens					

Tableau III.11 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 2.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°02					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton RN 30 pour piles	M ³	149	30 000.00	4 482 577.80
1.2	Béton RN 30 pour culées	M ³	226	30 000.00	6 782 400.00
1.3	Béton RN 35 pour poutres + hourdis + entretoises	M ³	1796	35 000.00	62 874 000.00
TOTAL (Poste 1)					74 138 978.00
Poste 2 : Acier					

2.1	Acier HA Fe E500 pour infrastructure	T	149	106 000.00	15 767 500.00
2.2	Acier HA Fe E500 A pour voussoirs	T	216	106 000.00	22 853 600.00
2.3	Acier de précontrainte pour voussoirs	T	125	380 000.00	47 500 000.00
TOTAL (Poste 2)					86 121 100.00

TOTAL HORS TAXES	160 260 077.80
T V A 19 %	30 449 414.78
TOTAL EN TTC	190 709 492.58

Cent quatre-vingt-dix millions sept cent neuf mille quatre cent quatre-vingt-douze Dinars Algériens

Tableau III.12 : Devis estimatif et quantitatif de la variante 3.

DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF VARIANTE N°03					
N°	Désignations des postes	U	Quantités	Prix unitaire (HT)	Montant
Poste 1 : Béton					
1.1	Béton RN 30 pour piles	M ³	191	30 000.00	5 728 190.00
1.2	Béton RN 30 pour culées	M ³	140	30 000.00	4 188 000.00
1.3	Béton RN 35 pour dalle	M ³	662	35 000.00	23 171 050.00
TOTAL (Poste 1)					33 087 240.40
Poste 2 : Acier					
2.1	Acier HA Fe E500 pour infrastructure	T	143	106 000.00	15 194 570.00
2.2	Acier HA Fe E500 A pour voussoirs	T	80	106 000.00	8 480 000.00
2.3	Acier de précontrainte pour voussoirs	T	7 065	380 000.00	2 684 700 000.00
TOTAL (Poste 2)					2 708 374 570.00
TOTAL HORS TAXES					2 741 461 810.40
T V A 19 %					520 877 744.00
TOTAL EN TTC					3 262 339 554.38
Trois milliards deux cent soixante-deux millions trois cent trente-neuf mille cinq cent cinquante Dinars Algériens					

Comme le projet comprend deux ponts identiques, les couts indiqués dans les tableaux précédents pour chaque variante de conception doivent être multipliés par deux. Le cout final total de chaque solution est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Montant total de chaque variante.

Variante 1	Variante 2	Variante 3
351 284 474.70 DA	381 418 985.16 DA	6 524 679 109 .00 DA

III.7. ANALYSE MULTICRITERE

L'analyse multicritères est un outil d'aide à la décision pour comparer les différentes options sur la base de critères convenus préalablement.

Chacune des trois variantes proposées fera, donc, l'objet d'une comparaison selon des critères d'esthétique, d'économie, d'entretien, technique d'exécution et délais de réalisation 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.14 : Analyse multicritère des variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 1 : Pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension	- Maîtrise de la méthode d'exécution - Possibilité d'assemblage d'éléments préfabriqués sans l'utilisation d'échafaudage - Ne nécessite pas beaucoup d'entretien. - Insensible aux tassements différentiels des appuis. - Coût de réalisation bas relativement aux autres variantes. - Aspect esthétique satisfaisant. - Mise en œuvre répétitive favorisant un gain de productivité quand le nombre des poutres est important. - Meilleure maîtrise de la qualité du béton (contrôle en usine).	- La pile intermédiaire implantée en oued constitue une gêne hydraulique et un risque d'affouillement. - Poids propre assez grand. - Nombre important de piles (7) - Problèmes de transport des poutres préfabriquées si l'usine est éloignée du chantier. - Entretien difficile pour les câbles précontraints.

Variante 2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs	- Rapidité de construction dans le cas d'ouvrage à voussoirs préfabriqués. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - Rapport coût-esthétique assez bien. - Bonne adaptation aux grandes portées et aux piles de grande hauteur.	- La mise en tension des câbles de précontraintes nécessite une main d'œuvre qualifiée. - Eléments structuraux de dimensions importantes. - Entretien difficile en cas de grands dégâts (séisme). - Délais d'étude et de calcul plus longs (vérification des phases de construction successives).
Variante 3 : Pont bipoutre (PRS) Mixte Hyperstatique.	- Utilisation optimale des matériaux (béton en compression, acier en traction). - La continuité hyperstatique permet une meilleure utilisation de la matière. - Tablier élance offrant un aspect esthétique moderne et soigné. - Facilité d'adaptation à des géométries complexes (traces courbes, biais importants).	- Nécessite une main d'œuvre qualifiée pour la fabrication et les soudures des PRS. - Sensibilité à la corrosion. - Nécessitant un entretien régulier de la charpente métallique. - Coût initial plus élevé que les deux premières variantes. - Sensibilité aux effets thermiques différentiels entre la poutre métallique et la dalle en béton.

Tableau III.15 : Grille de notation des variantes selon les critères de choix.

Critere	Var 1	Var 2	Var 3
Exécution	5/6	4/6	5/6
Esthétique	3/5	4/5	4/5
Entretien	3/4	3/4	2/4
Economie	5/5	4/5	3/5
Note totale	16/20	15/20	14/20

III.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'étude comparative de trois variantes d'ouvrage susceptibles de répondre aux contraintes fonctionnelles, géotechniques et hydrauliques du site de franchissement, à savoir : le pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, le pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, et le pont mixte bipoutre (PRS) hyperstatique.

Pour chacune de ces variantes, nous avons effectué un prédimensionnement permettant d'estimer les dimensions principales du tablier, des piles et des appuis, ainsi qu'une évaluation de leurs avantages et inconvénients respectifs sur les plans technique, économique, esthétique et environnemental. Cette démarche a ensuite été complétée par une analyse multicritère, prenant en compte des paramètres tels que le coût de réalisation, la facilité et la rapidité d'exécution, l'adaptabilité aux conditions du site (notamment la présence de l'oued et le risque d'affouillement), la qualité de l'entretien requis, ainsi que l'aspect esthétique de l'ouvrage.

Au terme de cette analyse comparative, il ressort que la variante du pont à poutres en béton précontraint par post-tension présente le meilleur compromis entre coût, délais de réalisation, facilité d'exécution et durabilité, tout en s'adaptant convenablement aux contraintes du site. C'est pourquoi cette solution a été retenue comme la plus avantageuse parmi les trois propositions étudiées.

Cette variante fera donc l'objet d'une étude détaillée dans les chapitres suivants, portant notamment sur le calcul des sollicitations, le dimensionnement des éléments structuraux (poutres, hourdis, appuis) et la vérification de la stabilité et de la résistance de l'ouvrage conformément aux règlements en vigueur.

CHAPITRE II

EVALUATION DES ACTIONS ET HYPOTHESES DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION

Ce chapitre a pour objectif d'identifier et d'évaluer les principales actions appliquées à l'ouvrage, en tenant compte des charges permanentes ainsi que des actions fonctionnelles et naturelles tout au long de sa durée de vie. Il débute par la présentation des matériaux utilisés, de leurs caractéristiques, ainsi que des normes et règlements en vigueur en Algérie.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **RPOA 2008** : pour déterminer les actions sismiques.
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers), pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques.
- **Règles BAEL 91 révisées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **Règles de BPEL 91** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint.
- **Fascicule 62 titre 5** : règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages en génie civil.
- **Guide SETRA 2003** : VIPP.
- **Guide SETRA 2003** : Pont courant dans les zones sismiques.
- **NF EN 1337-5** : Appareils d'appui structuraux : Appareils d'appui en élastomère frette.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Béton

IV.3.1.1. Caractéristiques mécaniques

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

Tableau IV.1. Les caractéristiques mécaniques du béton.

	Elément	Type de ciment	Dosage (Kg/m ³)	Type	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)
Superstructure	Tablier	CPJ	400	C 35/45	35	2.7
Infrastructure	Pieux	CRS	350	C 30/37	30	2.4
	Semelles	CRS	400	C 30/37	30	2.4
	Culées + piles	CRS	400	C 30/37	30	2.4

Remarque :

- La densité du béton est de 25 kN/m³.
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$.

IV.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression

❖ A l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{MPa})$$

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 :

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

Tableau IV.2. Les contraintes admissibles du béton.

Etat	Contraintes limites		Tablier	Pieux	Fondations	Piles + culée
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.50$	19.83	17	17	17
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	22.17	22.17	22.17
ELS	$f_{bc} (\overline{\sigma}_{bc})$ (MPa)		21.00	18	18	18

IV.3.1.3. Déformation du béton

❖ Longitudinalement :

Le module de déformation longitudinale du béton " E_{ij} " défini par les règles B.A.E.L est 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 d'élasticité transversale est :

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

Avec ν étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et la 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 choisies 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.

❖ Contraintes admissibles :

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

Tableau IV.3. 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 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.

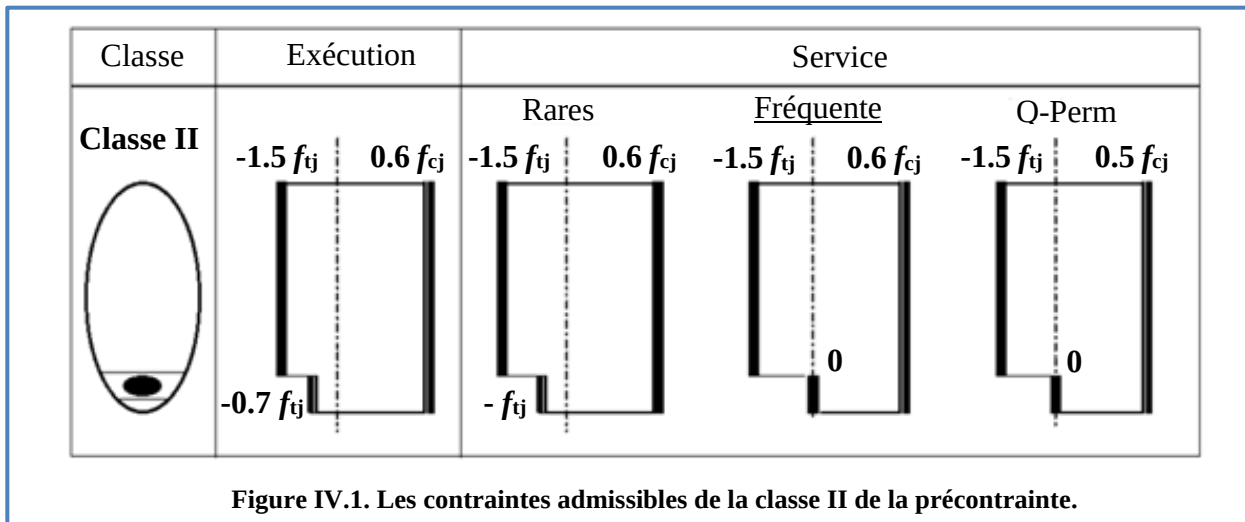
Les armatures de précontraintes choisies sont constituées de torons T15S TBR (très basse relaxation) qui présentent les caractéristiques suivantes :

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,860$ MPa.
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,640$ MPa.
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000$ MPa.
- Section droite d'un toron : $A_{p\,1\text{toron}} = 150$ mm².
- Diamètre du gain : $\Phi = 80$ mm.

- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5 \%$.
- Coefficient de recul d'encrage : $g = 6 \text{ mm}$.

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

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



IV.4. EVALUATION DES ACTIONS

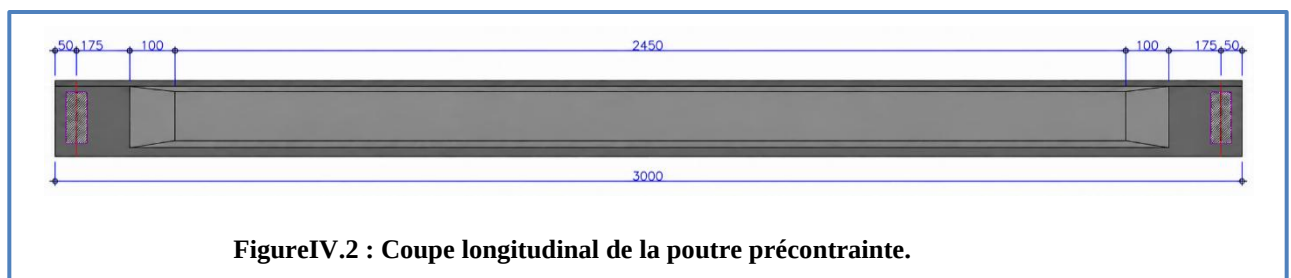
IV.4.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes sont les charges appliquées par les éléments porteurs de la structure, elles se définissent par leur poids propre. Le calcul de ces charges se fait automatiquement avec un logiciel de calcul de structures. Sachant que les poids volumiques des matériaux donnés par les normes sont :

- Béton armé : 25 kN/m^3 .
- Béton non armé : 24 kN/m^3 .
- Acier : 78.5 kN/m^3 .
- Remblai de sol compacté : 18 kN/m^3 .
- Terrain naturel : 18 kN/m^3 .

IV.4.2. Les éléments porteurs (CP) :

❖ **Poids des poutres**



Le poids d'une poutre est :

$$P_{poutre} = V_{poutre} \times \rho_{BA}$$

Tableau IV.4 : Poids propre d'une poutre

Elément	S(m ²)	L(m)	V(m ³)	P(KN)
Section d'about	1.109304	2 × 1.75	3.882564	97.0641
Section Intermédiaire	0.871637	2 × 1	1.743274	43.58185
Section médiane	0.656616	24.5	16.087092	402.1773
Totale	/	30	21.71293	542.82325

Le poids total des poutres d'une seule travée :

$$P_{poutre} = 542.82325 \times 6 = 3256.94 \text{ KN}$$

Le poids total des poutres par mètre linéaire :

$$G_{poutres} = \frac{3256.94}{30} = 108.56 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids de la dalle

L'épaisseur de la dalle est 0.25 m et la largeur de la dalle est 10 m, donc :

$$G_{dalle} = 0.25 \times 10 \times 25 = 62.5 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids de l'entretoise

$$P_{entretoises} = 2 \times V_{entretoise} \times \rho_{BA} \times n_{entretoises}$$

$$V_{entretoise} = 0.5 \times 1.2 \times 1.19 = 0.714 \text{ m}^3$$

$$P_{entretoises} = 2 \times 0.714 \times 25 \times 5 = 178.5 \text{ KN}$$

IV.4.3. Les compléments de charges permanentes

Les compléments de charges permanentes représentent le poids propre des installations fixes et équipements de la plateforme de la voie portée par l'ouvrage définies dans le chapitre précédent.

1) Les compléments des charges permanentes (CCP) :

❖ Poids des trottoirs

$$P_{trottoirs} = S_{trottoire} \times \rho_{BA} = ((1 \times 0.25) + (1.2 \times 0.25)) \times 25 = 13.75 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids du revêtement

$$P_{revetement} = e_{revetement} \times largeur_{roulable} \times \rho_{revetement}$$

$$P_{revetement} = 0.08 \times 7.8 \times 24 = 14.976 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids d'étanchéité :

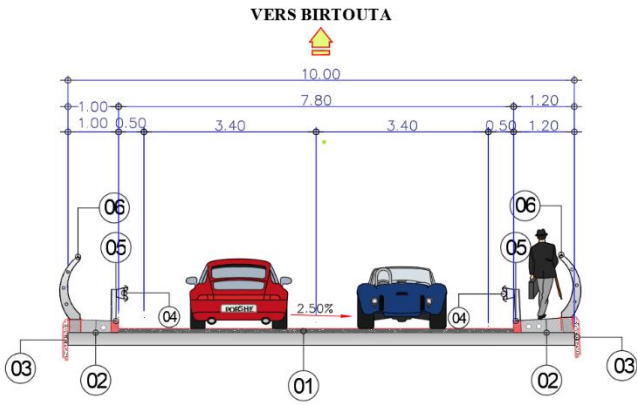
$$P_{etanchiete} = 0.03 \times 7.8 \times 24 = 5.616 \text{ KN/ml}$$

❖ **Poids des corniches :**

$$P_{\text{Corniche}} = S_{\text{corniche}} \times \rho_{BA} = 0.1 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

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

Tableau IV.4. Tableau représentatif du calcul des compléments de charges permanentes.



L'élément	La densité γ (kN/m ³)	La charge répartie (kN/ml)	Nombre d'éléments	La charge Linéaire (kN/ml)	La charge surfacique (kN/m ²)
1. Béton de revêtement + étanchéité	24.00	14.796	2	56.00	8.24
2. Glissière	78.5	1	2	2.20	/
3. Trottoirs	25.00	13.75	2	27.5	6.25
4. Garde-corps	/	1	2	2	/
5. Corniche	25.00	2.5	2	5	/

IV.4.4. Les actions dues aux trafics

IV.4.4.1. Systèmes de charges a considèrer

Selon le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- ❖ Charges civiles : A(L), B (Bc, BT, Br).
- ❖ Charges militaires : Mc120.
- ❖ Charges exceptionnelles : D240.

IV.4.4.2. Caractéristiques du pont :

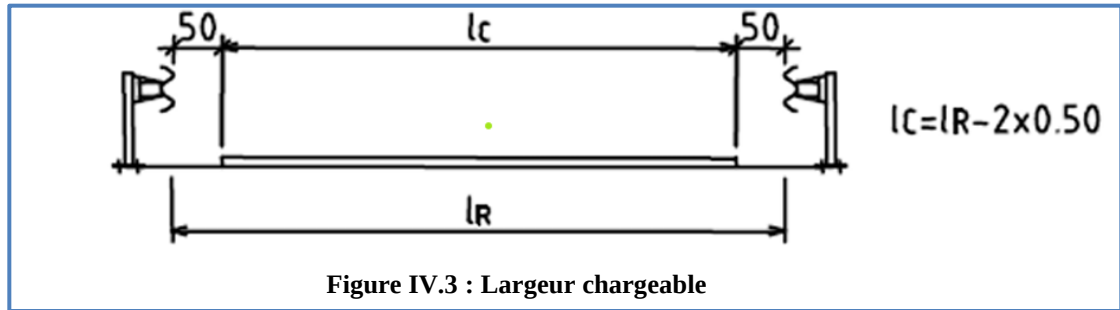
❖ **Largeur roulable :**

La largeur du tablier correspond à la distance mesurée entre les dispositifs de retenue, ou entre les bordures en leur absence. Elle englobe la chaussée ainsi que les surlargeurs éventuelles, comme les bandes dérasées (BDG).

❖ **Largeur chargeable :**

Elle est déduite de la largeur roulable (Largeur roulable moins 0.5m)

$$L_c = 7.8 - 2 \times 0.5 = 6.8 \text{ m}$$



❖ **Nombre de voies**

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

$$N = \left[\frac{L_c}{3} \right] = \left[\frac{6.8}{3} \right] = 2 \text{ voies}$$

❖ **La largeur de voies**

$$L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{6.8}{2} = 3.4 \text{ m.}$$

❖ **Classe du pont**

Notre pont supporte une chaussée de largeur roulable supérieure à 7 m. donc selon RCPR la classe de notre pont est la 1ere classe.

IV.4.4.3. Système de charge A :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{L + 12}; \quad A = a_1 \times a_2 \times A(L); \quad A_1 = \max \left\{ \frac{a_1 A(l)}{4 - 0.002l} \right\} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

L : la longueur chargée du tablier (m). Donc :

$$A(L) = 2.3 + \frac{360}{30 + 12} = 10.87 \left(\frac{KN}{m^2} \right)$$

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

Tableau IV.6. Coefficient al.

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

$$a_2 = \frac{v_0}{v},$$

$v = 3.4 \text{ m}$ (largeur d'une voie)

$v_0 = 3.5 \text{ m}$ (la classe de notre pont est la 1^{ère} classe.)

$$\text{D'où : } a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.5}{3.4} = 1.03$$

❖ Une voie chargée

$$A_{1v} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times \text{Largeur}_{\text{charger}} = 10.87 \times 1 \times 1.03 \times 3.4 = 38.05 \text{ KN/ml}$$

❖ Deux voies chargées

$$A_{1v} = A(L) \times a_1 \times a_2 \times \text{Largeur}_{\text{charger}} = 10.87 \times 1 \times 1.03 \times 6.8 = 76.1 \text{ KN/ml}$$

Tableau IV.7. Les valeurs de A(l).

Nombre des voies	L(m)	AL(KN/m2)	A1	A2	Lv(m)	A(l) (KN/ml)
1	30	10.87	1.00	1.03	3.4	38.05
2	30	10.87	1.00	1.03	6.8	76.1

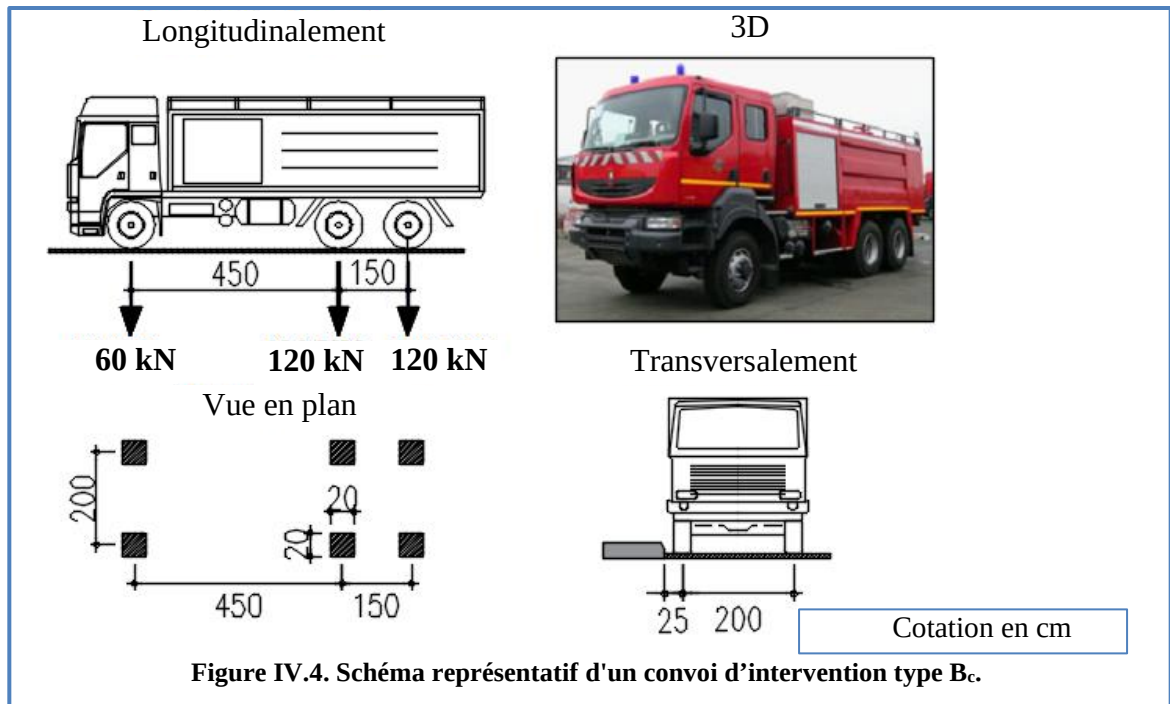
IV.4.4.4. Systèmes de charges B :

Le système de charge B se décline en trois cas distincts, chacun produisant des effets spécifiques sur les éléments des ponts :

- **Système Bc** : compose de camions types, chacun soumis à une charge de 300 KN. Ce système s'applique à l'ensemble des ponts, quelle que soit leur classe.
- **Système Br** : constitue d'une roue isolée portant une charge de 100 KN. Ce système est également applicable à tous les ponts, sans distinction de classe.
- **Système Bt** : forme de groupes de deux essieux, appelés essieux-tandems, supportant une charge totale de 160 KN de chacun (320KN). Ce système est exclusivement réservé aux ponts de première et deuxième classe.

❖ **Système de charges Bc/ Article 4.5.3 RCPR**

Le système Bc se compose de camions types (300kN) comme le montre la figure IV.4



Que ce soit le nombre des voies chargées, on a 2 camions longitudinalement, donc :

$$S(B_c) = 2 \times N_c \times P_c \times b_c$$

Avec :

N_c : nombre de camion

P_c : poids du camion

b_c : coefficient qui dépend de la classe de pont, indique dans le Tableau III.8 ci-dessous :

Tableau IV.8 : Valeurs du coefficient bc selon la classe de pont et nombre de voies.

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

Sachant que : la charge totale est de 300 kN.

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

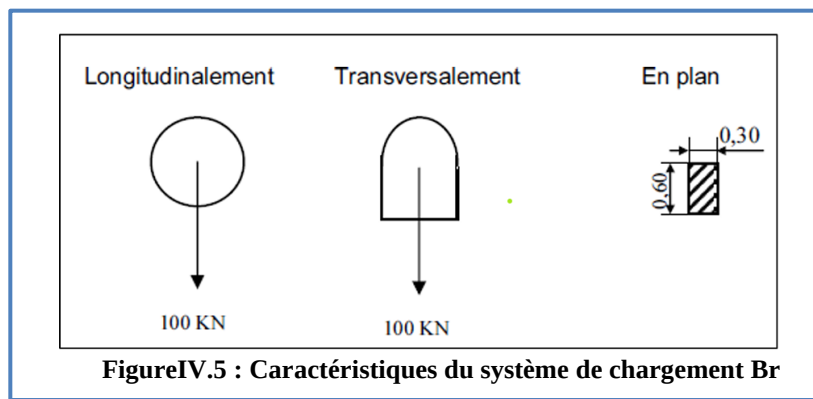
Tableau IV.9 : Efforts de calcul du système de charge Bc.

Nombre des voies	Bc (KN)	Bc	S(Bc) (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

❖ Système de charge Br / Article 4.5.2 RCPR

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Il peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

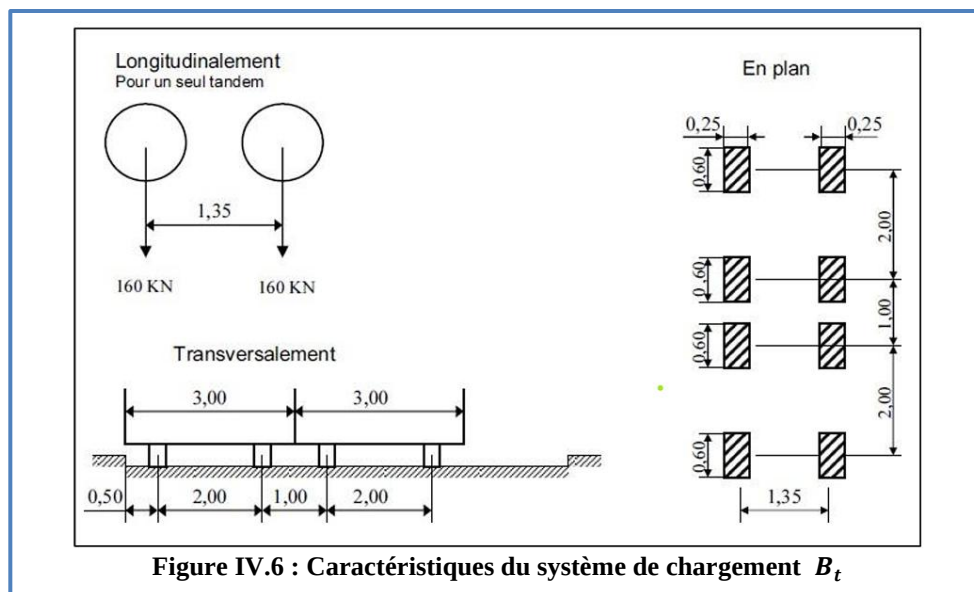
Les caractéristiques de cette roue sont présentées dans la figure IV.5



❖ Système de charges Bt / Article 4.5.3 RCPR :

Un tandem se compose de 02 essieux munis de roues simple pneumatiques.

Les caractéristiques du convoi Bt sont présentées dans la figure IV.6



La charge B_t maximale notée $S(B_t)$ est donnée par : $S(B_t) = 2 \times N_t \times P_t \times b_t$

Tel que :

N_t : nombre de tandems

P_t : Poids du tandem

B_t : coefficient indique dans le tableau III.10 ci-dessous :

TableauIV.10 : Valeurs du coefficient b_t selon la classe de pont.

Classe de pont	B_t (KN)
1	1.2
2	2

Donc les valeurs à prendre en calcul sont :

TableauIV.11 : Efforts de calcul du système de charge B_t .

Nombre des voies	B_t (KN)	B_t	$S(B_t)$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

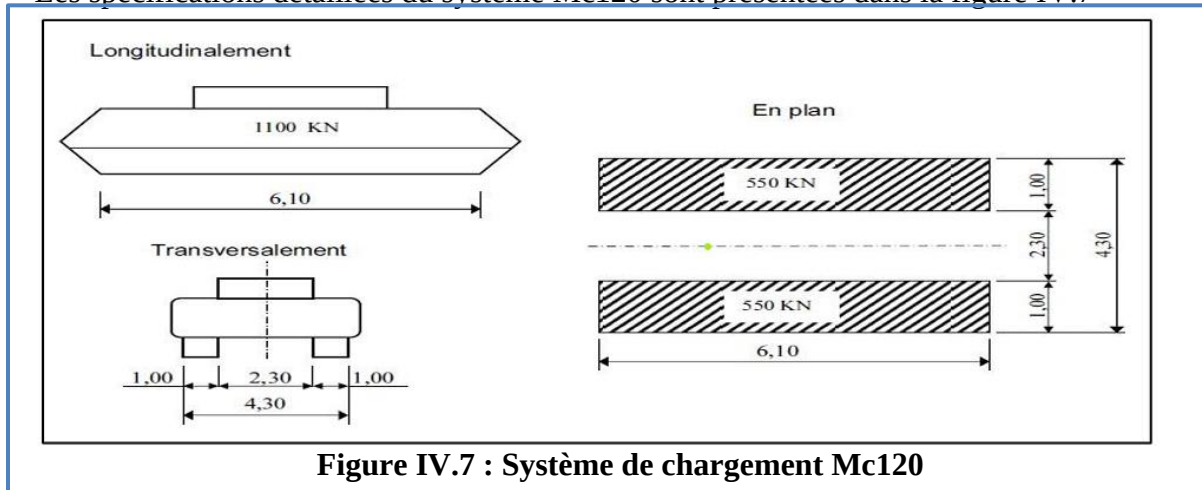
IV.4.4.5. Charges militaires : MC120 :

Le système de charge « Mc 120 » est destiné au transport de charges militaires et autorise la circulation de convois, en assurant qu'un seul convoi occupe la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, un espacement minimal de 30,50 m doit être respecté entre les points de contact successifs des convois avec la chaussée.

Les charges transportées présentent les caractéristiques suivantes :

- Poids total : 1100 KN.
- Longueur d'une chenille : 6.1m
- Largeur d'une chenille : 1.0 m
- Distance entre axe des deux chenilles : 3.3 m
- Transversalement : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Longitudinalement : le nombre de véhicule est limitée avec un espacement de 30.5m.

Les spécifications détaillées du système Mc120 sont présentées dans la figure IV.7



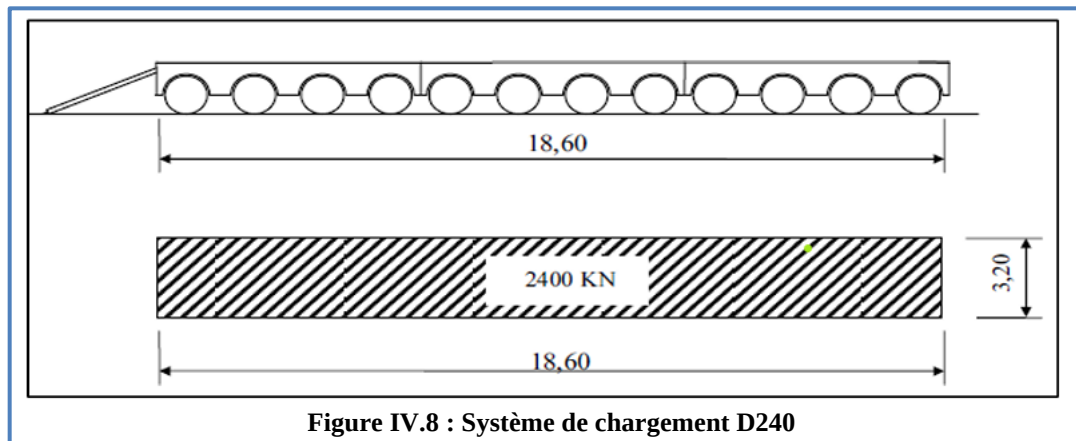
IV.4.4.6. Charges exceptionnelles D240 :

Le système de charge exceptionnelle D240 est destiné au transport de charges lourdes. Il correspond à une remorque supportant une charge totale de 2400 kN, supposée uniformément répartie.

Ce système est généralement plus défavorable que les systèmes A et B, notamment pour le dimensionnement des hourdis et des entretoises. Contrairement à ces derniers, les effets dynamiques ne sont pas pris en compte par majoration des charges.

Le convoi D240 est considéré comme circulant seul, aussi bien dans le sens transversal que longitudinal, indépendamment des dimensions de l'ouvrage.

Les caractéristiques détaillées de ce système sont présentées dans la figure IV.8.



La charge linéaire est égale à : $D_{240} = \frac{2400}{18.6} = 129 \text{ kN/ml}$

IV.4.4.7. Charge sur trottoirs

Il convient de prendre une surcharge due aux piétons et aux deux-roues des charges d'entretien courantes par une charge uniformément répartie **1.5 kN /m²**.

IV.4.4.8. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges B et Mc120 vont être majorées par un coefficient δ qui sert à passer d'un système dynamique à un système en quelque sorte statique majeure, le D240 ne sera pas majeure car il est déjà considéré comme une charge statique.

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

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

G : sa charge permanente.

S : La valeur maximal de la charge considérée.

Tableau IV.11 : coefficient de majoration dynamique.

Cas de charge	L(m)	G(KN)	S(KN)	δ
Bc (une voie)	30	6610.7	720	1.073
Bc (deux voies)	30	6610.7	1320	1.086
Bt (une voie)	30	6610.7	384	1.066
Bt (deux voies)	30	6610.7	768	1.074
Mc120	30	6610.7	1100	1.081

IV.4.4.9. Coefficient de majoration dynamique :

Les charges de chaussée des systèmes A et BC peuvent engendrer des efforts de freinage, appliqués à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

❖ Système de charge B_c

Pour la charge B_c, un seul camion est supposé en phase de freinage. L'effort de freinage est égal à son poids, soit 300 kN. En appliquant le coefficient (bc), on obtient :

$$F = 1.2 \times 300 = 360 \text{ KN}$$

❖ Système de charge A :

L'effort de freinage de charge A est donnée par l'expression suivante :

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

S : est la surface chargée en (m²)

Tableau IV.12 : Effort de freinage du système A

Nombre des voies	S (m2)	$A(L) \times a_1 \times a_2 \left(\frac{KN}{m^2}\right)$	S(Bc) (KN)
1	102	11.19	56.07
2	204	11.19	110.22

IV.4.5. Actions climatiques

IV.4.5.1. Action thermique

❖ Variation uniforme de la température :

Selon le RCPR, pour une zone du nord de l'Algérie (climat tempéré), la variation uniforme des températures est entre + 35 °C et – 15 °C.

La loi fixant la variation linéaire de la température est : $\Delta l = \alpha \times \Delta T \times L$.

Sachant que :

α : le coefficient de dilatation thermique, $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ pour le béton et $1.22 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ dans le cas de l'acier.

ΔT : la variation de température

L : longueur de l'ouvrage en mètre.

IV.4.6. Action sismique

Les actions sismiques prises en compte seront conformes au RPOA. La classification de la zone sismique de l'ouvrage est traitée dans le chapitre précédant (zone III : forte sismicité).

IV.4.6.1. Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone défini en fonction de la zone sismique III et de l'importance du pont (Groupe de pont 2), d'où : $A = 0.30$.

IV.4.6.2. Classification des sites

D'après l'étude géotechnique, le site est de classe S4 (site très meuble).

IV.4.6.3. Spectre de réponse

❖ Composante horizontale :

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage, par la formule :

$$Sae^H(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A.g.S(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta.A.g.S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta.A.g.S(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta.A.g.S(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Sachant que :

A : coefficient d'accélération.

g : accélération de la pesanteur (**g = 9.81 m/s²**).

S : coefficient de site (**S = 1.3**).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées au site (**T₁ = 0.20 s, T₂ = 0.70 s**).

η : facteur de correction de l'amortissement (**η = $\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$**).

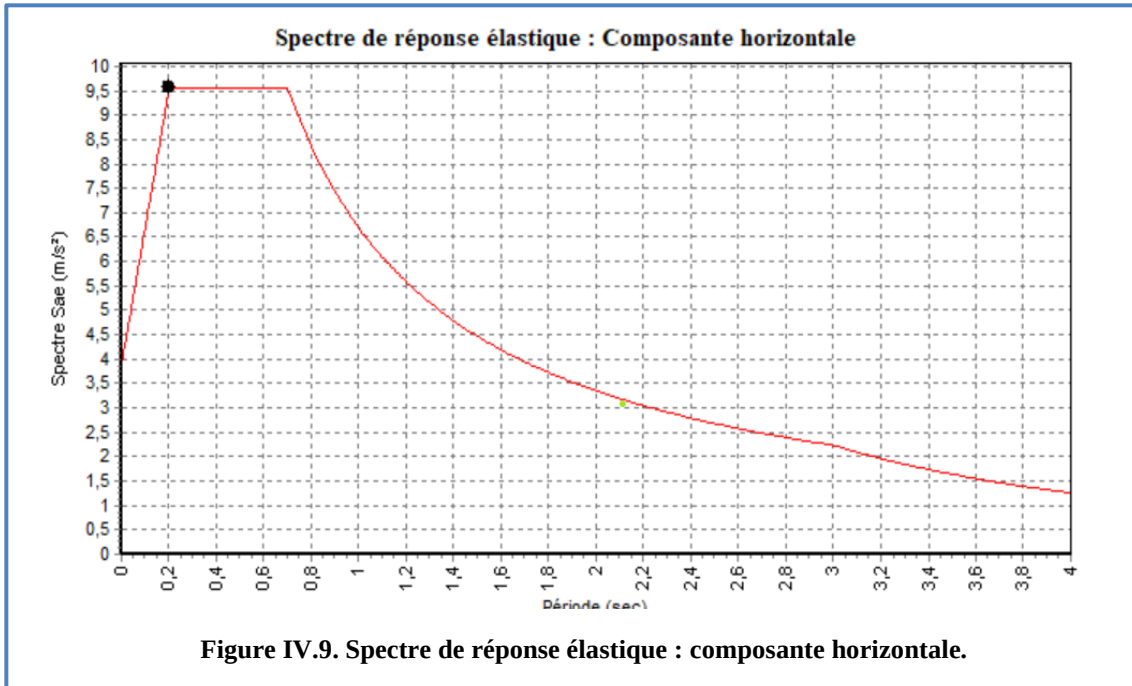
ξ : taux d'amortissement (**ξ = 5 %**).

T : période fondamentale de l'ouvrage (**T = $\sqrt{M/K}$**).

M : masse totale du système.

K : rigidité totale du système.

D'où on obtient la courbe ci-dessous :



❖ **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par la formule :

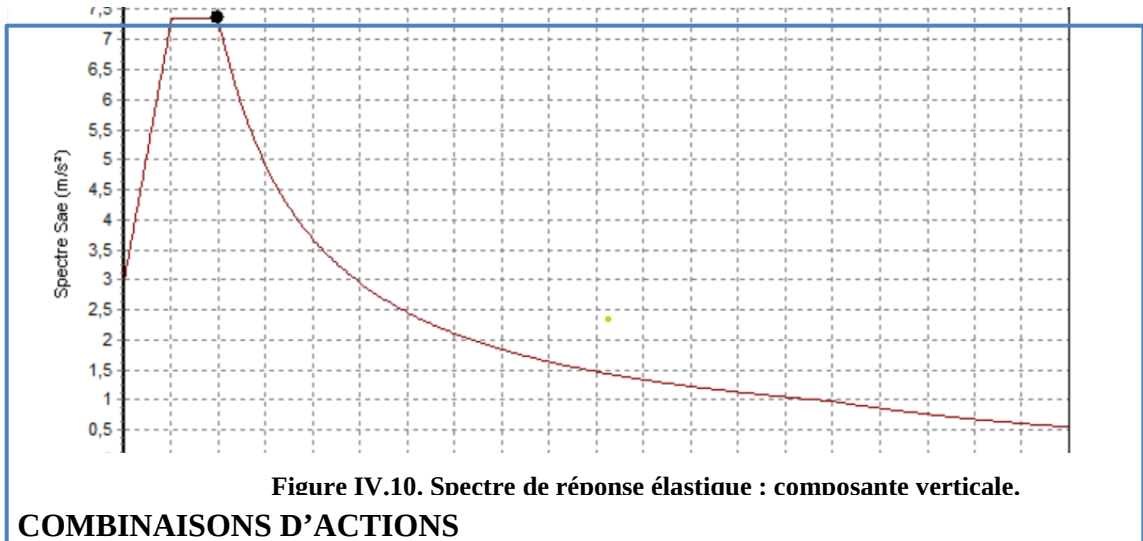
$$Sae^V(T, \xi)(m/s^2) = \begin{cases} A.g.\alpha(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta.A.g.\alpha(\frac{T_2}{T}) & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta.A.g.\alpha(\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Sachant que :

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité ($\alpha = 0.7$).

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées au site ($T_1 = 0.20$ s, $T_2 = 0.40$ s).

On obtient pour cette composante la courbe ci-après :



IV.5. COMBINAISONS D'ACTIONS

IV.5.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique

Selon RPOA, les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

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

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

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

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

Les effets de la composante sismique verticale sur les piles peuvent être en général négligés, pour les zones de faible sismicité.

IV.5.2. Combinaison des actions

Afin de déterminer les efforts maximaux dans les cas les plus défavorables, on combine les actions calculées précédemment suivant RCPR et le RPOA, et on aura les combinaisons aux états limites suivantes :

- **ELU** : $1.35 G + 1.5 Q + 0.9 T + 0.75\Delta\theta$.
- **ELS** : $G + Q + 0.6 T + 0.5\Delta\theta$.
- **ELA sismique** : $G + 0.2 Q + 0.4\Delta T + E+P+D$.

Où :

G : action permanente.

Q : action variable d'exploitation (charge roulante).

St : autre action variable (surcharge sur trottoirs).

T : action de température.

W : Force de précontrainte éventuelles (à long terme)

E : action sismique.

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

P : Force de précontrainte éventuelle.

IV.6. CONCLUSION

Ce chapitre avait pour objectif d'identifier les différents types de charges à considérer dans le calcul et la vérification des ponts routiers. Une bonne connaissance des actions appliquées et du comportement de la structure permet d'évaluer avec précision la sécurité de l'ouvrage.

Dans ce cadre, les différentes charges et surcharges routières ont été étudiées en se référant au R.C.P.R.

CHAPITRE V

CALCUL DU TABLIER

CHAPITRE V

CALCUL DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons étudier une seule travée du tablier à poutres, les différentes travées étant considérées identiques et fonctionnant de manière indépendante. L'analyse portera sur la répartition des charges permanentes et des surcharges appliquées au pont, suivant les directions longitudinale et transversale. À partir des méthodes de calcul appropriées, nous déterminerons les moments fléchissants ainsi que les efforts tranchants développés dans la structure. Nous tiendrons également compte des conditions liées à la préfabrication et des charges agissant durant les différentes phases de construction et d'exploitation, afin de garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

V.2. CALCUL LONGITUDINAL

V.2.1. Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges

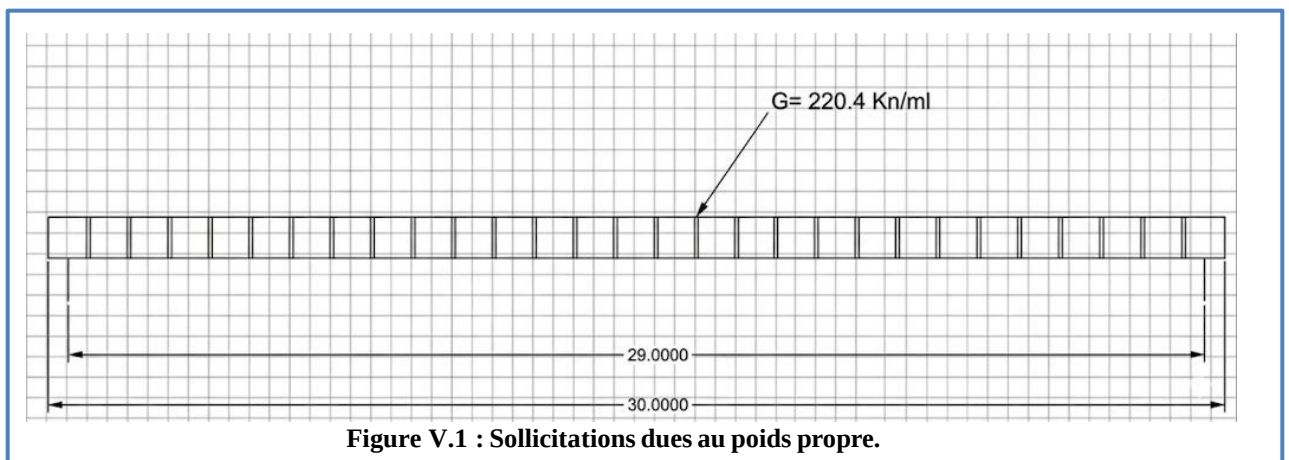


Figure V.1 : Sollicitations dues au poids propre.

Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Charges :

Poids total du tablier : $G_t = 6612.2 \text{ KN}$

Traves : 30 m

Poids total du tablier KN/ml : $q = 220.4 \text{ KN/ml}$

$$M = \frac{q \times l^2}{8} \quad R = \frac{q \times l}{2} \quad T_{max} = R$$

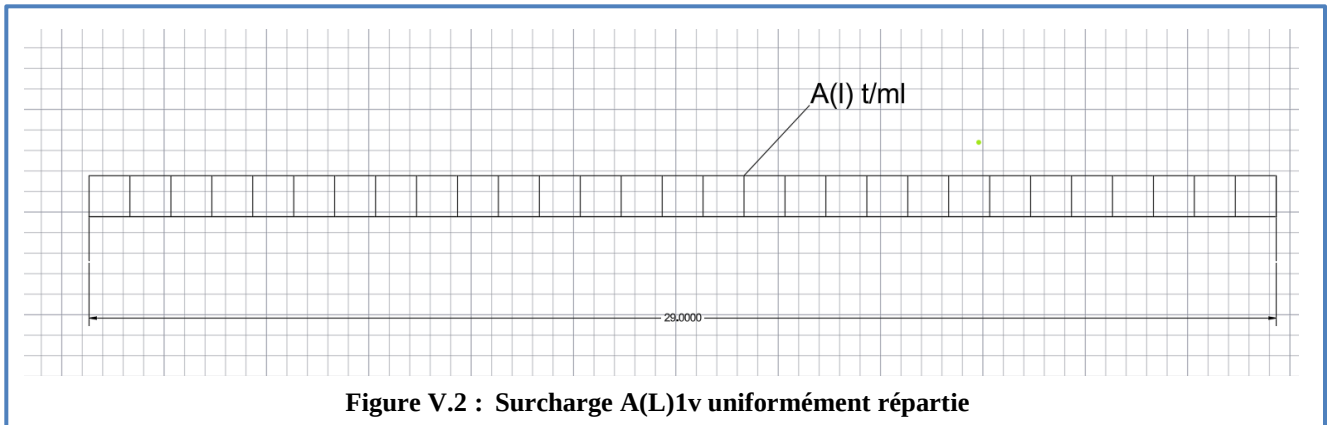
Les résultats obtenus pour une seule travée sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : Valeur de moment fléchissant et d'effort tranchant sous G.

G (KN/ml)	$R_A=R_B$ (KN)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)
220.4	3306	3306	24795

V.2.2. Calcul des Eléments de Reduction Dus aux Surcharges

V.2.2.1. Surcharge de type « A(L) »



On a :

Tableau V.2 : Les éléments de réduction sous A(L).

Voies Charges	a ₁	a ₂	A(L) (KN/m ²)	Largeur de Voies (m)	A(L) (KN/m)
1 voie	1	1.029	11.19	3.4	38.046
2 voies	1	1.029	11.19	6.8	76.092

$$M = \frac{A(l) \times l^2}{8} \quad R = \frac{A(l) \times l}{2} \quad T_{max} = R \quad \text{Avec } l=29\text{m}$$

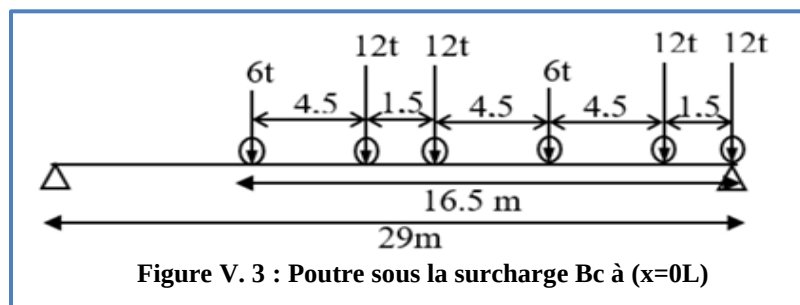
Tableau V.3 : Moments et réactions engendrés par A(L)

Voies Charges	Charge A(L) (KN/m)	Réactions (KN)	Moments (KN.m)
1 voie	38.046	551.667	3999.58
2 voies	76.092	1103.334	7999.17

V.2.2.2. Système de charges Bc

L'effort tranchant :

L'effort tranchant est maximal lorsque l'essieu le plus lourd est sur l'appui :



$$R_A + R_B = 60t = 600 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 29R_A = 6 \times 16.5 + 12 \times 12 + 12 \times 10.5 + 6 \times 6 + 12 \times 1.5$$

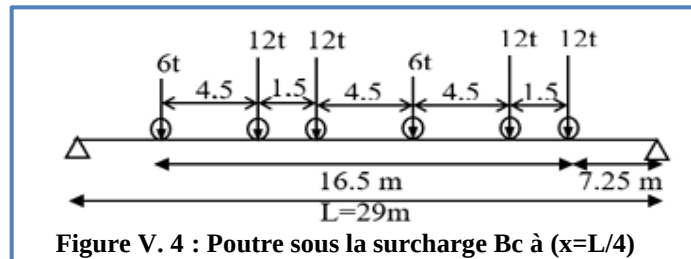
$$R_A = \frac{423}{29} = 14.59t = 145.9 \text{ KN.}$$

$$R_B = 60 - 14.59 = 45.41t = 454.1 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } T(0) = R_B = 45.41t$$

$$\text{Donc : } T_{Bc}(X=0L) = T_{\max}(0) \times N \times \delta_{bc} \times bc$$

Pour $X=L/4$:



$$R_A + R_B = 60t = 600 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 29R_A = 12 \times 7.25 + 8.75 \times 12 + 6 \times 13.25 + 12 \times 17.75 + 12 \times 19.25 + 6 \times 23.75$$

$$T_A = R_A = \frac{858}{29} = 29.59t = 295.9 \text{ KN.}$$

$$T_B = R_B = 60 - 29.59 = 30.41t = 304.1 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } T(L/4) = T_B = 30.41t = 304.1 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } T_{Bc} = T_{\max}(L/4) \times N \times \delta_{bc} \times bc$$

Tableau V. 4 : Efforts tranchants dus surcharge Bc

Nombre de voies	b_c	δ_{bc}	X	$T_{Bc} \text{ (KN)}$
01 voie	1.2	1.07	0	583.06
			L/4	390.46
02 voies	1.1	1.08	0	1078.94
			L/4	788.22

Théorème de barrée :

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du Convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

La résultante du convoi est égale à : $R=5P$.

$L(\text{portée})=30-0.5*2=29\text{m}$.

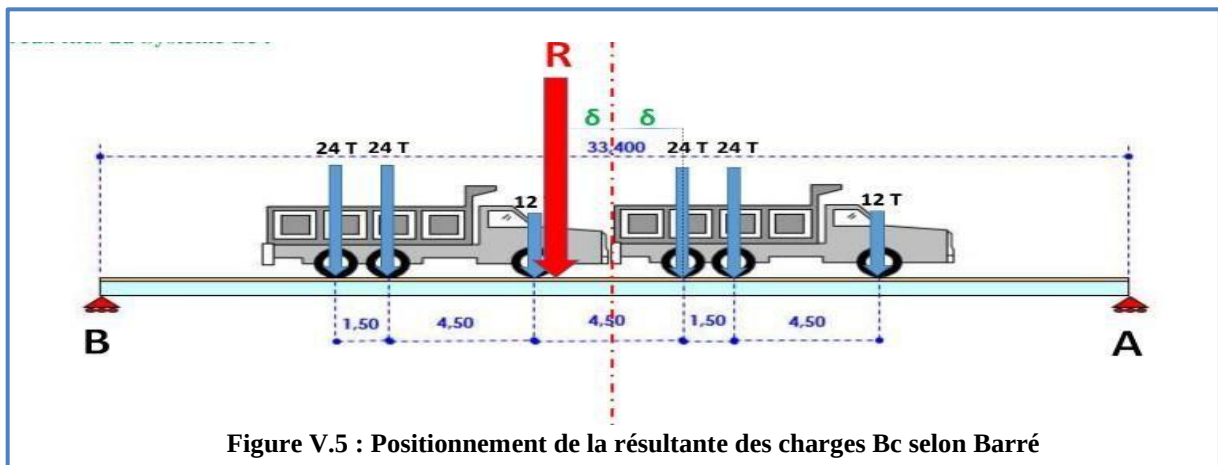
$P=12\text{t}$ d'un essieu de B_c .

On note δ la distance de la résultante à l'axe la poutre.

On calcule la réaction d'appui à droite R_A et à gauche R_B .

Le moment est maximum en lorsque la charge P_i et la résultante sont placées de manière Symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

Deux fils du système B_c



On a : $XR = (\sum P_i * x_i) / R$ avec $R = 60\text{t} = 600\text{ KN}$

$$XR = \frac{(P*1.5 + \frac{P}{2}*6 + P*10.5 + P*12 + \frac{P}{2}*16.5)}{60} = 7.05\text{ m}$$

$$\text{Donc : } XR = 7.05\text{ m} \Rightarrow \delta = \frac{10.5 - 7.05}{2} \Rightarrow \delta = 1.725\text{ m}$$

$$\text{Et on a : } x_1 + 7.05 + \delta = 14.5 \text{ et } x_2 + 6 + \delta = 14.5 \Rightarrow x_1 = 5.725\text{m et } x_2 = 6.775\text{m}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_A = 2.78P \text{ et } R_B = 2.22P$$

$$\text{Donc : } R_A = 2.78 * P = 2.78 * 12 \Rightarrow R_A = 33.36\text{ t} = 333.6\text{ KN}$$

$$R_B = 2.22 * 12 = 2.22 * 12 \Rightarrow R_B = 26.64\text{ t} = 266.4\text{ KN}$$

$$M_s = 16.225RA - 10.5P - 9P - 4.5 \frac{P}{2} \Rightarrow M_{s_{max}} = 23.35 P \text{ t.m}$$

$$M_s = 23.35 \times 12 = 280.2 = 2802 \text{ KN}$$

$$Et : M_{s_{max}} (Bc2) = M_s \times \delta_{bc} \times b_c \times N_v$$

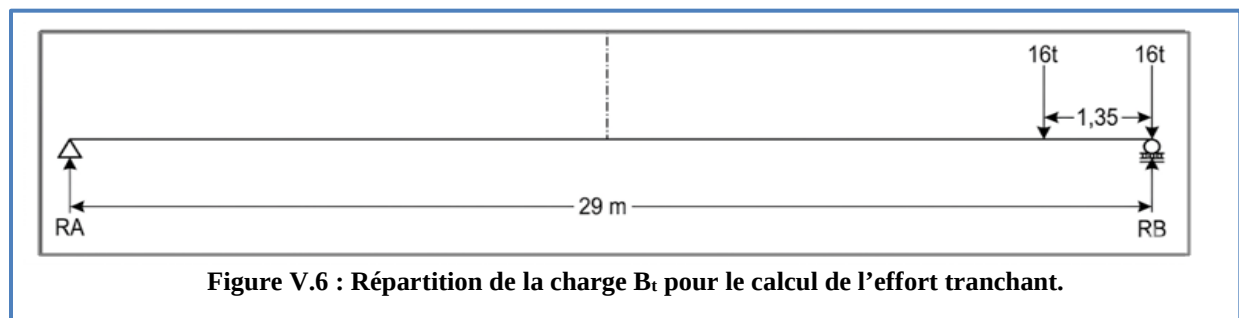
$$\Rightarrow \delta_{bc} = 1.08 \quad b_c = 1.1$$

Tableau V.5 : Moment fléchissant sous charge Bc.

Nombre de voies chargées	M _{max} (KN.m)
1	3329.78
2	6657.55

V.2.2.3. Système de chargement B_t

L'effort tranchant :



$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 29 \times RA = 160 \times 1.35$$

$$\text{Donc : } RA = 7.44 \text{ KN} \quad \text{et} \quad RB = 312.56 \text{ KN}$$

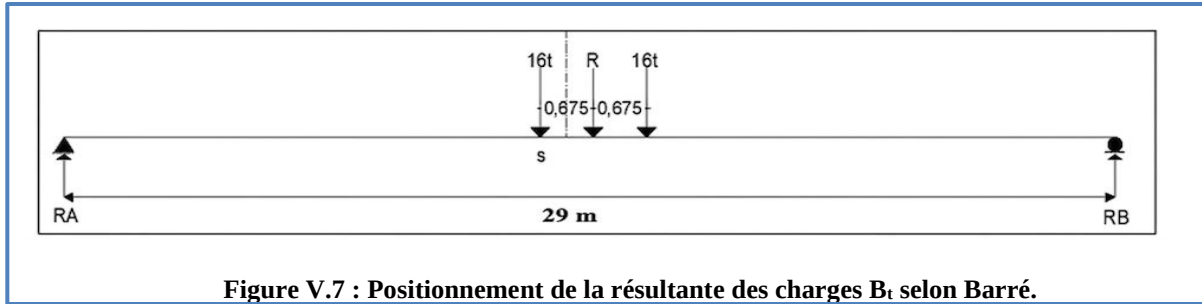
$$\text{Alors : } T_0 = RB = 312.56 \text{ KN}$$

$$\text{Si } N_t \text{ est le nombre de tandem, alors : } T_{max} = T_0 \times N_t \times b_t \times \delta_{Bt}$$

Tableau V.6 : Effort tranchant sous charge B_t

Nombre de tandem	1	2
T _{max} (KN)	401.32	802.65

Moment fléchissant : « théorème de Barré » :



On détermine la position de la résultante des charges de convoi :

$$X_R = \frac{1.35}{2} = 0.675 \text{ m} \rightarrow d = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 320 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow 29 \times RA = 160 \times 13.4875 + 160 \times 14.8375$$

Donc : $RA = 156.27 \text{ KN}$ et $RB = 163.77 \text{ KN}$

$$Ms = RA \times 14.1625 = 2\,213.17 \text{ KN.m}$$

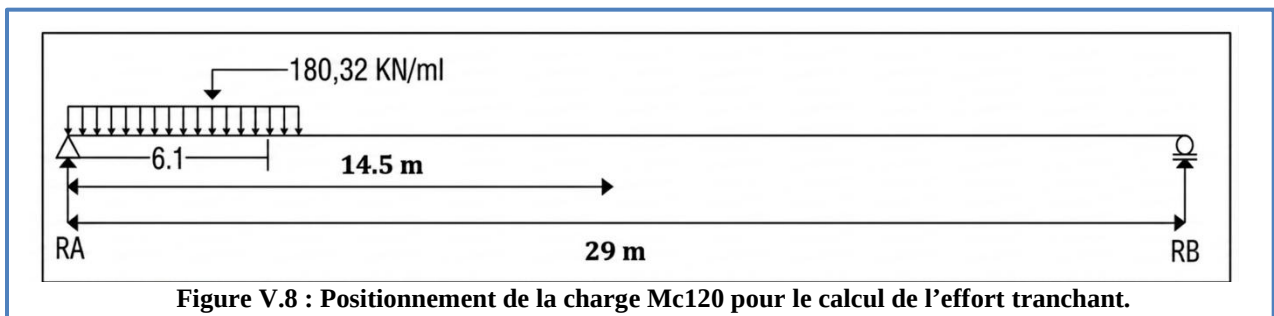
Le moment max se calcule comme suit : $M_{\max} = Ms \times b_t \times N_t \times \delta_{Bt}$

Tableau V.7 : Moment fléchissant sous charge Bt.

Nombre de tandem	1	2
$M_{\max} \text{ (KN.m)}$	2841.71	5683.42

V.2.2.4. Système de charges Mc120

L'effort tranchant :



$$\sum FV = 0 \rightarrow RA + RB = 1\,100 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow 29 \times RB = 1\,100 \times 3.05 \rightarrow RB = 115.69 \text{ KN}$$

Alors : $RA = 984.31 \text{ KN}$ et $RB = 115.69 \text{ KN}$

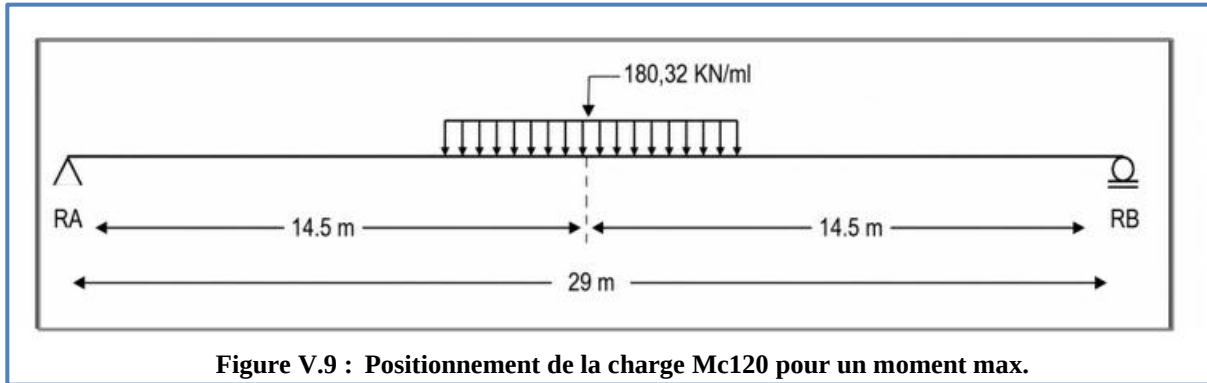
Donc : $T_{\max} = RA = 984.31 \text{ KN}$

L'effort tranchant $T_{\max(MC120)}$ se calcule comme suit : $T_{\max} = RA \times \delta_{MC120}$ et $\delta_{MC120} = 1.083$

Tableau V.8 : Effort tranchant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
T _{max} (KN)	1066

Moment fléchissant :



$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow RA + RB = 1100 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow RA = \frac{1100 \cdot 14.5}{29} = 550 \text{ KN} \quad \text{d'où : } RA = 550 \text{ KN et } RB = 550 \text{ KN}$$

$$M(L/2) = 550 \cdot 14.5 - 180.3 \cdot \frac{3.05^2}{2} = 7137.775 \text{ KN.m}$$

La charge du système Mc120 est majorée par un coefficient de majoration dynamique (δ_{MC120}) égal à : $\delta_{MC120} = 1.083$

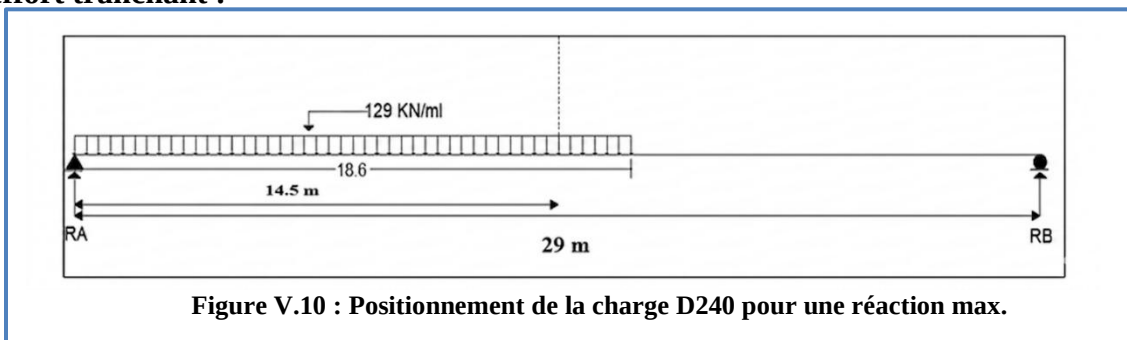
$$M_{max} = M(L/2) \cdot \delta_{MC120} = 7730.21 \text{ KN.m}$$

Tableau V.9 : Moment fléchissant sous charge Mc120.

Système de charge	Mc120
M _{max} (KN.m)	7730.21

V.2.2.5. Système de charges D240

L'effort tranchant :



$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2\,400 \text{ KN}$$

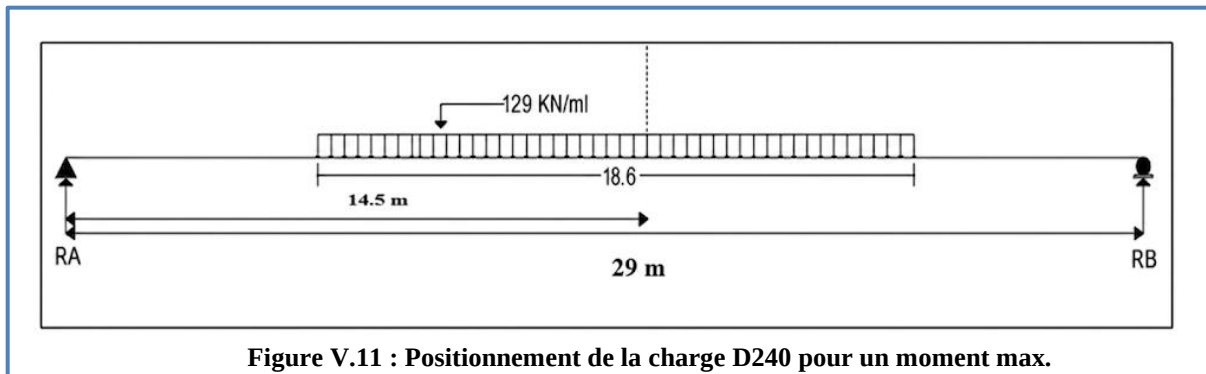
$$\sum M/A = 0 \rightarrow 29 \times R_B = 2\,400 \times 9.3 \rightarrow R_B = 769.65 \text{ KN}$$

Alors : $R_A = 1630.35 \text{ KN}$ et $R_B = 769.65 \text{ KN}$

Tableau V.10 : Effort tranchant sous charge D240.

Système de charge	D240
$T_{\max} \text{ (KN)}$	1630.35

Moment fléchissant :



On a ; la charge linéaire est égale à : $q_{D240} = 129 \text{ KN/ml}$

Le moment maximal est obtenu en appliquant la charge D 240 au milieu de la portée.

$$\sum F_V = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2400 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A = \frac{2400 \times 14.5}{29} = 1200 \text{ KN}$$

$$R_B = 1200 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = M(L/2) = (1200 \times 14.5) - (129 \times (18.6^2)/8) = 11821.395 \text{ KN.m}$$

Tableau V.11 : Moment fléchissant sous charge D240.

Système de charge	D240
$M_{\max} \text{ (KN.m)}$	11821.395

V.2.2.6. Surcharges sur trottoir St

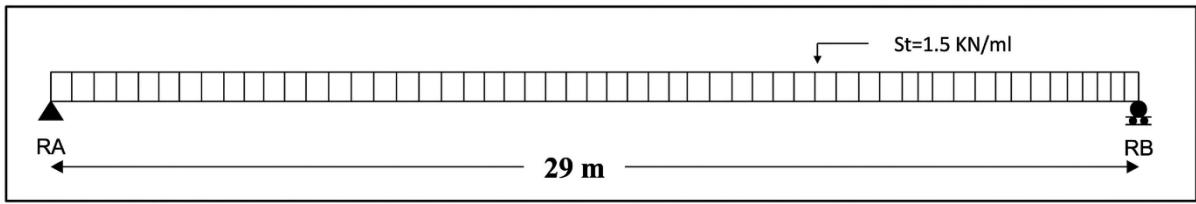


Figure V.12 : Surcharges sur trottoirs.

Tableau V.12 : Les efforts internes sous charge St.

St (KN/ml)	$M_{\max} (x = 0.5L) \text{ (KN.m)}$	$T_{\max} (x=0) \text{ (KN)}$
1.5	315.37	43.5

Tableau V.13 : Tableau Récapitulatif des efforts tranchants et moments fléchissant dus aux charges et surcharges.

Désignation		$T_{\max} \text{ (KN)}$	$M_{\max} \text{ (KN.m)}$
G		3306	24795
AL	01 voie	551.66	3999.58
	02 voie	1103.334	7999.17
BC	01 voie	583.06	3329.78
	02 voie	1078.94	6657.55
BT	01 tandem	401.32	2841.71
	02 tandems	802.65	5683.42
Convoi Mc120		1066	7730.21
Convoi D240		1630.35	11821.395
Surcharges sur trottoir		43.5	315.37

V.3. CONCLUSION

À la fin de ce chapitre, nous avons procédé au calcul longitudinal du tablier à poutres pour une travée de 30 m, en déterminant les moments fléchissants et les efforts tranchants engendrés par les différentes charges permanentes et surcharges réglementaires (A(L), Bc, Bt, Mc120, D240 et St). Les résultats obtenus ont été récapitulés et serviront de base pour le chapitre suivant, consacré au calcul automatique de l'ouvrage.

CHAPITRE VI

CALCUL AUTOMATIQUE

VI.1. INTRODUCTION

La modélisation numérique constitue une étape fondamentale dans le processus de conception et d'analyse des ouvrages d'art, notamment les ponts. Grâce aux avancées considérables de l'informatique et du calcul scientifique, la méthode des éléments finis (FEM – Finite Element Method) s'est imposée comme l'outil de référence pour simuler le comportement structurel des ponts sous diverses sollicitations.

La méthode des éléments finis repose sur la discrétisation de la structure en un ensemble d'éléments de taille finie, reliés entre eux par des nœuds. Pour chaque élément, des équations d'équilibre sont établies en tenant compte des propriétés mécaniques des matériaux (module d'élasticité, coefficient de Poisson, etc.) ainsi que des conditions aux limites et des chargements appliqués. L'assemblage de l'ensemble des matrices de rigidité élémentaires permet d'obtenir le système global dont la résolution fournit les déplacements nodaux, les déformations et les contraintes en tout point de la structure.

Dans le cadre de l'analyse des ponts, la modélisation numérique par éléments finis présente de nombreux avantages. Elle permet de reproduire fidèlement la géométrie complexe de l'ouvrage, de prendre en compte les non-linéarités géométriques et matérielles, de simuler les effets dynamiques (séismes, charges roulantes), et d'évaluer les états limites ultimes (ELU) et de service (ELS) conformément aux normes en vigueur, notamment RCPR. De plus, la modélisation numérique offre la possibilité de comparer différentes variantes de conception avant de retenir la solution la plus économique et la plus sûre, réduisant ainsi les coûts et les délais liés aux essais physiques.

Dans ce chapitre, nous présentons la démarche de modélisation adoptée pour les trois variantes de pont étudiées dans ce projet de fin d'études (PFE) : le pont à poutres précontraintes post-tension, le pont voussoir construit par encorbellements successifs et le bipoutre mixte. Trois logiciels spécialisés ont été utilisés afin de croiser les résultats et de valider la cohérence des modèles numériques développés.

VI.2. LOGICIEL DE MODELISATION UTILISES

VI.2.1. Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis Professional, développé par Autodesk, est un logiciel de calcul de structures par éléments finis largement utilisé en ingénierie civile et en génie structurel. Il propose une interface intuitive permettant la modélisation de structures complexes en 2D et 3D, avec une bibliothèque étendue d'éléments finis (poutres, coques, barres, éléments volumiques). Robot offre des fonctionnalités avancées pour l'analyse statique linéaire et non linéaire, l'analyse dynamique (modale, sismique, temporelle), ainsi que le dimensionnement automatique des éléments selon les Eurocodes. Son intégration native avec la suite Autodesk

(Revit, AutoCAD) facilite l'interopérabilité dans les flux de travail BIM, ce qui en fait un outil de choix pour les bureaux d'études techniques modernes.

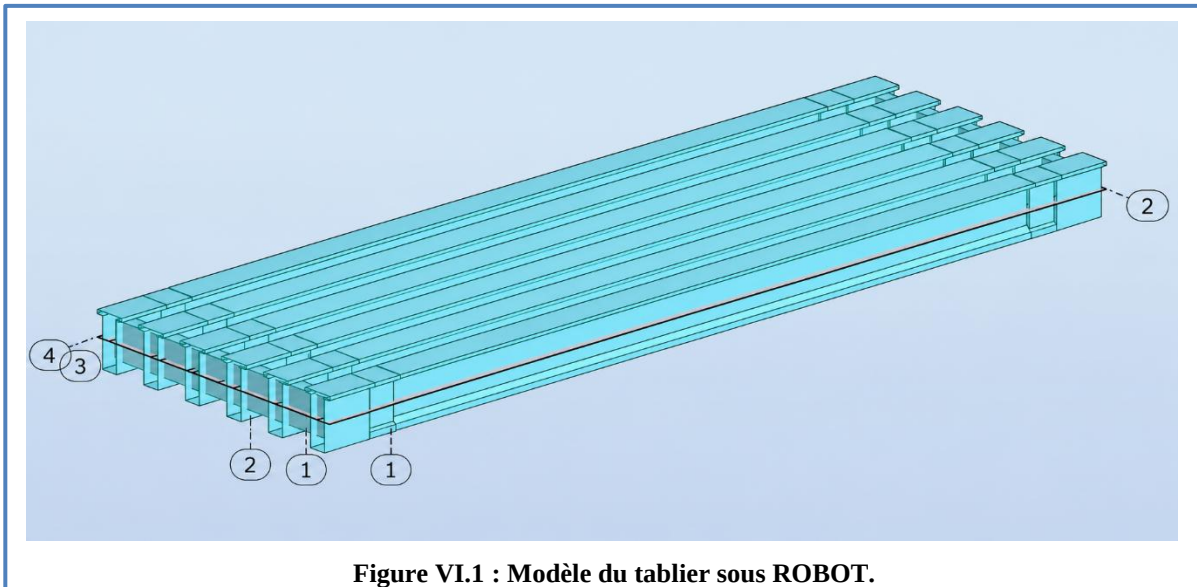


Figure VI.1 : Modèle du tablier sous ROBOT.

VI.2.2.Midas Civil

Midas Civil est un logiciel de calcul aux éléments finis spécialement conçu pour l'analyse et le dimensionnement des ponts et des ouvrages d'infrastructure. Développé par la société coréenne MIDAS IT, il est reconnu mondialement pour ses fonctionnalités dédiées aux structures de ponts de tous types : ponts à poutres, ponts en arc, ponts à câbles, ponts haubanes et viaducs. Midas Civil intègre des outils avancés pour la modélisation de la précontrainte (pré-tension et post-tension), l'analyse du fluage et du retrait, la construction par phases, ainsi que le calcul des effets du second ordre. Sa conformité avec les principales normes internationales (Eurocode, AASHTO, BS) en fait un outil de référence pour les projets de ponts à l'échelle internationale.

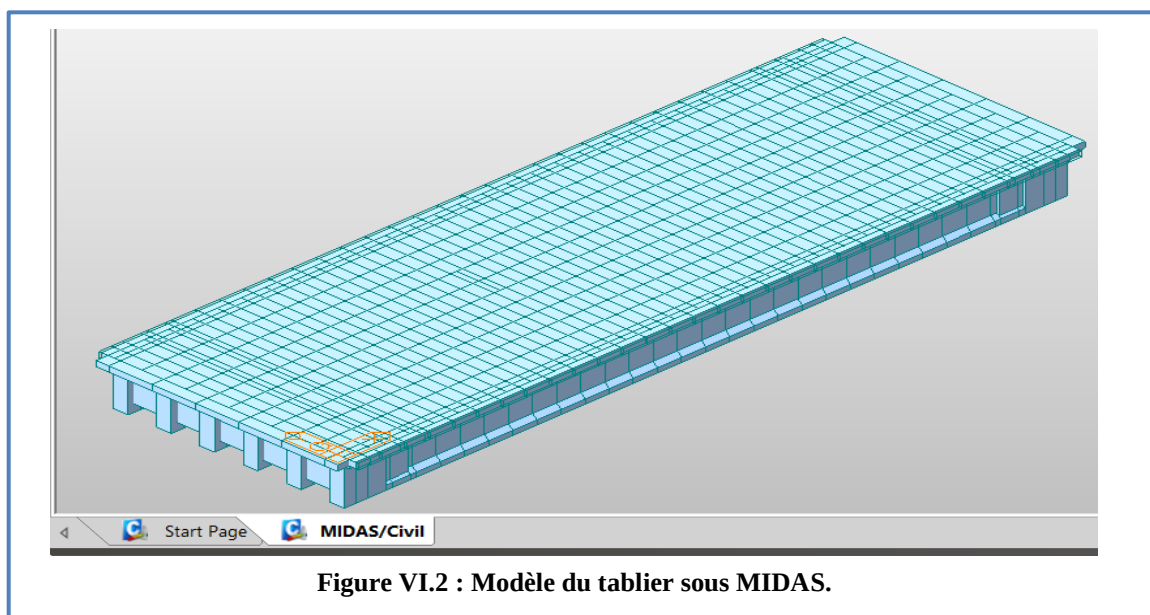


Figure VI.2 : Modèle du tablier sous MIDAS.

VI.2.3.CSI Bridge :

CSI Bridge, développé par Computers and Structures Inc. (CSI), est un logiciel de modélisation et d'analyse structurale dédié aux ponts. Il se distingue par une interface graphique conviviale orientée spécifiquement vers la conception des ponts, permettant une modélisation paramétrique efficace des tabliers, des appuis, des câbles de précontrainte et des fondations. CSI Bridge propose une gamme complète d'analyses : statique linéaire et non linéaire, analyse dynamique modale et temporelle, analyse sismique par spectre de réponse, ainsi que des analyses de charge mobile selon les standards internationaux. Son moteur de calcul par éléments finis performant et ses outils de post-traitement graphique avancés en font un logiciel de premier plan dans le domaine du génie des ponts.

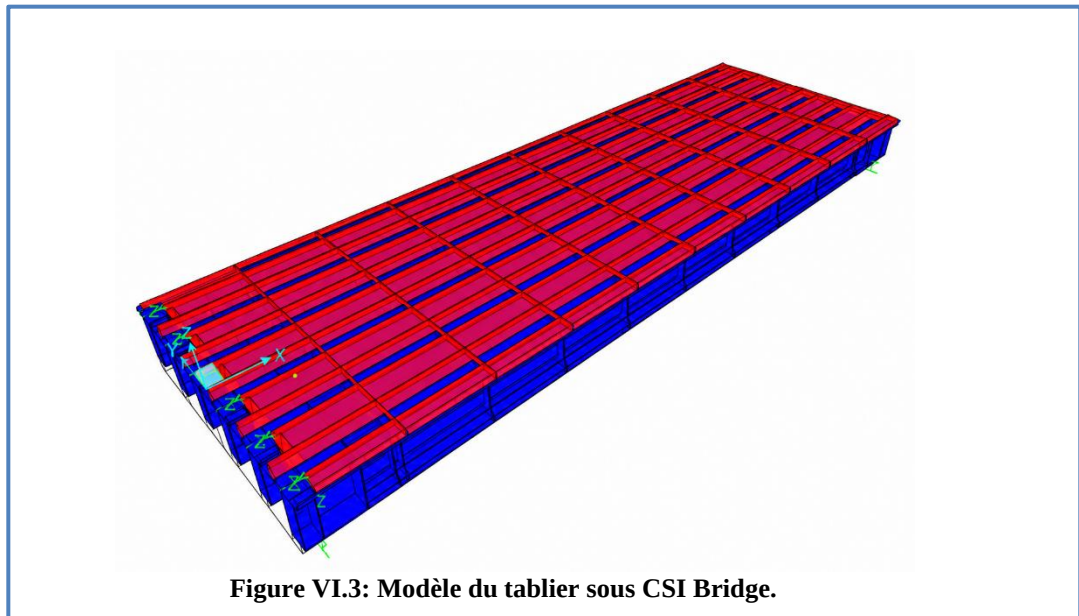


Figure VI.3: Modèle du tablier sous CSI Bridge.

VI.3. TABLEAU COMPARATIF DES LOGICIELS :

Le tableau suivant présente une comparaison des trois logiciels selon des critères pertinents pour la modélisation des ponts :

Tableau VI.1 : Comparaison des entreprises éditrices des logiciels de modélisation.

Critère	Robot Structural Analysis	Midas Civil	CSI Bridge
Editeur	Autodesk	MIDAS IT	Computers & Structures Inc.
Pays d'origine	Etats-Unis	Corée du Sud	Etats-Unis
Domaine principal	BIM et Structures	Génie Civil et ponts	Analyse structurale et ponts
Présence internationale	Très élevée	Elevée	Très élevée
Réputation dans les ponts	Moyenne	Très élevée	Très élevée

Tableau VI.2 : Comparaison entre les 3 logiciels de modélisations.

Critère	Robot Structural Analysis	Midas Civil	CSI Bridge
Interface utilisateur	Intuitive, intégrée BIM	Spécialisée ponts, ergonomique	Paramétrique, orientée ponts
Type d'analyse	Statique, dynamique, non linéaire	Statique, dynamique, phases de construction	Statique, dynamique, charge mobile
Eléments disponibles	Poutres, coques, barres, volumiques	Poutres, coques, câbles, précontrainte	Poutres, coques, câbles, diaphragmes
Modélisation, précontrainte	Disponible (limitée)	Avancée (post/pré-tension, phases)	Avancée (post/pré-tension)
Normes supportées	Eurocode, NF, AISC	Eurocode, AASHTO, BS, JTG	Eurocode, AASHTO, BS, CHBDC
Facilité d'utilisation	Facile pour structures courantes	Nécessite une formation spécifique ponts	Interface intuitive pour ponts
Intégrabilité BIM	Excellente (Revit, AutoCAD)	Moyenne (import/export IFC)	Moyenne (import DXF, IFC)
Construction par phases	Limitée	Très complète	Disponible
Post-traitement	Graphique avancé	Graphique très complet	Graphique avancé

VI.4. MODELISATION DE LA PREMIERE VARIANTE :

La première variante étudiée dans ce projet est un pont à poutres précontraintes par post-tension. Cette solution structurale, très répandue dans la conception des ponts à travée simple ou continues, repose sur des poutres en béton dans lesquelles des câbles de précontrainte sont tendus après durcissement du béton afin de compenser les effets des charges gravitaires et d'améliorer le comportement en service de l'ouvrage. La modélisation de cette variante a été réalisée avec les trois logiciels présentés précédemment — Robot Structural Analysis, Midas Civil et CSI Bridge — dans le but de comparer les résultats obtenus et d'en évaluer la cohérence. Les paramètres de modélisation retenus (géométrie de la section, propriétés des matériaux, tracé des câbles de précontrainte, conditions d'appui et combinaisons de charges) ont été identiques pour les trois modèles, afin de garantir une comparaison objective. Les résultats des efforts internes maximaux calculés par chaque logiciel sont récapitulés dans les figures ci-après :

VI.4.1.Robot Structural Analysis :

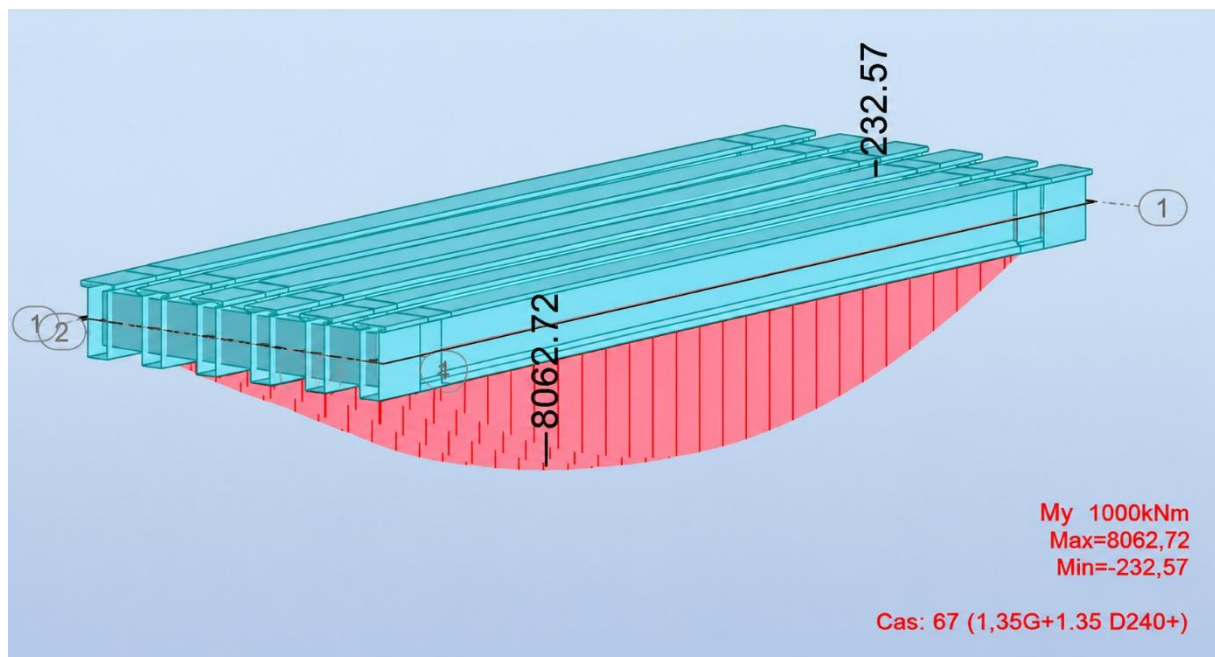


Figure VI.4 : moment max a l'ELU.

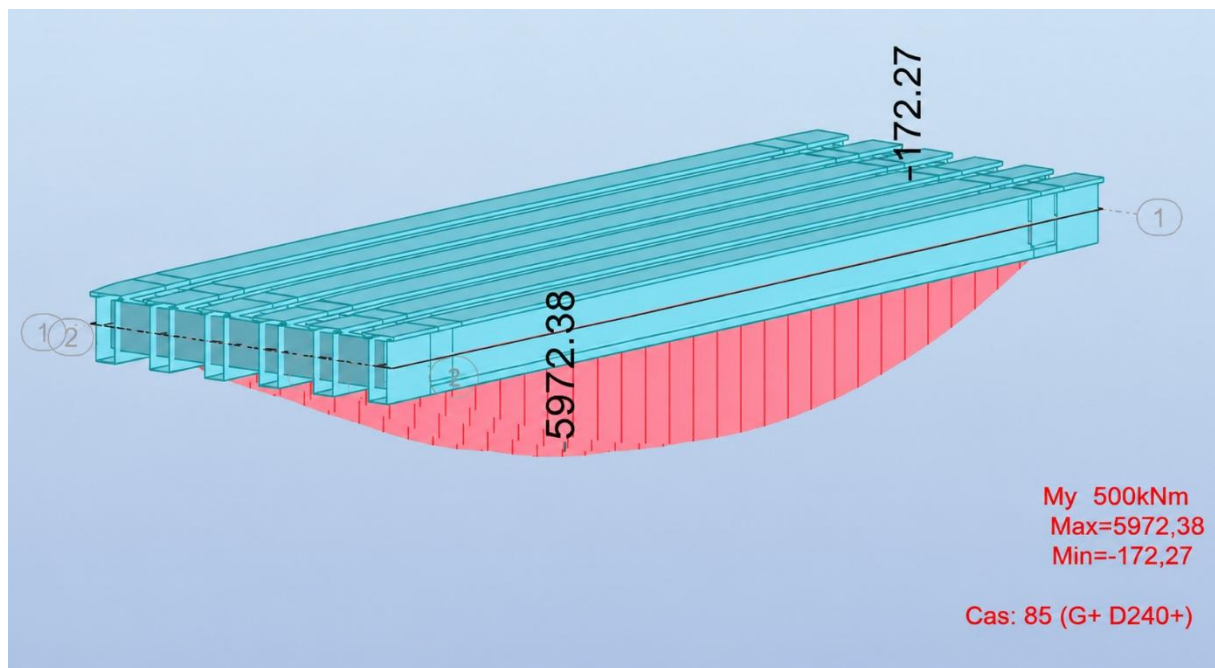


Figure VI.5 : moment max a l'ELS.

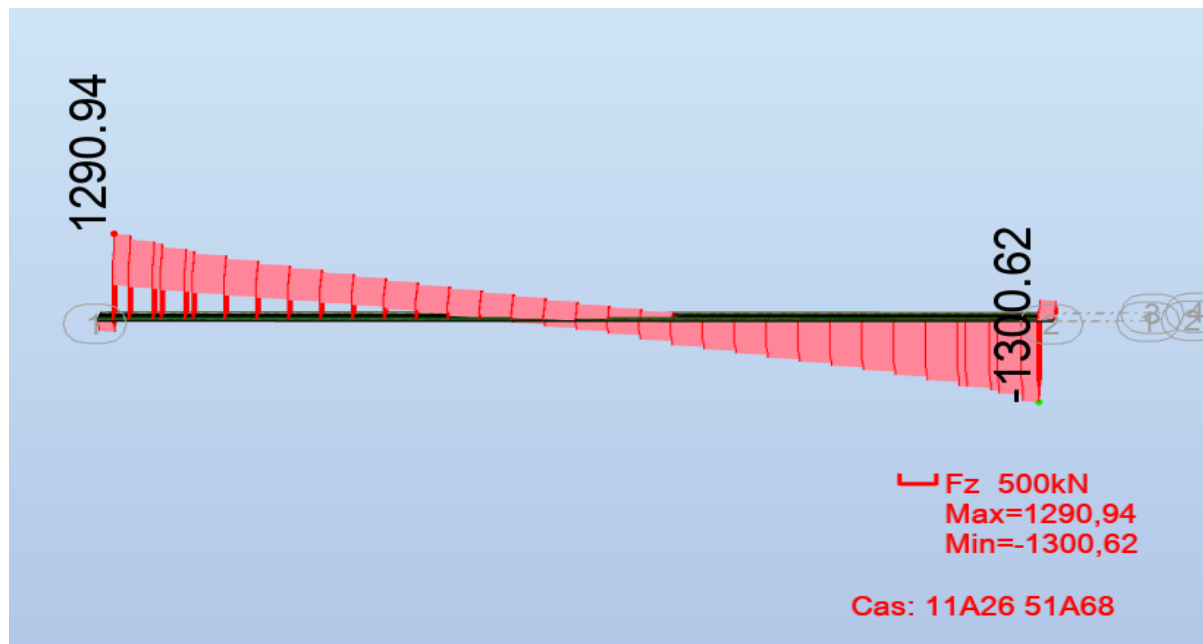


Figure VI.6 : Effort tranchant max a l'ELU.

VI.4.2.Midas Civil :

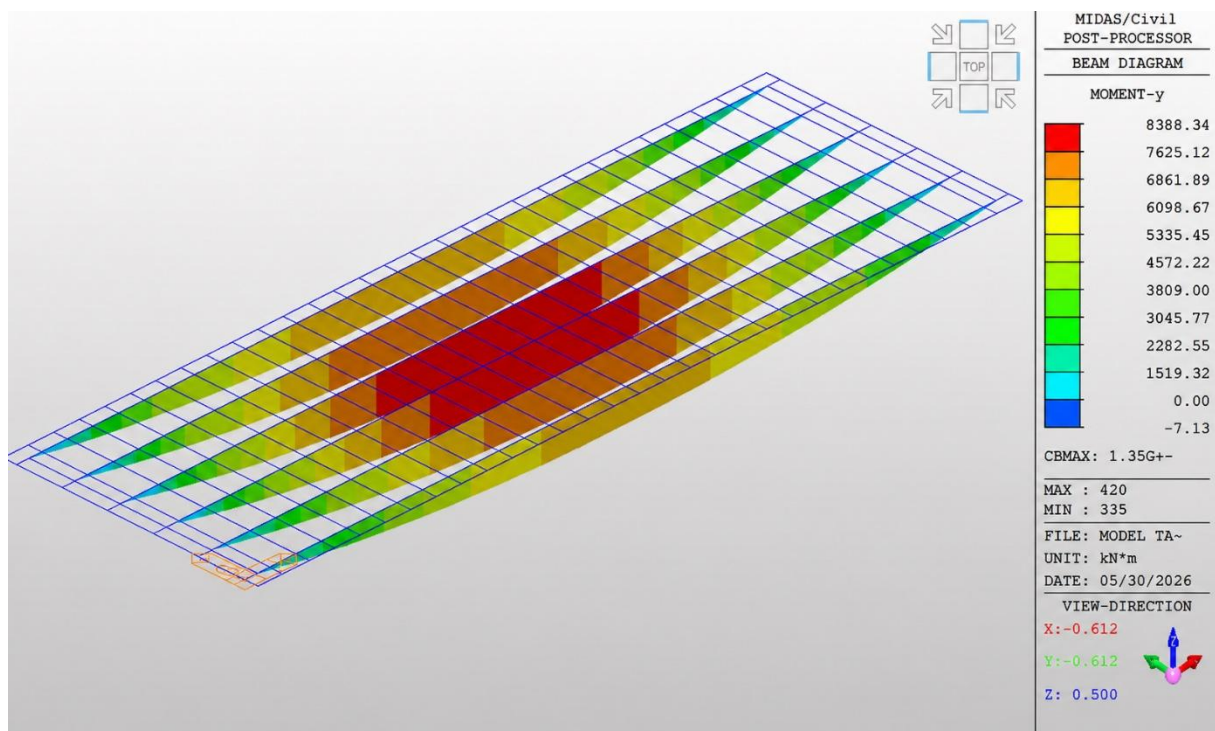


Figure VI.7 : moment max a l'ELU.

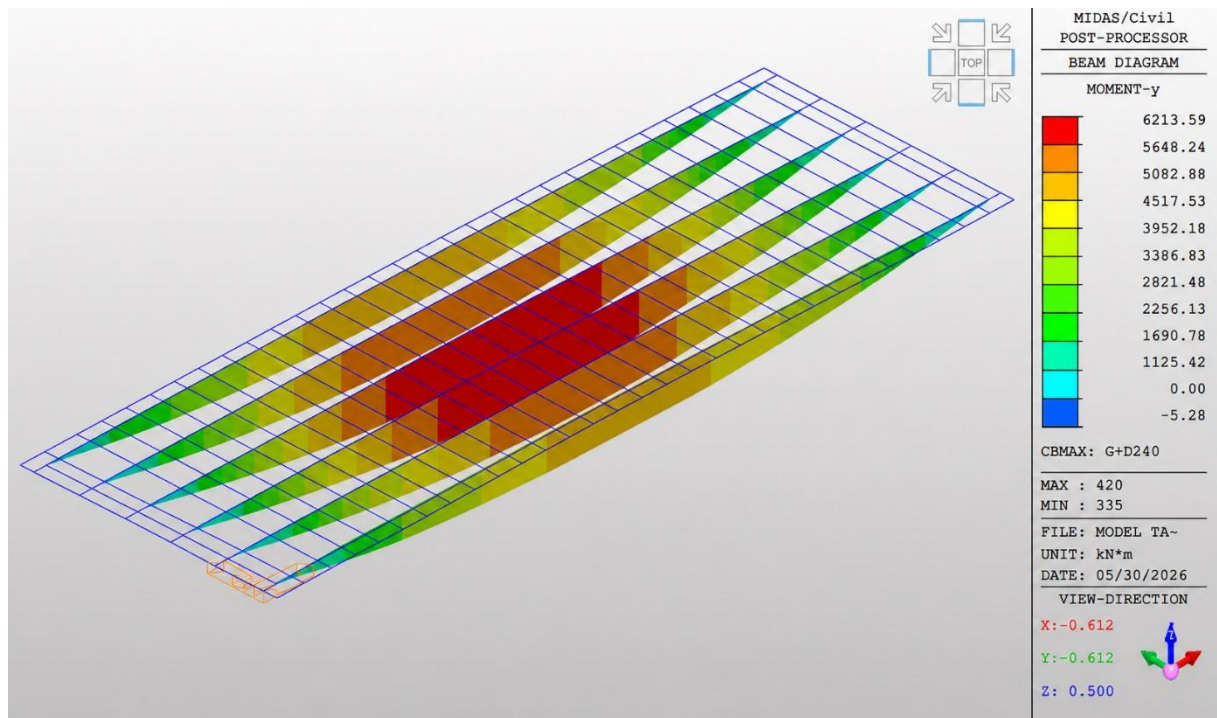


Figure VI.8 : moment max a l'ELS.

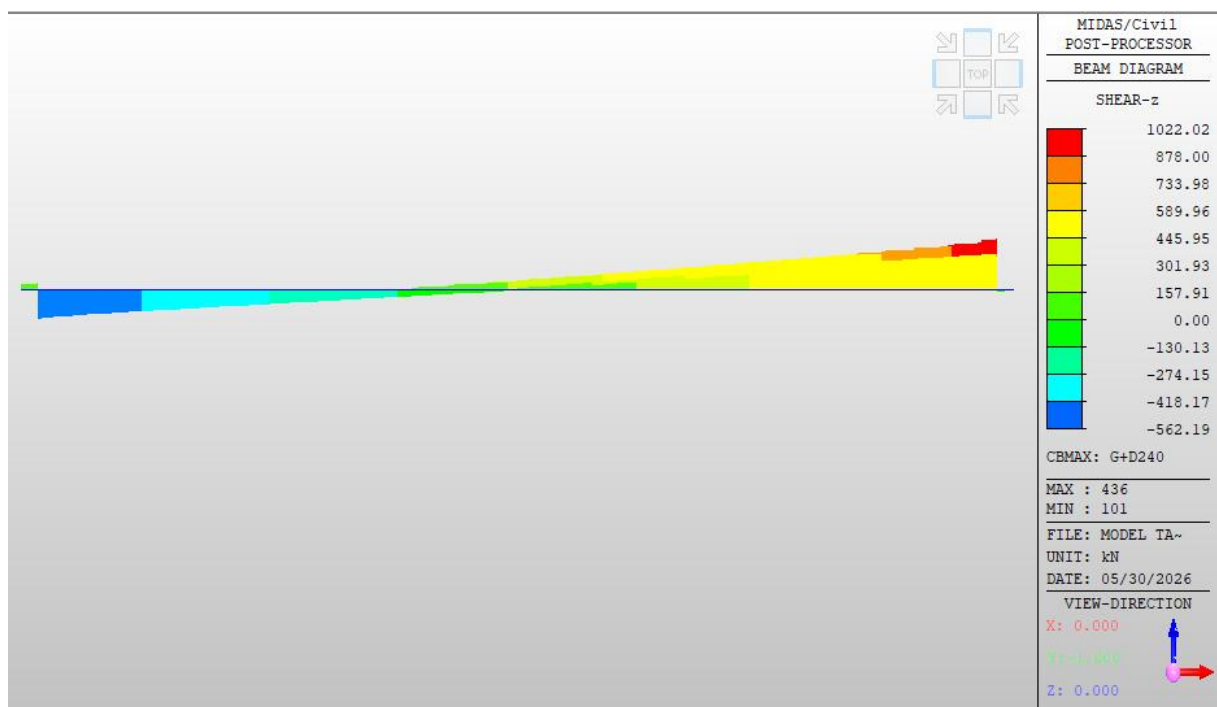


Figure VI.9 : Effort tranchant max a l'ELU.

VI.4.3.CSI Bridge :

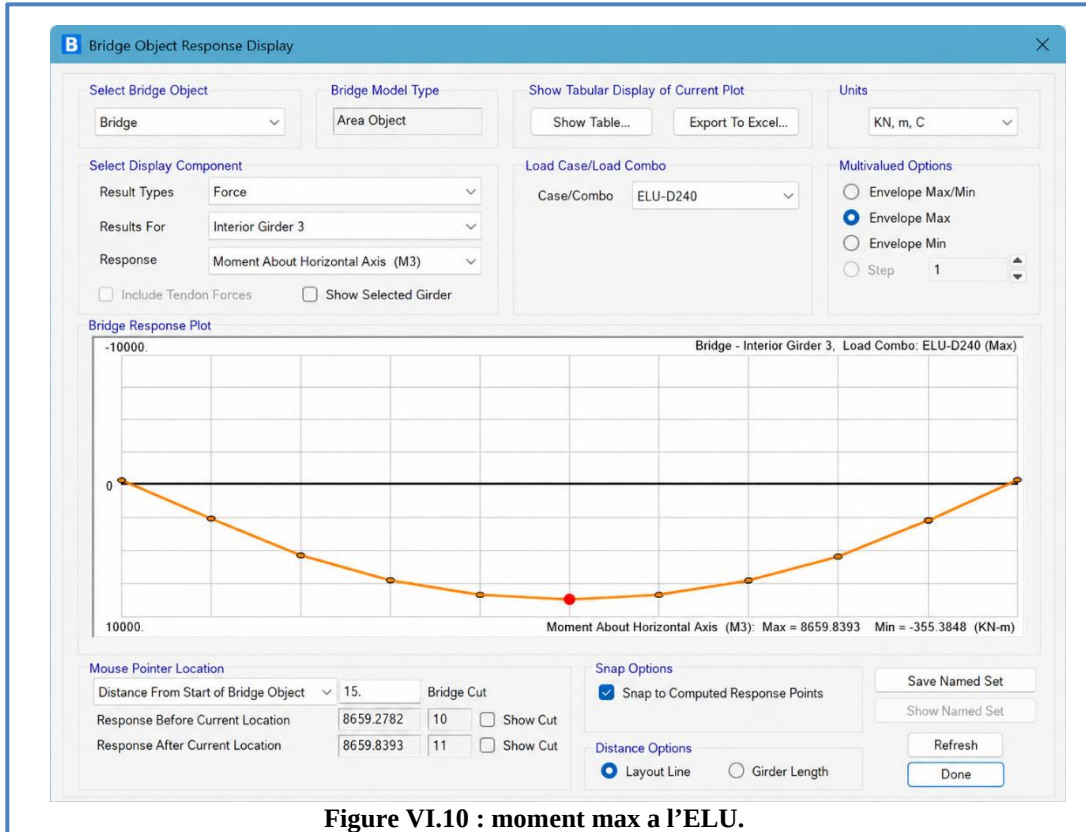


Figure VI.10 : moment max a l'ELU.

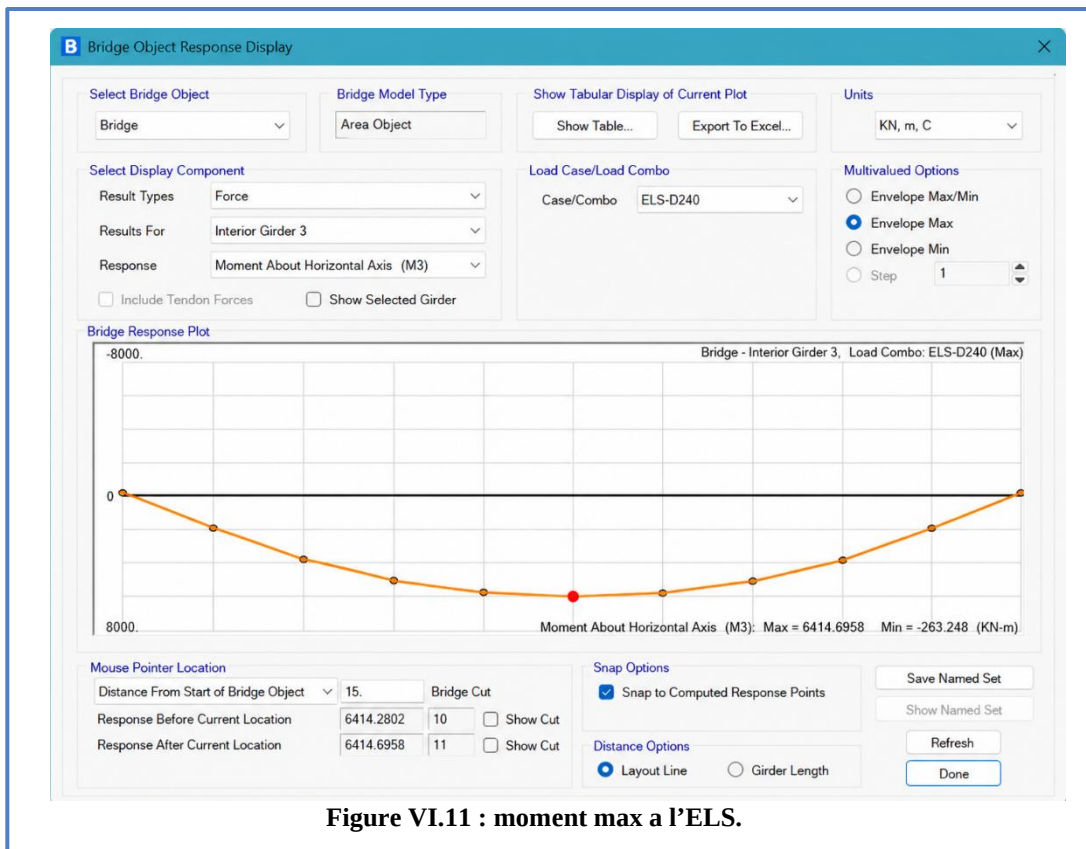


Figure VI.11 : moment max a l'ELS.

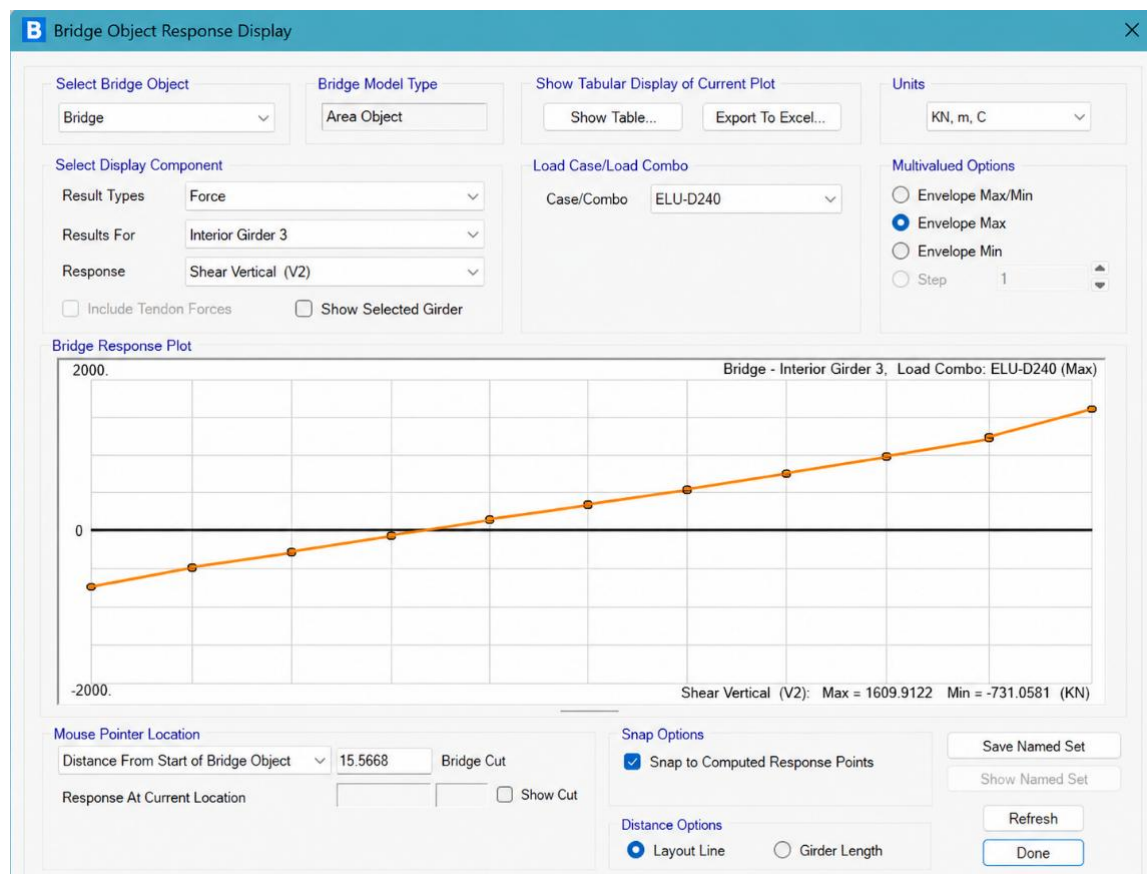


Figure VI.12 : Effort tranchant max a l'ELU.

Les diagrammes présentés dans ce chapitre pour les trois logiciels — Midas Civil, Robot Structural Analysis et CSI Bridge — correspondent à la combinaison de charges maximale, soit le convoi D240. Pour chaque logiciel, les figures illustrent le moment fléchissant M_y à l'ELU et à l'ELS ainsi que l'effort tranchant à l'ELU. Cette combinaison étant la plus sollicitant parmi toutes les combinaisons étudiées, elle a été jugée la plus représentative pour illustrer le comportement structural du pont. Les diagrammes des autres combinaisons de charges sont présentés en **Annexe B**.

VI.5. TABLEAU DE COMPARAISON DES RESULTATS (ROBOT VS MIDAS CIVIL) :

Le tableau suivant présente la comparaison du moment fléchissant obtenu par Robot Structural Analysis et Midas Civil pour les différentes combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS définies par RCPR :

Tableau VI. 3 : Tableau comparatif des résultats Robot et Midas de moment fléchissant.

Combinaison de charges	Moment fléchissant — Robot (kN·m)	Moment fléchissant — Midas Civil (kN·m)	Écart (%)
1,35G + 1,6AL2 + 1,6ST (ELU)	7163.88	7296.91	1.82
1,35G + 1,6BC2 + 1,6ST (ELU)	7201.57	7283.59	1.12
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	6768.96	6916.1	2.12
1,35G+1,35MC120 (ELU)	7157.63	7213.69	0.77
1,35G + 1,35D240 (ELU)	8062.72	8388.34	3.88
G + 1,2AL2 + ST (ELS)	5321.51	5421.51	1.84
G + 1,2BC2 + ST (ELS)	5338.14	5406.73	1.26
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	5020.31	5135.15	2.23
G + MC120 (ELS)	5301.95	5343.48	0.77
G + D240 (ELS)	5972.38	6213.59	3.88

Les écarts entre Robot et Midas Civil sont dus aux différences de méthodes d'intégration numérique, de discrétisation des éléments finis et d'interprétation des charges par chaque logiciel. La combinaison **1,35G + 1,35D240** enregistre l'écart le plus important (3,88%), en raison du traitement spécifique du chargement D240, dont la répartition est gérée différemment entre les deux logiciels. Cependant, tous les écarts restent inférieurs à 4%, ce qui confirme la cohérence et la fiabilité des deux modèles.

VI.6. TABLEAU DE COMPARAISON DES RESULTATS (CSI BRIDGE VS MIDAS CIVIL)

Le tableau suivant présente la comparaison du moment fléchissant obtenu par Midas Civil et CSI Bridge pour les mêmes combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS :

Tableau VI.4 : Tableau comparatif des résultats CSI Bridge et Midas de moment fléchissant.

Combinaison de charges	Moment fléchissant CSI Bridge (kN·m)	Moment fléchissant — Midas Civil (kN·m)	Écart (%)
1,35G + 1,6AL2 + 1,6ST (ELU)	7406.58	7296.91	1.48
1,35G + 1,6BC2 + 1,6ST (ELU)	7336.02	7283.59	0.71
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	7018.94	6916.1	1.46
1,35G+1,35MC120 (ELU)	7330.22	7213.69	1.59
1,35G + 1,35D240 (ELU)	8659.28	8388.34	3.12
G + 1,2AL2 + ST (ELS)	5378.44	5421.51	0.79
G + 1,2BC2 + ST (ELS)	5446.47	5406.73	0.73
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	5210.63	5135.15	1.45
G + MC120 (ELS)	5430.22	5343.48	1.6
G + D240 (ELS)	6414.28	6213.59	3.12

Les écarts entre CSI Bridge et Midas Civil s'expliquent par les mêmes raisons évoquées précédemment, notamment les différences de discrétisation des éléments finis et d'interprétation des charges par chaque logiciel. La combinaison **1,35G + 1,35D240** présente à nouveau l'écart le plus élevé (3,12%), confirmant que le chargement D240 est le plus sensible aux variations de modélisation entre les deux logiciels. L'ensemble des écarts reste néanmoins inférieur à 4%, ce qui atteste de la cohérence globale des résultats obtenus.

Pour la suite de cette étude, les résultats issus de **Midas Civil** seront adoptés comme référence pour l'ensemble des calculs et vérifications. Ce choix se justifie par le fait que Midas Civil est un logiciel spécialement dédié à la modélisation et à l'analyse des ponts, offrant des fonctionnalités adaptées à ce type de structure, et par notre meilleure maîtrise de cet outil par rapport aux deux autres logiciels utilisés.

VI.7. MODELISATION DE LA 2EME VARIANTE : PONT VOUSOIR PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS :

La deuxième variante étudiée est un pont voussoir, également appelé pont à âmes multiples ou pont voussoir. Cette solution structurale est caractérisée par un tablier de section creuse en forme de voussoir offrant une très grande rigidité en torsion et une excellente résistance aux charges déséquilibrées. Ce type de pont est particulièrement adapté aux grandes portées et aux ouvrages courbes en plan. La modélisation du pont voussoir a été réalisée avec les trois logiciels en adoptant une approche de modélisation tridimensionnelle afin de tenir compte de la déformabilité transversale du voussoir. Les paramètres de modélisation (géométrie de la section voussoir, propriétés béton, conditions d'appui, combinaisons ELU et ELS) sont conformes aux prescriptions de RCPR. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes :

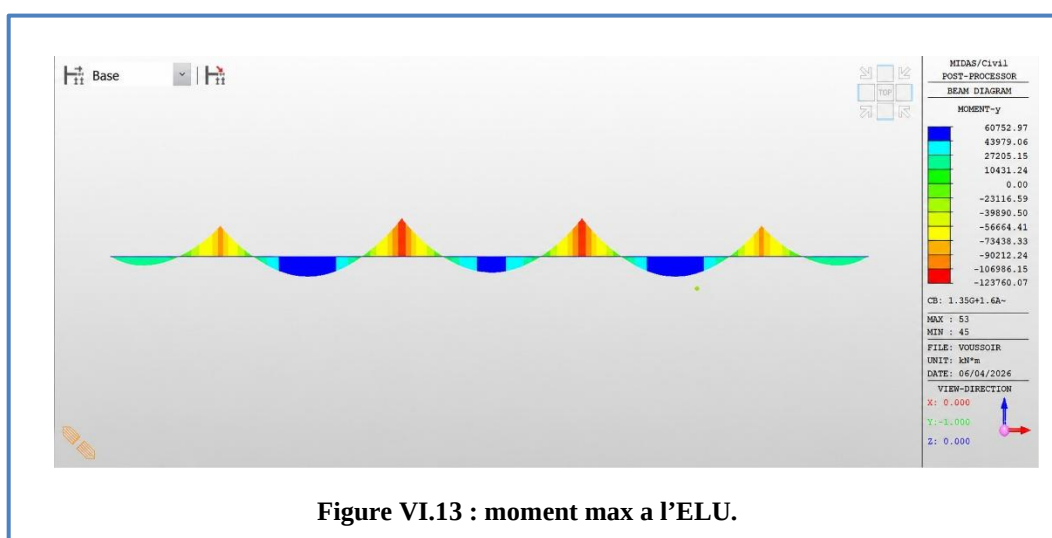


Figure VI.13 : moment max a l'ELU.

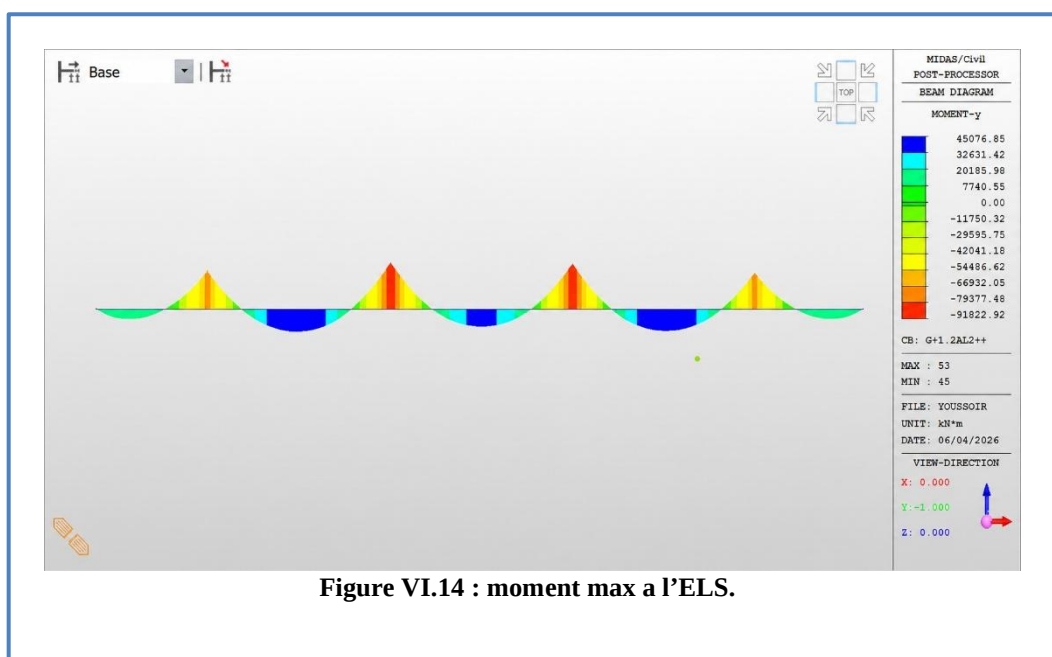


Figure VI.14 : moment max a l'ELS.

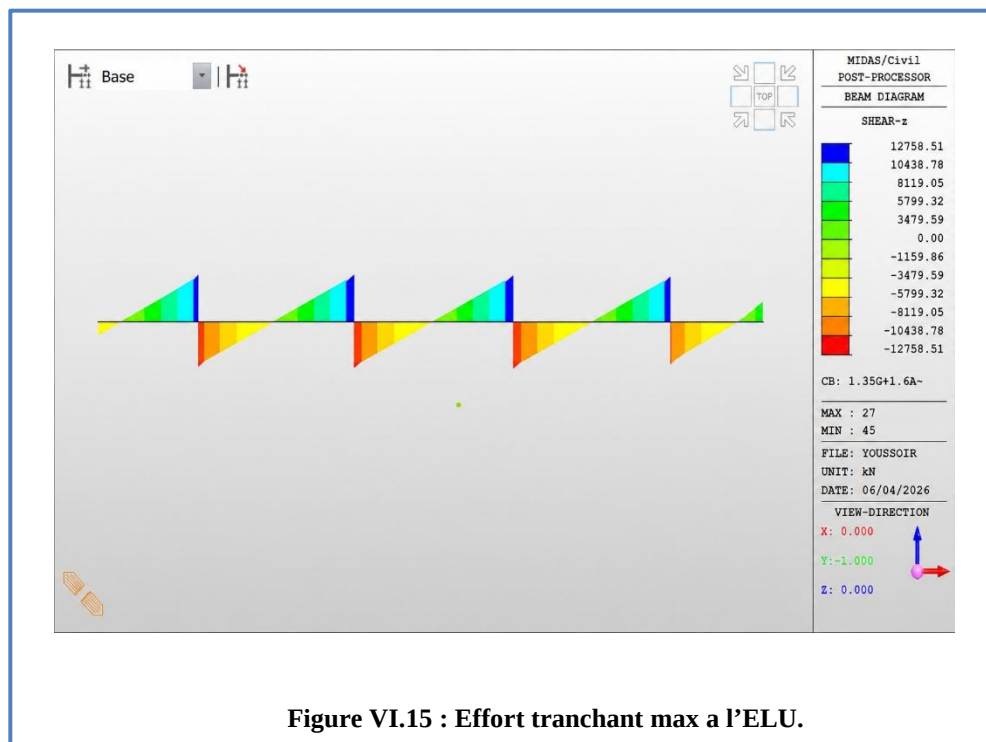


Figure VI.15 : Effort tranchant max a l'ELU.

VI.8. MODELISATION DE LA TROISIEME VARIANTE : PONT BIPOUTRE MIXTE

Le troisième variante retenu pour cette étude est un pont bipoutre mixte acier-béton, constitué de deux poutres principales en acier sur lesquelles repose un hourdis en béton armé collaborant. Cette solution mixte tire parti des avantages mécaniques de chacun des deux matériaux : la résistance à la traction de l'acier pour les poutres inférieures sollicitées en traction, et la résistance à la compression du béton pour le hourdis. La modélisation du bipoutre mixte a nécessité une attention particulière quant à la prise en compte de l'interaction entre l'acier et le béton via des connecteurs de cisaillement. Le logiciel Midas Civil a été utilisée pour modéliser cet assemblage composite, en appliquant les mêmes conditions aux limites et les mêmes combinaisons de charges ELU et ELS. Les résultats sont présentés dans les figures suivantes :

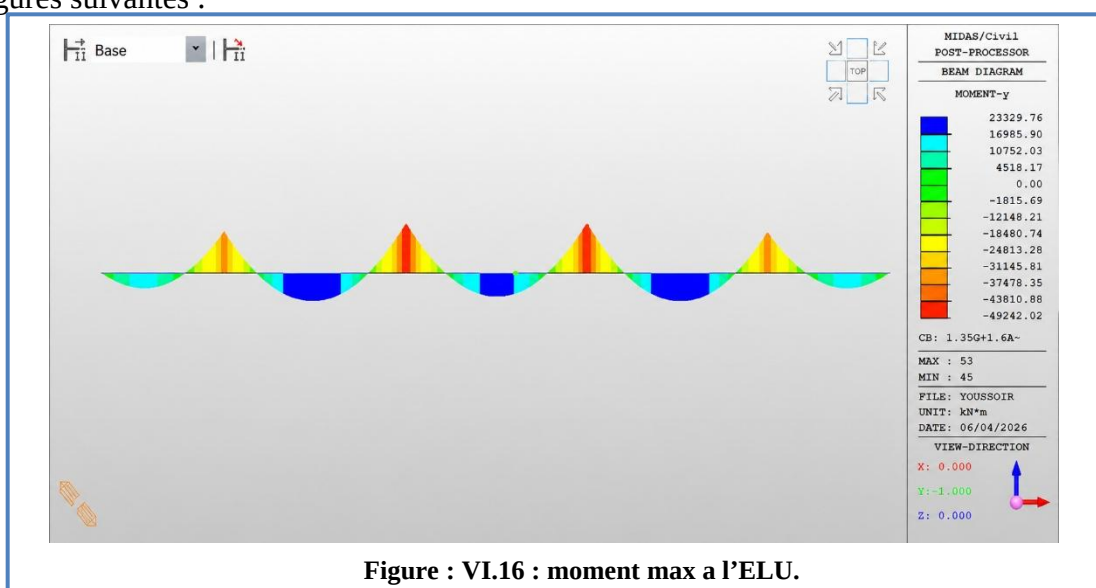


Figure : VI.16 : moment max a l'ELU.

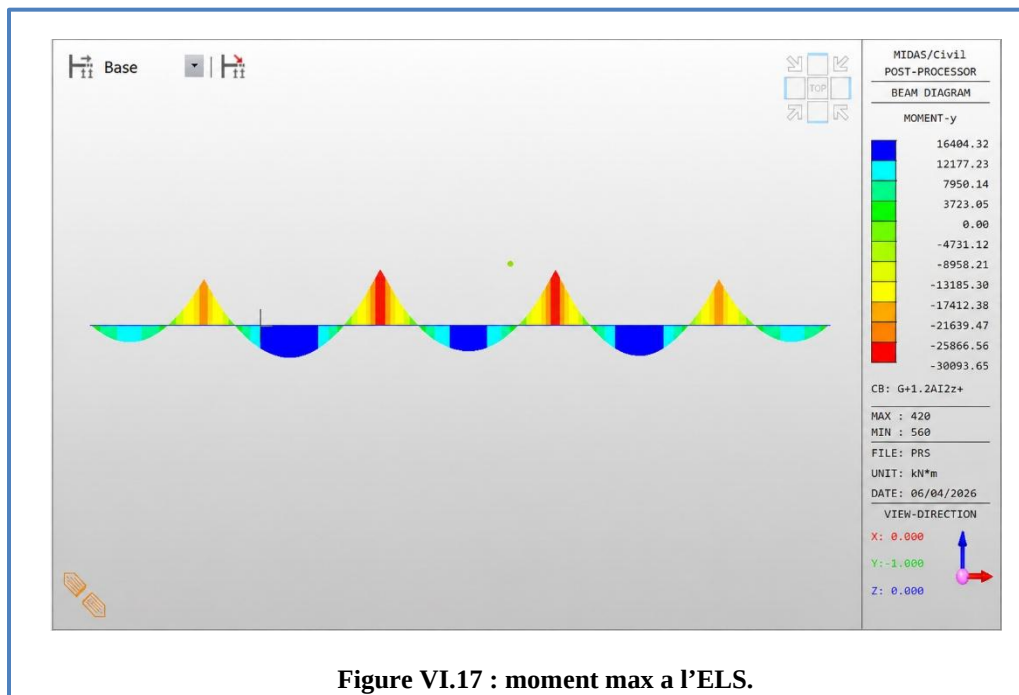


Figure VI.17 : moment max a l'ELS.

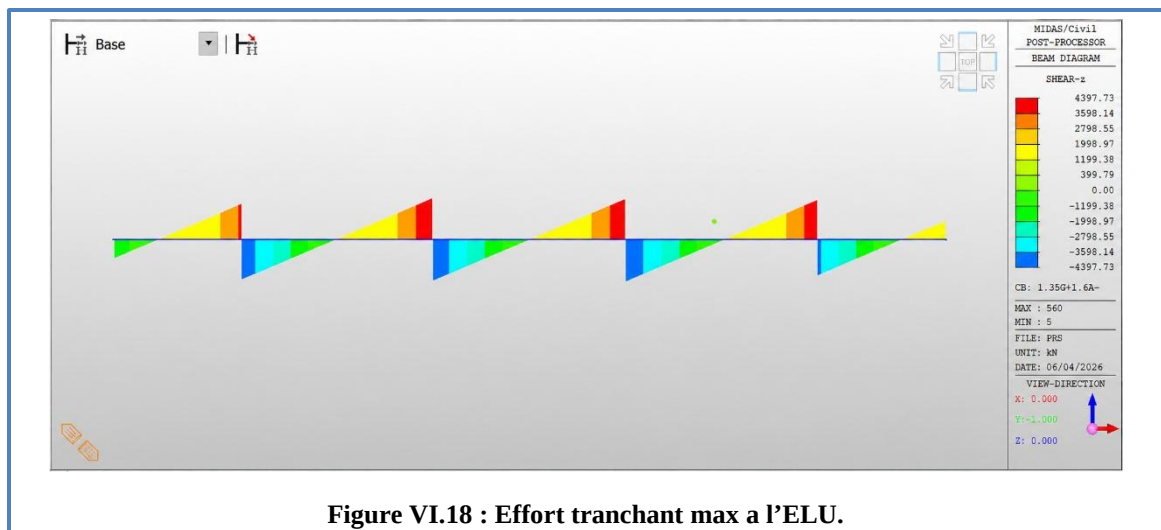


Figure VI.18 : Effort tranchant max a l'ELU.

Note : les autres charges sont présentes en annexe B.

VI.9. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté la démarche de modélisation numérique adoptée dans le cadre de ce projet de fin d'études pour l'analyse des trois variantes de pont : le pont à poutres précontraintes post-tension, le pont voussoir et le bipoutre mixte. Les modèles ont été développés avec trois logiciels spécialisés Robot Structural Analysis, Midas Civil et CSI Bridge dans le but de croiser les résultats et d'en évaluer la fiabilité.

CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION

Le béton présentant une résistance plus élevée en compression qu'en traction, la précontrainte a pour objectif de concevoir des éléments travaillant exclusivement en compression. Ainsi, les efforts de traction engendrés par les charges appliquées à l'ouvrage sont compensés par les forces de compression issues de la mise en tension des câbles de précontrainte.

Dans ce chapitre, nous examinerons les différentes étapes de l'analyse de la précontrainte d'un pont à poutres post-tensionnées.

VII.2. DONNES DE L'OUVRAGE

- Hauteur de la poutre : $h_p=1.75$
- Epaisseur de la dalle : $e=0.25$.
- Hauteur totale : $H_t=2m$.
- La travée : $L=30m$
- La porte : $L=29m$
- Nombre des poutres : $N_p=6$
- Enrobage : $C= 0.03m$.
- Entraxe des poutres : $\lambda=1.79m$
- Table de compression : $L_{tc}=1.05 m$.

Tableau VII.1 : Caractéristique de la poutre :

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
B (m ²)	1.11	1.56	0.66	1.1
V' (m)	0.92	1.19	0.91	1.3
V (m)	0.83	0.81	0.84	0.7
I _g (m ⁴)	0.31	0.6	0.24	0.49
ρ	0.37	0.4	0.49	0.49

- B : l'aire de la section
- V', V : la distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité
- I_g : le moment d'inertie.
- ρ : le rendement géométrique

Tableau VII.2 : Caractéristique du béton :

F _{c28} (MPa)	F _{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bt} (MPa)
35	2.7	21	-4.05

➤ Caractéristique des câbles 9T15S :

- Toron : T15S
- Nombre des torons : 9
- Surface d'un toron : 0.00015 m²
- Surface d'un câble : 0.00135 m²
- Contrainte limite de la rupture : $f_{prg} = 1\ 860$ MPA
- Contrainte limite d'élasticité : $f_{peg} = 1\ 640$ MPA
- Diamètre de la gaine : 80 mm.
- Coefficient de frottement en courbe ($f = 0.18\ rd^{-1}$)
- Coefficient de frottement en ligne ($\Phi = 0.006\ m^{-1}$)
- Recule d'ancrage : $g = 6$ mm
- L'acier utilisé est de type très basse relaxation (TBR).
- Rendement à 1000h :
- Module d'élasticité du précontrainte : $E_p = 190\ 000$ MPA

Tableau VII.3 : Résultats du logiciel

M_{gp} (MN)	M_m (MN.m)	M_M (MN.m)	V_M (MN)	V_m (MN)
1.73	3.67	6.21	1.02	0.56

Sachant que :

M_{gp} : Moment dû au poids propre de la poutre seule.

M_m : Moment dû aux charges permanentes.

M_M : Moment maximal à l'ELS.

V_M : Effort tranchant maximal à l'ELU.

V_m : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

VII.3. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VII.3.1. Valeur minimale de la précontrainte en service

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.

Cette force est donnée par la relation suivante : $P_{MIN} = \text{Sup} (P_I ; P_{II})$

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

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

Sachant que :

B : l'aire de la section.

V et v' : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

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

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

Tableau VII.4 : Evaluation de P_{min} .

Evaluation de P_{MIN}			
$\overline{\sigma_{bt1}}$	- 4.05 MPa	P_I	- 0.91 MN
$\overline{\sigma_{bt2}}$	- 2.70 MPa	P_{II}	3.60 MN
d'	0.20 m	P_{MIN}	3.60 MN

VII.3.2. Détermination du nombre de câble

Le nombre de câble est donné par la relation suivante : $n \geq \frac{P_{MIN}}{P_0}$

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de 9T15S 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.5 : Détermination du nombre de câble.

$\Delta P =$	25 %	Donc on opte pour 3 câbles de 9T15S, classe 1860
$P_0 =$	2.00MN	
$n \geq$	2.39	

VII.3.3. Nombre de câbles à l'about

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).

$$\begin{cases} \sigma_{inf} = \frac{P}{B} + \frac{V}{I} (P \times e_0 - M_{gp}) \geq -1.5 f_{tj} = \overline{\sigma_{bt1}} \\ \sigma_{sup} = \frac{P}{B} - \frac{V}{I} (P \times e_0 - M_{gp}) \leq 0.6 f_{cj} = \overline{\sigma_{bc}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} \geq \overline{\sigma_{bt1}} \rightarrow n \leq 5.44 ; \text{condition vérifiée.} \\ \sigma_{inf} \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow n \leq 3.29 ; \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

VII.3.4. Pre-vérification des contraintes

La vérification des contraintes se fait en quatre phases, la première phase se fait après 7 jours (mise en tension à 50 %), la deuxième phase se fait à 28 jours (mise en tension à 100%), la troisième phase se fait après coulage de la dalle et enfin la dernière phase se fait en service.

Les vérifications se font à mi-travée et les conditions à vérifier sont comme suit :

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

Avec :

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

Tableau VII.6 : Caractéristiques de la 1^{ère} et 2^{ème} phase de vérification des contraintes.

Première phase : après 7 jours	Deuxième phase : après 28 jours
- Mise en tension des câbles à 100 %. - Les pertes sont estimées à 10 %.	- Mise en tension des câbles à 100 %. - Les pertes sont estimées à 25 %.
$f_{c7} =$ 23.18 MPa	$f_{c7} =$ 35.00 MPa
$f_{t7} =$ 1.99 MPa	$f_{t7} =$ 2.70 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	$\overline{\sigma_{bc}} =$ 21.00 MPa
$\Delta P =$ 10 %	$\Delta P =$ 10 %
n câble 3	n câble 3

Tableau VII.7 : Caractéristiques de la 3^{ème} et 4^{ème} phase de vérification des contraintes.

Deuxième phase : après coulage dalle	Quatrième phase : en service
- Mise en tension des câbles à 100 %. - Les pertes sont estimées à 10 %.	- Mise en tension des câbles à 100 %. - Les pertes sont estimées à 25 %.
$f_{c7} =$ 35.00 MPa	$f_{c7} =$ 35.00 MPa
$f_{t7} =$ 2.70 MPa	$f_{t7} =$ 2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt2}} =$ -1.89 MPa	$\overline{\sigma_{bt2}} =$ -2.70 MPa
$\overline{\sigma_{bt1}} =$ -4.05 MPa	$\overline{\sigma_{bt1}} =$ -4.05 MPa
$\overline{\sigma_{bc}} =$ 21.00 MPa	$\overline{\sigma_{bc}} =$ 21.00 MPa
$\Delta P =$ 15 %	$\Delta P =$ 25 %
n câble 3	n câble 3

D'où on obtiendra les résultats suivants :

Tableau VII.8 : 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	0.71	1.74	2.71	3.50	4.81	Condition vérifiée
Phase 2	0.71	1.74	5.42	1.01	16.07	Condition vérifiée
Phase 3	0.71	2.87	5.42	0.69	11.89	Condition vérifiée
Phase 4	1.10	6.21	4.52	5.87	0.80	Condition vérifiée

VII.3.5.Trace du câble

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 de l'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.

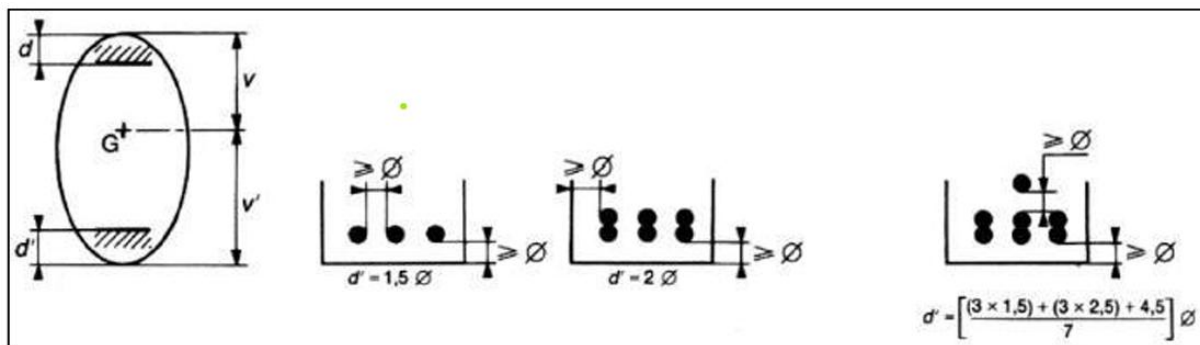


Figure VII.1 : Disposition constructive des câbles de précontrainte.

A l'extrémité de la poutre (section d'about), les contraintes liées à la position des plaques d'ancrage sont respectées. Le choix se porte sur des plaques d'ancrage de dimensions $A \times B = 225 \times 185 \text{ mm}^2$. L'entraxe vertical est déterminé comme suit :

$$F_{c28} = 35 \text{ Mpa} \implies a = 336 \text{ mm}$$

$$X \geq 0.85 a \implies X = 285.6 \text{ mm} \text{ donc } x = 300 \text{ mm.}$$

Les détails et les pièces graphiques respectives seront donnés à la page 99.

Le rayon de courbure est donné par la formule suivante : $\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$

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.

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

L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

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

$\bar{\tau}$: contrainte tangentielle limitée en état limite de service, $\bar{\tau} = \sqrt{0.4 \times f_{ij} \times (f_{ij} + \sigma_x)}$.

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, $B_n = B_{p+d} - n \times B_{\text{Gaine}}$.

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, $\Phi = 80$ mm.

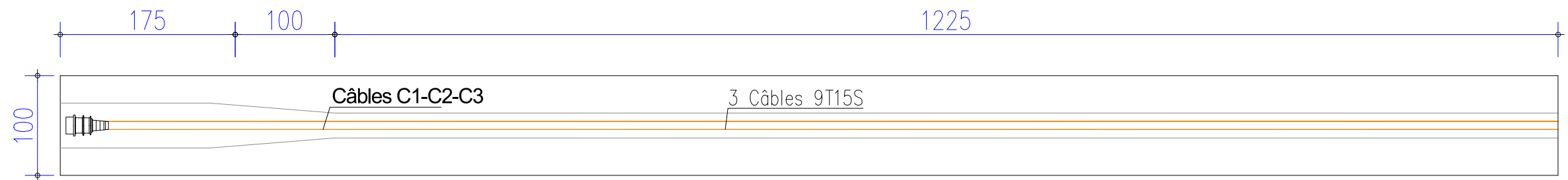
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Caractéristiques du tracé des câbles.

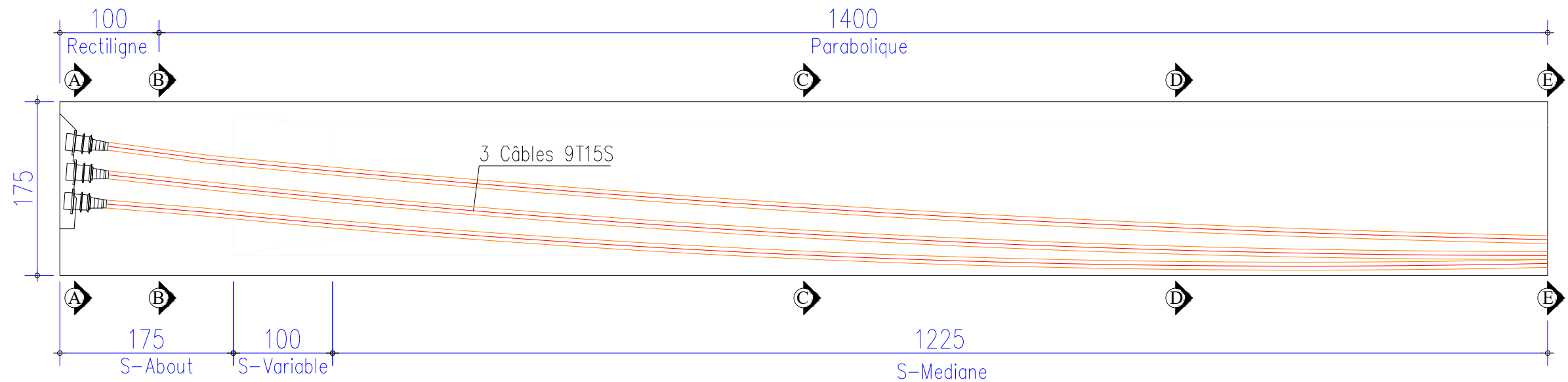
$b_n =$	0.52	m							$L_{\text{câble}} =$	30.10	m
$B_n =$	1.54	m^2							$L_{\text{rel}} =$	1.00	m
$P =$	4.52	MN							$l_{\text{pb}} =$	28.00	m
$\sigma_x =$	2.93	MPa									
$\bar{\tau} =$	2.47	MPa									
$\bar{V} =$	2.05	MPa	-13.17 < α < 35.35								
			$\alpha_{C1} = 4.68 \qquad \alpha_{C2} = 6.30 \qquad \alpha_{C3} = 7.37$								

N° câble	l (m)	$\alpha_{\text{rel}} (^\circ)$	Y _i (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ (rad)
			x = 0	x = 1	x = 15			
C1	28	4.68	0.76	0.68	0.12	0.56	175.62	0.08
C2	28	6.30	1.06	0.95	0.2	0.75	130.76	0.10
C3	28	7.37	1.36	1.23	0.36	0.87	112.57	0.12

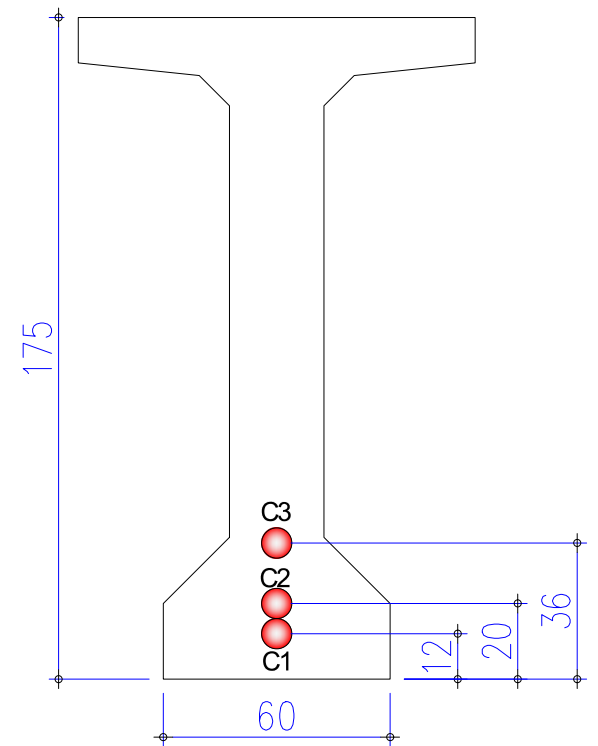
Vue en Plan Ech:1/50



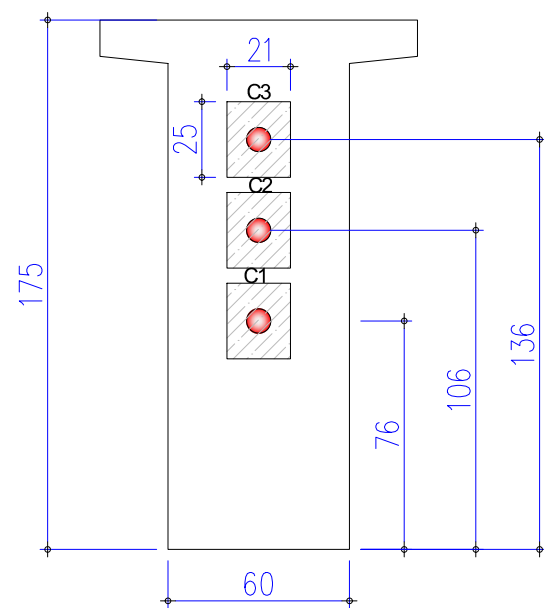
Coupe Longitudinale Ech:1/50



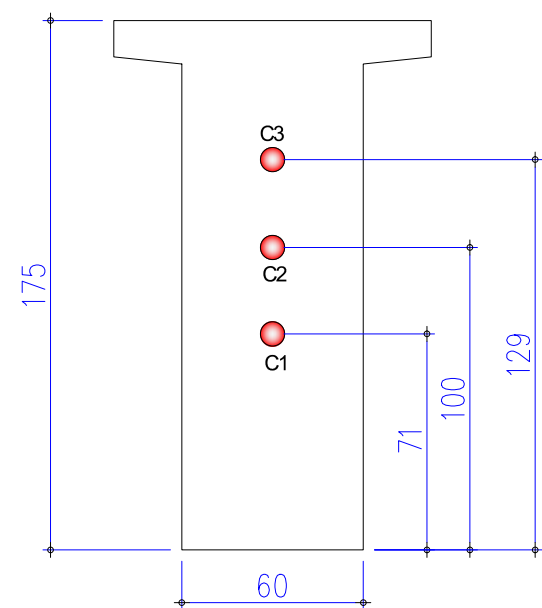
Coupe E-E Ech:1/25



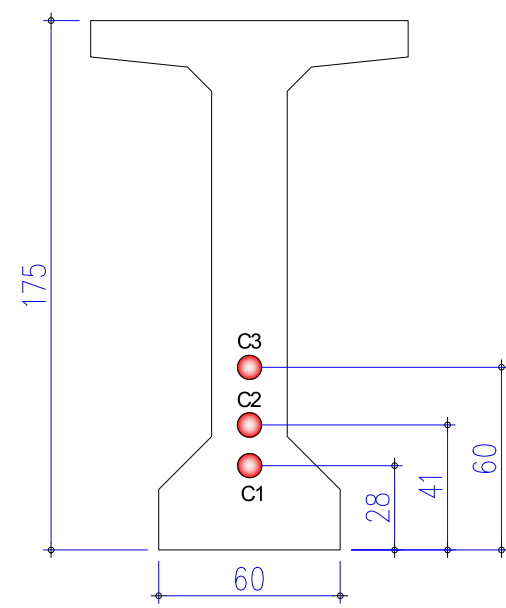
Coupe A-A Ech:1/25



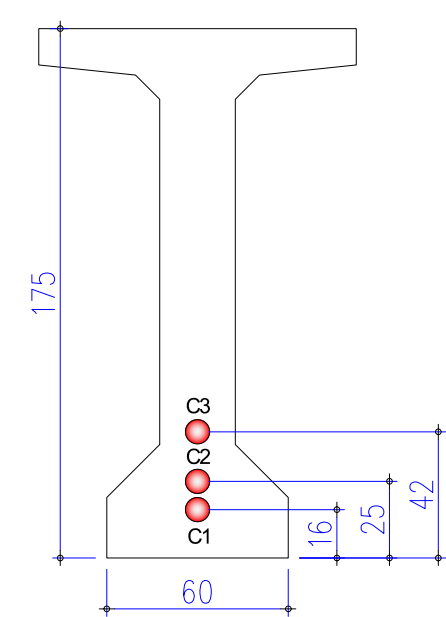
Coupe B-B Ech:1/25



Coupe C-C Ech:1/25



Coupe D-D Ech:1/25



- Caractéristiques des câbles :

Type de câble : **9T15S**

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

Classe : **1 860**

Module d'élasticité : **190 000 MPa**

Nombre de câbles : **3**

- Première phase :

Dès que le béton aura atteint les **25 MPa**

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

- Deuxième phase :

Dès que le béton aura atteint les **35 MPa**

Mise en tension a 100% des câbles **C1 - C2 - C3**

VII.4. EVALUATION DES PERTES DU PRECONTRAINTE

VII.4.1. Pertes de tension instantanées

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension instantanées, comprenant :

- Les pertes par frottement (dues au contact entre le câble et la gaine).
- Les pertes par recul d'ancrage (liées au glissement des câbles lors de la mise en tension).
- Les pertes par déformation élastique du béton (résultant de la compression instantanée de la structure).

VII.4.1.1. Pertes par frottement

Ces pertes résultent du frottement du câble contre la gaine lors de la mise en tension. Elles sont estimées par la relation suivante :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times e^{(-f \times \beta + \Phi \cdot X)}$$

Avec :

- σ_{P0} : contrainte initiale ($\sigma_{P0} = 1\,488$ MPa)
- e : base du logarithme népérien
- f : coefficient de frottement en courbe ($f = 0.18$ rd⁻¹)
- β : somme des déviations angulaires du câble sur la distance x (en radians)
- Φ : coefficient de frottement en ligne ($\Phi = 0.006$ m⁻¹)
- X : distance à la section considérée

Tableau VII.10 : Evaluation des pertes du frottements

Câbles	Positions X	0	L/4	3L/8	L/2
C1	α (rad)	0.08	0.07	0.03	0.080
	Δ (MPa)	21.75	40.96	43.54	64.55
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	1466.25	1447.04	1444.46	1423.45
C2	α (rad)	0.11	0.06	0.03	0.10
	Δ (MPa)	29.19	38.32	42.26	71.54
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	1458.81	1449.68	1445.74	1416.46
C3	α (rad)	0.12	0.04	0.05	0.12
	Δ (MPa)	34.08	34.40	39.81	75.94
	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	1453.92	1453.60	1448.19	1412.06

Tableau VII.11 : Pertes moyennes de contrainte par frottement.

	Position	0	L/4	3L/8	L/2
Moyenne	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	28.34	37.89	41.87	70.68
	$\Delta\sigma_f$ (%)	1.90	2.55	2.81	4.75

VII.4.1.2. Pertes dues au recul d'ancrage

Cette perte de tension est due au glissement de l'armature au niveau de l'ancrage. Après le recul d'ancrage, la variation de contrainte à l'abscisse $x < d$ est donnée par :

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

Avec :

- d** : longueur affectée par le recul d'ancrage, donnée par :

$$d = (E_p \times g) / (\sigma_{p0} \times k)$$

- k** : coefficient défini par :

$$k = f \times \beta + \Phi$$

- g** : valeur du recul d'ancrage ($g = 6$ mm)
- E_p** : module de déformation longitudinale de l'acier
- σ_{p0}** : contrainte initiale dans les câbles

Tableau VII.12 : Pertes de contrainte dues au recul d'ancrage par câble

Positions	Cable	K	d	$\Delta\sigma$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{finale}}$ (MPa)	Moyenne (MPa)	Pourcentage (%)
0	C1	0.0030	16.03	142.23	1345.77	149.14	10.02
	C2	0.0033	15.19	150.11	1337.89		
	C3	0.0035	14.70	155.08	1332.92		
L/4	C1	0.0029	16.36	75.47	1412.53	75.11	5.05
	C2	0.0027	16.72	75.19	1412.81		
	C3	0.0026	17.30	74.65	1413.35		
3L/8	C1	0.0025	17.58	46.69	1441.31	47.23	3.17
	C2	0.0024	17.79	47.11	1440.89		
	C3	0.0023	18.22	47.87	1440.13		
L/2	C1	0.0030	16.10	9.65	1478.35	4.10	0.28
	C2	0.0033	15.27	2.66	1485.34		
	C3	0.0035	14.81	0.00	1488.00		

VII.4.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

La perte de tension résultant des déformations instantanées du béton, dues à l'action des armatures de précontrainte ainsi qu'aux autres charges permanentes, peut être assimilée à une perte moyenne affectant chaque armature. Dans une section donnée, elle s'exprime par :

$$\Delta\sigma = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_{bi}}{E_{ij}}$$

Avec :

- σ_{bi} : contrainte dans le béton, donnée par :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{A} - \left(P \times \frac{e^2}{I_G} \right) - \left(M_P \times \frac{e}{I_G} \right)$$

- P : effort de précontrainte :

$$P = n \times A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi, moy})$$

- A_p : section d'un câble de précontrainte
- E_p : module d'élasticité de l'acier
- E_{ij} : module de déformation longitudinale instantané du béton
- e : excentricité moyenne des câbles
- M_{gp} : moment dû au poids propre de la poutre
- I_G : moment d'inertie de la section médiane
- A : aire de la section considérée

Tableau VII.13 : paramètres de calcul des pertes par déformation élastique du béton.

X	0	L/4	3L/8	L/2
P (MN)	5.30	5.56	5.66	5.72
V' (m)	0.92	0.90	0.90	0.90
e (m)	-0.14	0.47	0.63	0.68
M _p (MN.m)	0	1.27	1.62	1.74
B (m ²)	1.11	0.65	0.65	0.65
I (m ⁴)	0.31	0.24	0.24	0.24

Tableau VII.14 : Pertes de contrainte par déformation élastique du béton.

Position	σ_{bi} (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
0	5.13	13.54	0.91
L/4	11.19	29.55	1.99
3L/8	13.68	36.11	2.43
L/2	14.74	38.93	2.62

VII.4.2. Pertes de tension différées

Dans le cas d'une précontrainte par post-tension, les armatures subissent des pertes de tension différées, qui apparaissent progressivement dans le temps. Ces pertes sont principalement de trois types :

- Les pertes dues au retrait du béton (réduction de volume lors du séchage).
- Les pertes dues au fluage du béton (déformation lente sous charge constante).
- Les pertes dues à la relaxation des aciers (diminution progressive de la contrainte dans les armatures).

La perte totale différée est donnée par :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{rel}$$

VII.4.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, ancrés au béton à leurs extrémités et solidarités sur toute leur longueur par le coulis d'injection, subissent les mêmes déformations que le béton environnant.

Si l'on note t_0 l'âge du béton au moment de la mise en tension, la part résiduelle du retrait (non encore réalisée) s'exprime par : $\varepsilon_r (1 - r(t))$

Avec :

- ε_r : retrait final, $\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$
- $r(t)$: fonction décrivant l'évolution du retrait dans le temps

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

(Béton Précontraint, Robert J. Chaussin, article 4.4.1).

La perte finale de contrainte due au retrait est donnée par : $\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p$

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_p = 2 \times 10^{-4} \times 190000 = 38 \text{ Mpa}$$

Tableau VII.15 : Pertes de contraintes par retrait.

$\Delta\sigma_r$ (MPa)	$\Delta\sigma_r$ (%)
38	2.55

VII.4.2.2. Pertes par fluage

Le fluage correspond à une déformation progressive du béton soumise à une contrainte de compression constante.

La perte de contrainte due au fluage est donnée par : $\Delta\sigma_{fl} = \frac{Ep}{Eij} \times (\sigma_b + \sigma_M)$

Avec :

- σ_M : contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen au moment de la mise en tension
- σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen, sous l'effet des charges de longue durée et après prise en compte de toutes les pertes
- j : âge du béton lors de la mise en précontrainte

La contrainte σ_b peut être déterminée par la relation suivante :

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I} = \frac{M_g \times e}{I_g} + n \times A_p \times (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_T(x)) \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I_g}\right)$$

Avec :

- **Mg** : moment fléchissant dû aux charges permanentes
- **IG** : moment d'inertie de la section poutre + dalle
- **e**: excentricité du câble moyenne
- **n** : nombre de câbles
- **AP** : section d'un câble de précontrainte
- **σ_0** : contrainte initiale
- **$\Delta\sigma_T$** : pertes totales estimé.
- **B** : aire de la section Poutre + dalle

Les résultats sont généralement présentés sous forme de tableau récapitulatif.

Tableau VII.16 : Paramètre de calcule et valeurs de sigma b.

Position	e (m)	Mg (MN.m)	P (MN)	σ_b (MPa)
0	0.13	0.00	4.51	3.04
L/4	0.24	2.09	4.51	3.60
3L/8	1.02	2.67	4.51	5.16
L/2	1.07	3.68	4.51	6.66

$$\sigma_M = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M_p \times e}{I} = \frac{M_g \times e}{I_g} + n \times A_p \times (\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_t(x)) \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{I_g}\right)$$

Avec :

- M_g : moment fléchissant dû aux poids propres de la poutre seule.
- I_G : moment d'inertie de la section poutre seule.
- e : excentricité du câble moyenne.
- n : nombre de câbles.
- A_P : section d'un câble de précontrainte.
- σ_0 : contrainte initiale.
- $\Delta\sigma_t$: pertes instantanée totale.
- B : aire de la section Poutre seule

Les résultats sont généralement présentés sous forme de tableau récapitulatif

Tableau VII.17 : Paramètre de calcule et valeurs de sigma m pour le fluage.

Position	e (m)	M_g (MN.m)	P (MN)	σ_M (MPa)
0	-0.14	0	5.25	5.07
L/4	0.47	1.27	5.45	12.30
3L/8	0.63	1.62	5.52	13.22
L/2	0.68	1.74	5.57	14.2

Tableau VII.18 : Pertes de contrainte par fluage du béton.

Position	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{fl}$ (%)
0	42.84	2.88
L/4	83.94	5.64
3L/8	100	6.52
L/2	110.15	7.40

VII.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier correspond à une diminution progressive de la contrainte dans les armatures au cours du temps. Elle dépend notamment de la nature de l'acier et de son traitement.

Elle est estimée par la relation suivante : $\Delta\sigma_{rel} = 6 \times \rho_{1000} \times (\sigma_i - \mu_0 \times f_{prg})$

Avec :

- ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000 heures ($\rho_{1000} = 2,50 \%$)
- σ_i : contrainte initiale dans l'acier
- μ_0 : coefficient, généralement pris égal à 0.43 pour les aciers à très basse relaxation

- f_{prg} : résistance garantie de l'acier de précontrainte
- $\mu_x = \sigma_i / f_{prg}$

Les résultats sont généralement présentés sous forme de tableau récapitulatif.

Tableau VII.19 : Pertes de contrainte par relaxation de l'acier.

Section	X=0	X=L/4	X=3L/8	X=L/2
σ_i (MPa)	1296.98	1345.46	1362.79	1374.29
μ_x	0.70	0.72	0.73	0.74
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	52.00	59.00	61.87	63.67
$\Delta\sigma_{rel}(\%)$	3.49	3.97	4.15	4.27

VII.4.3. Pertes Totales

Les résultats récapitulatifs des pertes de précontrainte à mi-travée sont présente ci-après.

Tableau VII.20 : Récapitulatif des pertes de contrainte par précontrainte à mi-travée.

Pertes	Formule de calcul	Résultat (%)
Instantanées : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$	$\Delta\sigma_\phi(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \phi \times x)})$ σ_{p0} : la tension à l'origine. e : la base des logarithmes népériens. f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}). β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd). ϕ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}). x : la distance de la section considérée (m).	4.75
	$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$ l : longueur de la moitié de la poutre. k : constante, $k = f \times \frac{\beta}{l} + \phi$. d : longueur sur laquelle s'effectue le recule d'ancrage, $d = \sqrt{\frac{E_p \times g}{\sigma_{p0} \times k}}$ g : intensité du recul d'ancrage, $g = 6$ mm.	0.28
	$\sigma_e = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_{bi}$ σ_{bi} : contrainte parabole du béton. $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$ P : effort de précontrainte, $P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi Moy})$. A_p : section du câble de précontrainte.	2.62

		E_p : module d'élasticité de l'acier. E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée du béton. e : excentricité moyenne des câbles. M_p : moment dû au poids propre de la poutre. I_G : moment d'inertie de la section médiane seule.	
Différences : $\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$	Retrait	$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r$ ξ_r: retrait final, $\xi_r = 2 \times 10^{-4}$ car on est en zone A avec un climat tempéré et sec.	2.55
	Fluage	$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_M)$ σ_{bi} : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen, sous l'effet des charges de longue durée et après prise en compte de toutes les pertes. $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_{p1} \times e}{I_{G1}}$ σ_M : contrainte maximale dans le béton au niveau du câble moyen au moment de la mise en tension $\sigma_M = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_{p2} \times e}{I_{G2}}$ e : excentricité moyenne des câbles. M_{p1} : moment dû à toutes les charges permanentes. I_{G1} : moment d'inertie de la section poutre + dalle. M_{p2} : moment fléchissant dû aux poids propres de la poutre seule. I_{G2} : moment d'inertie de la section poutre seule.	7.40
	Relaxation	$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$ ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h, $\rho_{1000} = 2.5$ %. σ_i : la tension après les pertes instantanées, $\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{Instantanées}$. μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.	4.27

D'où la somme des pertes : $\Delta P = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 21.16$ %.

VII.4.4. Phasage de construction

La prise en compte des phases de construction constitue un aspect fondamental dans l'analyse et le dimensionnement des ouvrages de génie civil, en particulier pour les structures complexes telles que les ponts. En effet, le comportement réel d'un ouvrage ne correspond pas uniquement à son état final, mais résulte d'une succession d'étapes de mise en œuvre, chacune générant des sollicitations et des déformations spécifiques. Négliger ces phases peut conduire à une estimation erronée des efforts internes, voire à des risques pour la stabilité et la sécurité de la structure.

Dans ce contexte, l'analyse par phases de construction permet de reproduire fidèlement l'évolution progressive de l'ouvrage, en intégrant les conditions réelles d'exécution telles que le phasage du bétonnage, la mise en place des appuis ou encore l'application des charges temporaires. L'utilisation de logiciels de calcul avancés, tels que MIDAS Civil, offre la possibilité de modéliser ces différentes étapes avec précision. Ces outils permettent ainsi d'obtenir une représentation plus réaliste du comportement structurel, d'optimiser les méthodes constructives et d'assurer la conformité aux exigences de sécurité et de durabilité.

VII.4.4.1. Propriétés des câbles de précontrainte dans Midas civil

Les câbles de précontrainte ont été définis dans Midas Civil sous la désignation 9T15S, correspondant à des torons T15S (Famille 1, BPEL), de type post-tension interne avec liaison au béton. La section totale d'un câble est de 13,5 cm² pour un diamètre de gaine de 8 cm. Les caractéristiques mécaniques retenues sont une résistance ultime de 1 860 MPa et une limite d'élasticité de 1 674 MPa. Les coefficients de frottement adoptés sont $\mu = 0,18$ (frottement en courbe) et $k = 0,002$ /m (frottement parasite), conformément aux valeurs usuelles pour torons gainés. Le recul d'ancrage est fixé à 6 mm en tête et en pied de câble. La relaxation est prise en compte selon le modèle européen, classe basse relaxation (Low).

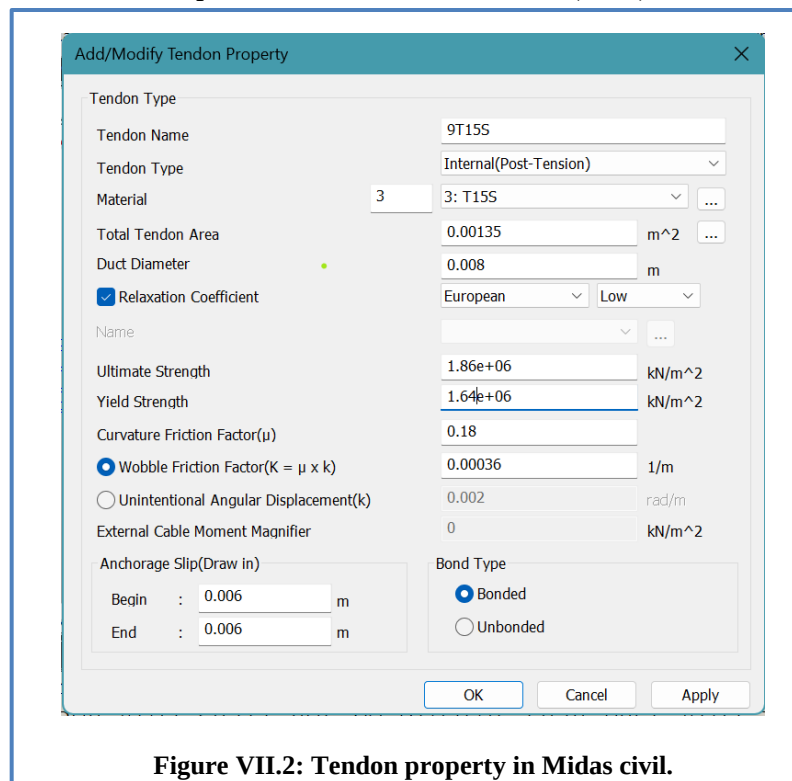


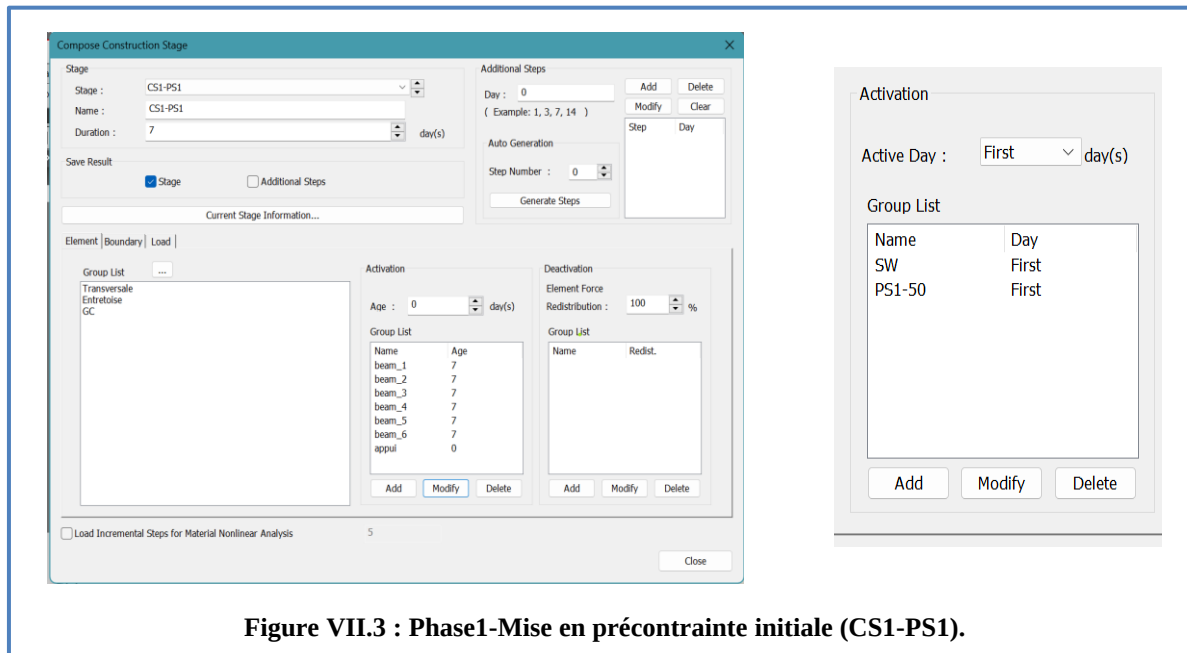
Figure VII.2: Tendon property in Midas civil.

VII.4.4.2. Les phases de la construction

➤ Phase 1 : Mise en précontrainte initiale des poutres (7 jours)

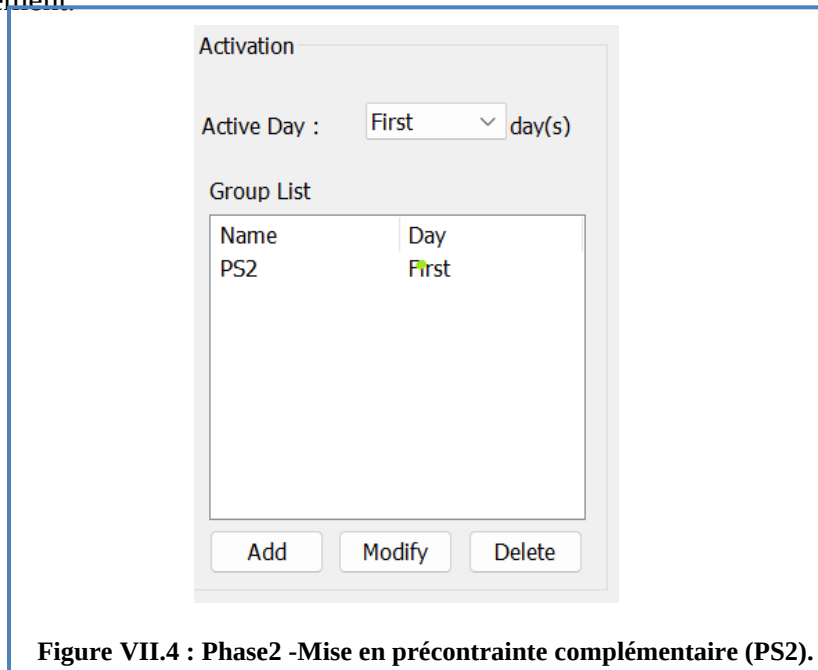
À l'âge de 7 jours, le béton des poutres atteint une résistance suffisante permettant l'application d'une précontrainte partielle. À ce stade, 50 % de la force de précontrainte est introduite, conformément à la vérification des contraintes admissibles à l'état initial selon le BPEL, afin de limiter les contraintes de traction et de contrôler les déformations initiales. Les appuis sont activés, ce qui correspond à la mise en fonctionnement des conditions réelles de support. Les actions prises en compte durant cette phase sont principalement le poids propre

des poutres ainsi que les efforts induits par la précontrainte. Cette étape constitue une phase clé pour stabiliser la structure dès le début du processus constructif.



➤ **Phase 2 : Mise en précontrainte complémentaire (28 jours)**

À 28 jours, le béton atteint sa résistance caractéristique, permettant l'application de la précontrainte complémentaire. Les 50 % restants de la force de précontrainte sont alors appliqués dans les câbles, conduisant à l'état de compression final recherché dans les poutres. Cette étape permet de préparer la structure à recevoir les charges ultérieures, notamment celles liées au coulage de la dalle, tout en assurant un niveau de performance conforme aux exigences de dimensionnement.



➤ Phase 3 : Bétonnage de la dalle (charge de béton frais)

Cette phase correspond au coulage de la dalle en béton armé sur les poutres précontraintes. Durant cette opération, les poutres supportent une charge supplémentaire importante due au poids du béton frais, appliquée sur une durée de 3 jours conformément aux hypothèses de calcul retenues dans le modèle Midas Civil. À ce stade, la dalle ne participe pas encore à la résistance globale de la structure, car elle n'a pas atteint un niveau de rigidité suffisant. Il est donc essentiel de vérifier que les poutres seules peuvent reprendre ces sollicitations transitoires sans dépasser les limites admissibles.

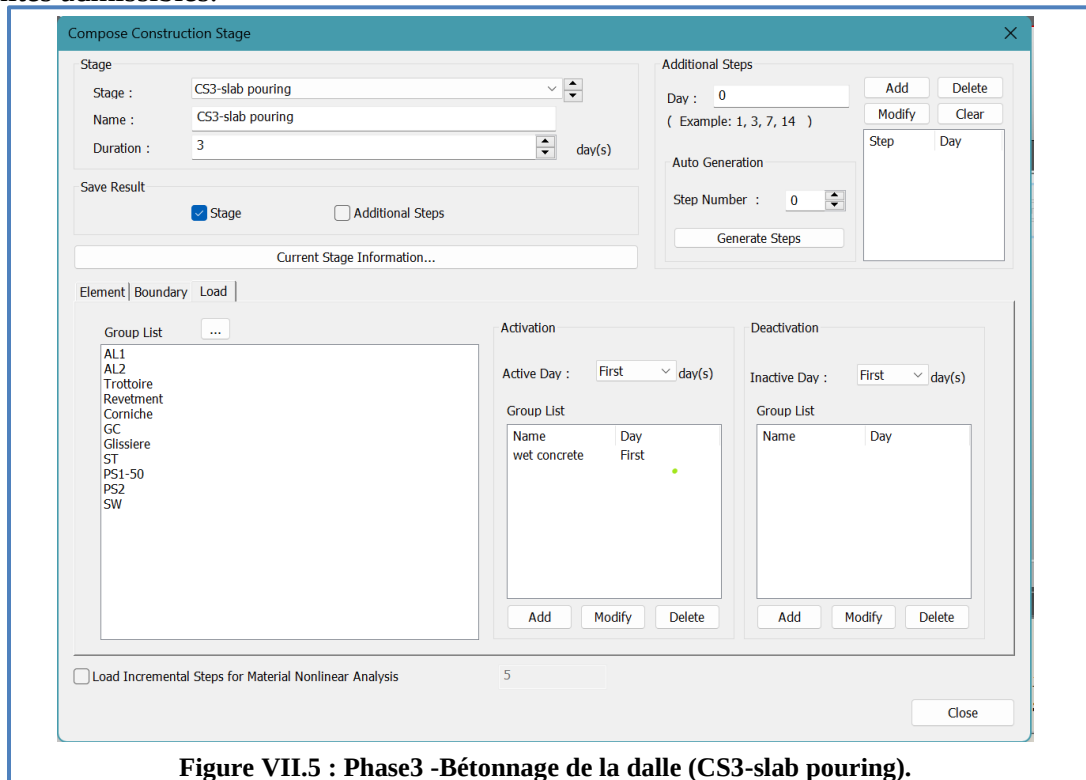


Figure VII.5 : Phase3 -Bétonnage de la dalle (CS3-slab pouring).

➤ Phase 4 : Durcissement de la dalle et modélisation des éléments de liaison

Après une période de durcissement d'environ 25 jours (soit un total de 28 jours après le coulage), la dalle atteint sa résistance nominale et commence à collaborer avec les poutres. Dans le cadre de la modélisation sous Midas Civil, des éléments transversaux ainsi que des éléments de type garde-corps sont introduits sous forme d'éléments fictifs (dummy elements). Ces éléments sont dotés d'une rigidité quasi-nulle afin de ne pas affecter le comportement structural global, et sont utilisés uniquement pour assurer le bon fonctionnement du modèle en grillage, notamment en facilitant la distribution transversale des efforts et en améliorant la cohérence du comportement global simulé.

The dialog box 'Compose Construction Stage' is shown with the following settings:

- Stage:** CS3-2 Slab hardening
- Name:** CS3-2 Slab hardening
- Duration:** 25 day(s)
- Save Result:** ☒ Stage, ☐ Additional Steps
- Additional Steps:** Day: 0, (Example: 1, 3, 7, 14), Step Number: 0, Generate Steps button.
- Activation:** Age: 0 day(s), Group List: Transversale (3), Entretoise (3), GC (3).
- Deactivation:** Element Force Redistribution: 100 %, Group List: (empty).
- Group List (Left):** beam_1, beam_2, beam_3, beam_4, beam_5, beam_6, appui.
- Group List (Bottom Left):** AL1, AL2, PS1-50, PS2, SW, wet concrete.
- Activation Group List:** Trottoire (First), Revetment (First), Corniche (First), GC (First), Glissiere (First), ST (First).
- Deactivation Group List:** (empty).
- Load Incremental Steps for Material Nonlinear Analysis:** ☐ 5

Figure VII.6 : Phase4 -Durcissement de la dalle (CS3-2 slab hardening).

➤ **Phase finale : Mise en service et comportement à long terme**

La phase finale correspond à la mise en service de l'ouvrage, après l'application des charges permanentes supplémentaires (revêtements, équipements) ainsi que des charges d'exploitation. La structure est alors soumise à des sollicitations en régime permanent. L'analyse de cette phase permet d'évaluer le comportement global de l'ouvrage sur le long terme, notamment en termes de déformations et de répartition des efforts, afin de vérifier le respect des critères de service et de sécurité.

The dialog box 'Compose Construction Stage' is shown with the following settings:

- Stage:** CCP
- Name:** CCP
- Duration:** 10000 day(s)
- Save Result:** ☒ Stage, ☐ Additional Steps
- Additional Steps:** Day: 0, (Example: 1, 3, 7, 14), Step Number: 0, Generate Steps button.
- Activation:** Active Day: First day(s), Group List: Trottoire (First), Revetment (First), Corniche (First), GC (First), Glissiere (First), ST (First).
- Deactivation:** Inactive Day: First day(s), Group List: (empty).
- Group List (Left):** AL1, AL2, PS1-50, PS2, SW, wet concrete.
- Activation Group List:** Trottoire (First), Revetment (First), Corniche (First), GC (First), Glissiere (First), ST (First).
- Deactivation Group List:** (empty).

Figure VII.7 : Phase finale -Mise en service à long terme.

VII.4.4.3. Pertes de précontraintes

À l'issue de la modélisation sous Midas Civil, les pertes de précontrainte ont été extraites directement à partir des résultats du logiciel. Les valeurs obtenues, décomposées par type de perte, sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.21 : Récapitulatif des pertes de précontrainte extraites de MIDAS Civil.

$\Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g$ (MPa)	σ_e (MPa)	$\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_T$ (MPa)
97	39	130.55	59.08	325.63

L'écart de ~0,7 % entre les pertes totales du calcul manuel (21,16 %) et celles de Midas Civil (21,88 %) est faible et tout à fait acceptable. Il s'explique principalement par la différence de référentiel normatif — **BPEL 91 modifié 99** pour le calcul manuel contre **Eurocode 2** pour Midas — ainsi que par la méthode de calcul : Midas évalue les pertes élément par élément le long du câble, tandis que le calcul manuel utilise des valeurs moyennes sur le câble. Ces différences d'approche justifient les écarts observés dans la décomposition des pertes instantanées sans pour autant remettre en cause la cohérence globale des résultats. Les valeurs du calcul manuel sont donc retenues pour la suite du dimensionnement, en cohérence avec le cadre normatif du projet.

VII.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

VII.5.1. Section de vérification

Pour la vérification des contraintes normales, trois sections sont considérées :

- $X = L/4 = 8.5$ m
- $X = 3L/8 = 12.75$ m
- $X = L/2 = 17$ m

Pour la vérification des contraintes tangentielles, une section est étudiée au niveau de l'appui :

- $X = 0.5$ m

Tableau VII.22 : caractéristique géométrique des sections de vérifications.

Section	X=0.5		X=L/4		X=3L/8		X=L/2	
	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle	Poutre seule	Poutre + dalle
H(m)	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00	1.75	2.00
B _{nette}	1.09	1.54	0.64	1.08	0.64	1.08	0.64	1.08
V _n	0.83	0.80	0.83	0.68	0.82	0.68	0.82	0.68
V' _n	0.91	1.19	0.91	1.31	0.92	1.31	0.92	1.31
I _{ng}	0.30	0.59	0.23	0.47	0.23	0.46	0.23	0.47
ρ (%)	36.17	40.37	48.09	47.78	47.63	47.62	47.36	48.24

VII.5.2. Limitation des contraintes

On regroupe les contraintes limites dans le tableau suivant :

Tableau VII.23 : Contraintes limites admissibles selon le BPEL 91

Contraintes admissibles	J= 7jours	J>= 28 jours	Cas
$\overline{\sigma_{bc}}$	13.91	21	Exécution /Q. Rares / Fréquente
$\overline{\sigma_{bt1}}$	-2.99	-4.05	/
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.39	-1.89	Exécution
$\overline{\sigma_{bt2}}$	-1.99	-2.7	Q. Rares

VII.5.3. Justification des contraintes normales

Pour les quatre phases citées précédemment, il faut vérifier que les contraintes normales et tangentielles engendrées par cette structure respectent les normes en vigueur et ne dépassent pas les valeurs limites admissibles.

Ces vérifications se feront pour quatre sections : $x = 0.5, L/4, 3L/8$ et $L/2$. Pour cela, on aura besoin des caractéristiques nettes de ces sections (avec déduction de la gaine), estimées à l'aide du logiciel AUTOCAD 2025.

Le calcul des contraintes se fait à l'ELS, et les justifications à l'ELS se font pour deux valeurs caractéristiques de la précontrainte, P_1 et P_2 .

$$P_1 = 1.02 \times P_0 - 0.8 \times \Delta P \text{ et } P_2 = 0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta P$$

Les contraintes pour chaque phase doivent satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B_n} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v_n'}{I_n} \text{ et } \sigma_{sup} = \frac{P}{B_n} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v_n}{I_n}$$

Le calcul et les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.24 : Calcul des contraintes pour les phases 1 et 2.

		Phase 1				Phase 2			
		x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
e (m)		-0.08	0.49	0.65	0.70	-0.08	0.49	0.65	0.70
M _{ELS} (MN.m)		0.00	1.28	1.62	1.74	0.00	1.26	1.62	1.74
P ₁ (MN)		2.98	2.98	2.98	2.98	5.35	5.35	5.35	5.35
P ₂ (MN)		2.81	2.81	2.81	2.81	5.35	5.35	5.35	5.35
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.50	5.75	6.19	0.00	4.44	5.75	6.19
	σ_{inf}	0.00	-4.98	-4.53	-6.92	0.00	-4.91	-6.42	-6.92

σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	3.41	-0.49	-2.18	-2.76	6.60	-0.96	-4.23	-5.35
	σ_{inf}	1.97	10.33	12.26	12.93	3.83	20.03	23.77	25.05
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	3.22	-0.47	-2.06	-2.06	6.11	-0.89	-3.92	-4.95
	σ_{inf}	1.86	9.75	11.58	12.20	3.55	18.55	22.02	23.21
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	3.41	4.01	3.57	3.43	6.60	3.48	1.52	0.85
	σ_{inf}	1.97	5.36	7.73	6.00	3.83	15.12	17.35	18.13
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3.2	4.03	3.69	3.59	6.11	3.55	1.83	1.24
	σ_{inf}	1.86	4.78	7.05	5.28	3.55	13.65	15.60	16.29

Tableau VII.25. Calcul des contraintes pour les phases 3 et 4.

		Phase 3				Phase 4			
		x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2	x = 0.5	x = L/4	x = 3L/8	x = L/2
e (m)		0.20	0.88	1.04	1.09	0.20	0.88	1.04	1.09
M _{ELS} (MN.m)		0.00	2.10	2.67	2.86	0	4.81	5.81	6.21
P ₁ (MN)		5.45	5.45	5.45	5.45	5.13	5.13	5.13	5.13
P ₂ (MN)		4.86	4.86	4.86	4.86	4.38	4.38	4.38	4.38
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	3.08	3.92	4.15	0.00	7.06	8.53	9.00
	σ_{inf}	0.00	-5.86	-7.52	-7.96	0.00	-13.45	-16.33	-17.26
σ_{p1} (MPa)	σ_{sup}	2.11	-2.04	-3.29	-3.58	1.98	-1.92	-3.10	-3.37
	σ_{inf}	5.66	18.43	20.90	21.48	5.32	17.33	19.65	20.20
σ_{p2} (MPa)	σ_{sup}	1.88	0.57	-0.08	-3.20	4.07	1.08	-0.16	-2.87
	σ_{inf}	5.05	16.44	18.65	19.16	4.54	14.79	16.77	17.24
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.11	1.04	0.63	0.57	1.98	5.14	5.43	5.63
	σ_{inf}	5.66	12.57	13.39	13.52	5.32	3.88	3.32	2.94
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	1.88	3.64	3.84	0.95	4.07	8.14	8.37	6.12
	σ_{inf}	5.05	10.58	11.13	11.20	4.54	1.34	0.44	-0.02

Résultat : toutes les contraintes sont vérifiées.

VII.6. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES

L'objectif de cette vérification est de s'assurer que la combinaison des sollicitations (effort tranchant, moment fléchissant et effort normal) ne compromet pas la sécurité de la structure.

Deux modes de vérification du cisaillement sont considérés :

Mode 1 : Vérification par fissuration

Dans ce cas, la contrainte de cisaillement admissible est donnée par la relation suivante :

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x] = \tau_1^2$$

Mode 2 : Vérification par compression-cisaillement

Pour ce mode, la contrainte de cisaillement admissible s'écrit :

$$\tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x] [f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2$$

La contrainte normale longitudinale au centre de gravité de la section est définie par :

$$\sigma_x = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{A_n}$$

Où $P_i = \frac{P}{n}$ représente la force de précontrainte par câble à chaque phase, avec n le nombre de câbles d'about et P la force totale appliquée par ces câbles durant la phase considérée

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S}{b_n \cdot I_n}$$

Avec :

- $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$: effort tranchant réduit,
- V_{ser} : effort tranchant dû au poids propre pour chaque phase,
- $\sum P_i \sin \alpha_i$: contribution de la précontrainte à l'effort tranchant,
- S : moment statique de la partie de section située au-dessus de l'axe neutre,
- I_n : moment d'inertie net de la section.
- La largeur nette de l'âme est donnée par :

$$b_n = b_0 - m k \Phi$$

Où :

- $m = 1$: nombre de gaines par lit,
- $k = 0,5$: coefficient pour la post-tension avec injection de coulis de ciment,
- $\Phi = 80$ mm: diamètre de la gaine.

Tableau VII.26 : Contribution des câbles de précontrainte a l'effort tranchant réduit.

		$\alpha (^{\circ})$	$P \cos \alpha$	$P \sin \alpha$
P1	1.58	4.686	1.58	0.13
P2	1.58	6.306	1.57	0.17
P3	1.58	7.375	1.57	0.20
Somme			4.72	0.51

$$\tau^2 = 0.83 \text{ MPa} \leq 0,4 f_{tj} [f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x] = \bar{\tau}_1^2 = 2.49 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

$$\tau^2 = 0.83 \text{ MPa} \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x] [f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x] = \bar{\tau}_2^2 = 9.36 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

VII.7. FERRAILLAGE PASSIF LONGITUDINAL

Deux types d'armatures passives doivent être prévus dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les armatures longitudinales de peau,

- Les armatures longitudinales dans les zones tendues.

VII.7.1. Armatures longitudinales de peau

Ces armatures ont pour rôle de répartir les effets du retrait et des variations de température. Elles sont disposées dans les zones périphériques de la section, parallèlement à la fibre moyenne.

La section minimale à prévoir est donnée par :

- Soit 3 cm² par mètre de longueur mesurée sur la section droite,
- Soit 0.1 % de la section de la poutre.

Dans le cas étudié, la section nette à mi-travée est de 10490 cm², ce qui donne : $0.001 \times 10490 = 10.49 \text{ cm}^2$.

On adopte donc une armature composée de 14 barres HA12, correspondant à une section d'acier $A_s = 15.83 \text{ cm}^2$.

VII.7.2. Armatures longitudinales dans les zones tendues :

Il s'agit d'une section minimale réglementaire d'armatures à disposer dans les zones soumises à la traction dans les éléments en béton précontraint.

La section d'acier est déterminée par la relation :

$$A_s = A_t / 1000 + (N_{bt} \times f_{tj}) / (f_e \times \sigma_{bt})$$

Où :

- A_t est la section du béton tendu,
- N_{bt} est la résultante des efforts de traction,
- f_{tj} est la résistance en traction du béton,
- F_e est la limite d'élasticité des aciers ($F_e = 500 \text{ MPa}$),
- σ_{bt} est la contrainte maximale de traction.

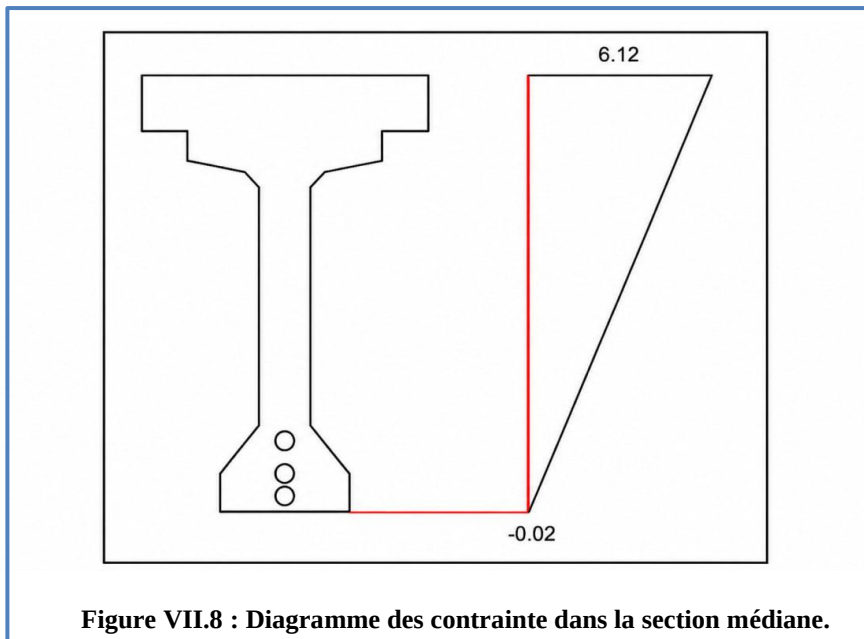


Figure VII.8 : Diagramme des contraintes dans la section médiane.

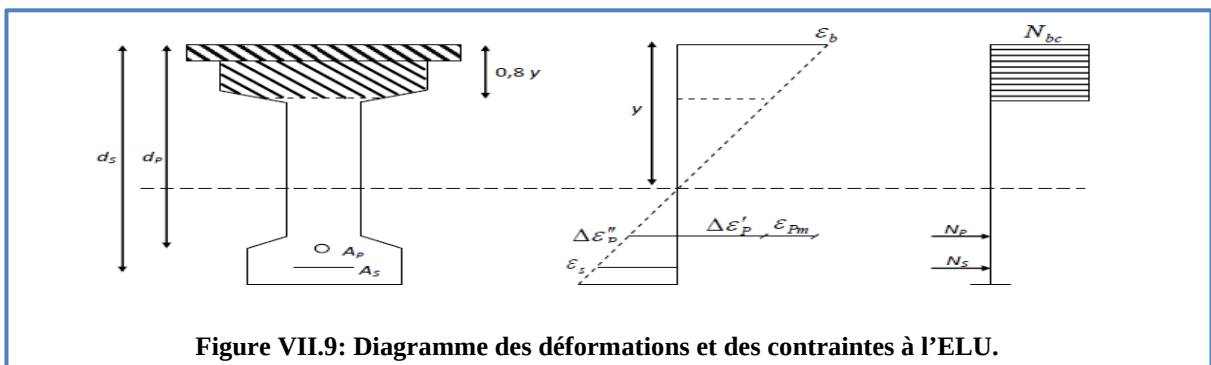
Dans ce cas, la fibre inférieure étant comprimée, la section est entièrement en compression. On se limite donc à la mise en place d'armatures de peau à caractère constructif.

VII.7.3. Justification de la poutre a l'ELU

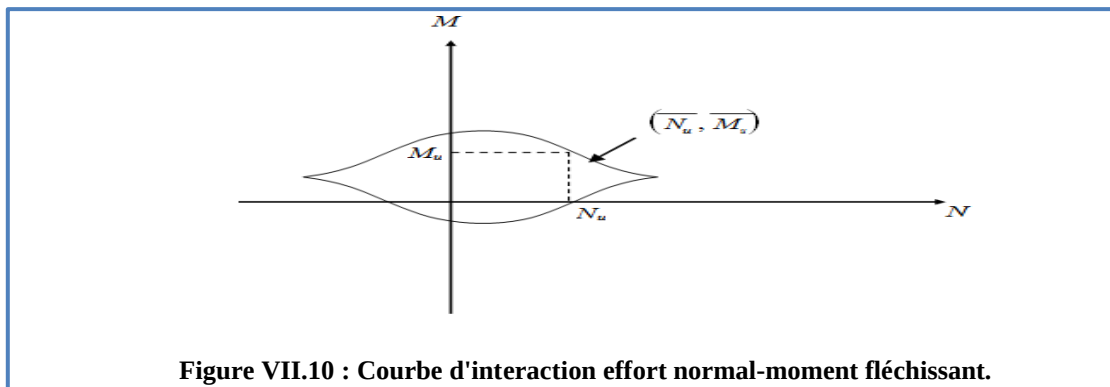
VII.7.3.1. Justification des contraintes normales

Conformément aux prescriptions du BPEL 91 (Article 63), la vérification de la résistance de la section vis-à-vis des sollicitations normales repose sur les hypothèses fondamentales suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).
- La résistance en traction du béton est négligée.
- Il n'existe aucun glissement relatif entre les différents matériaux (adhérence parfaite).
- Le diagramme des déformations de la section est supposé être un diagramme limite, conformément à la règle des trois pivots.



Cette vérification a pour objectif d'assurer la résistance ultime de la structure vis-à-vis de la ruine. Elle consiste à démontrer que le point représentatif des sollicitations de calcul, défini par le couple (N_u, M_u) , se situe à l'intérieur du domaine de résistance, matérialisé par la courbe d'interaction (N_u, M_u) .



- ε_{bc} : déformation du béton.
- ε_s : déformation des armatures passives.
- ε_p : déformation des armatures de précontrainte.
- ε_{pm} : allongement initial de précontrainte.
- σ_{pm} : contrainte probable dans les armatures de précontrainte sous l'effet des actions permanentes.

- $\Delta\epsilon'_p$: variation d'allongement due à la compression du béton au niveau du câble moyen.
- σ_{bpm} : contrainte dans le béton au droit du câble moyen sous l'effet combiné des actions permanentes et de la précontrainte.
- $\Delta\epsilon''_p$: variation complémentaire d'allongement liée à la déformation du béton au-delà de l'état de contrainte nulle.
- N_{bc} : effort normal de compression dans le béton.

La démarche de calcul consiste à déterminer l'effort normal ultime N_u , puis à considérer que la valeur résistante $\bar{N}_u$ est égale à N_u . À partir de cette hypothèse, le moment ultime correspondant M_u est ensuite évalué. Le calcul est réalisé en utilisant la précontrainte probable P_m à l'état limite ultime (ELU).

❖ Sollicitations externes

La force de précontrainte probable appliquée par chaque famille de câbles est donnée par :

$$P_{mi} = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p^T) n_i A_p$$

L'effort normal ultime s'écrit alors :

$$N_u = (P_{m1} + P_{m2}) \cdot \gamma_p \quad \text{avec} \quad \gamma_p = 1.15$$

Le tableau suivant présente les valeurs des efforts normaux appliqués par les différentes familles de câbles :

$$P_m = 4.75 \text{ MN} \quad N_u = 5.46 \text{ MN}$$

Le moment ultime correspondant est :

$$M_u = 8388.24 \text{ kN.m}$$

Les distances caractéristiques sont :

- $d_p = 1.77 \text{ m}$: distance au centre des câbles de précontrainte,
- $d_s = 1.95 \text{ m}$: distance aux armatures passives.

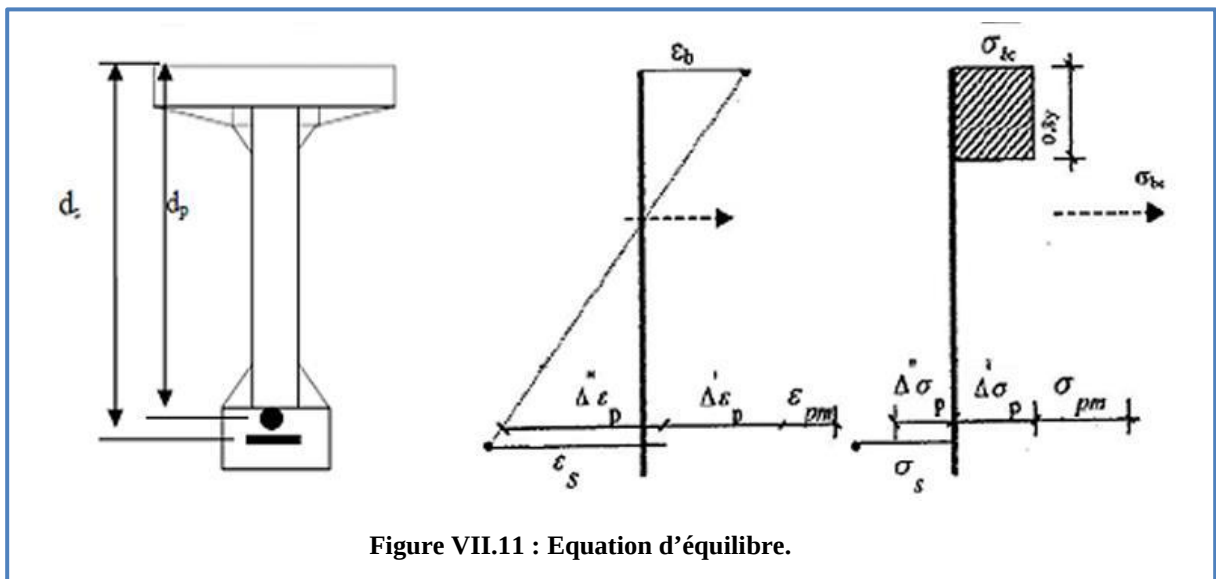


Figure VII.11 : Equation d'équilibre.

❖ **1ère itération : Hypothèse de déformation (pivot A–B)**

On suppose que le diagramme des déformations passe par les pivots A et B, avec :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} ; \quad \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

La position de la fibre neutre est obtenue par :

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = 0.505 \text{ m}$$

D'où :

$$0,8y = 0.404 \text{ m}; \quad B(y) = 0.6617 \text{ m}^2$$

La variation complémentaire d'allongement des câbles est donnée par :

$$\frac{\Delta\varepsilon_p''}{\varepsilon_{bc}} = \frac{d_p - y}{y} \Rightarrow \Delta\varepsilon_p'' = 8.76 \text{ ‰}$$

L'allongement initial de précontrainte est :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{P_m}{nA_p E_p} = \frac{4.75}{3 \times 0.00135 \times 190000} = 6.17 \text{ ‰}$$

La variation d'allongement due à la compression du béton est :

$$\Delta\varepsilon_p' = \frac{\sigma_{bpm}}{E_b} \quad \text{avec} \quad E_b = \frac{E_p}{5}$$

La contrainte correspondante est :

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{(P_m e_0 + M_{min})}{I_n} \cdot e_0 = \frac{4.75}{1.089} + \frac{4.75 \times (-1.088) + 3.68}{0.473} \times (-1.088) = 7.78 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$\Delta\varepsilon_p' = \frac{5 \times 7.78}{190000} = 0.204 \text{ ‰}$$

L'allongement total est alors :

$$\Delta\varepsilon_p' + \Delta\varepsilon_p'' + \varepsilon_{pm} = 15.13 \text{ ‰}$$

Selon le diagramme des aciers de précontrainte (BPEL91 – fils trempés et revenus) :

$$\frac{f_{peg}}{\gamma_p} = 1455.65 \text{ MPa} ; \quad \frac{f_{peg}}{\gamma_p E_p} = 7.66\text{‰}$$

On en déduit :

$$\sigma_p(15.13 \text{ ‰}) = 1455.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p(\varepsilon_{pm}) = E_p \cdot \varepsilon_{pm} = 1172.3 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_p = 283.35 \text{ MPa}$$

Pour les aciers passifs :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

L'effort normal résistant est :

$$\bar{N}_u = A_{bc} \cdot \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} - nA_p\Delta\sigma_p - A_s\sigma_s$$

$$\bar{N}_u = 11.97 \text{ MN}$$

On obtient :

$$\bar{N}_u = 11.97 \text{ MN} > N_u = 5.4625 \text{ MN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ajustement du diagramme de déformation (pivot A)

La zone comprimée étant importante, on fait pivoter le diagramme autour du pivot A :

$$\varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰} ; \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

En posant $\bar{N}_u = N_u$, on détermine :

$$B(y) = (N_u + nA_p\Delta\sigma_p) \times \frac{\theta\gamma_b}{0.85f_{c28}} = 0.333 \text{ m}^2 \Rightarrow 0.8y = 0.09 \text{ m}$$

D'où :

$$\varepsilon_{bc} = 0.59 \text{ ‰}$$

Le moment résistant est alors :

$$\bar{M}_u = B(y) \times \sigma_{bc} \times Z(y) \quad \text{avec} \quad Z(y) = d_p - 0.4y = 1.725 \text{ m}$$

$$\bar{M}_u = 12.06 \text{ MN.m}$$

Comparaison finale :

$$\bar{M}_u = 12.06 \text{ MN.m} > M_u = 8.388 \text{ MN.m}$$

La résistance à L'ELU est vérifiée.

VII.7.4. Justification Vis-à-vis des contraintes tangentielles

❖ Armatures transversales de peau

On considère la section d'about. La section minimale d'armatures transversales est fixée à 2 cm² par mètre linéaire de parement, soit un cadre HA12 tous les 20 cm.

La condition minimale à vérifier est :

$$(A_t \times f_e) / (b_n \times S_t \times 1.15) > 0.6 \text{ MPa}$$

Avec :

- $h = 1.75 \text{ m}$,
- $b_0 = 0.6 \text{ m}$,
- $b_n = 0.52 \text{ m}$.

L'espacement doit respecter :

$$st \leq \min(1 \text{ m} ; 0.8h ; 3b_0) \Rightarrow st \leq 1 \text{ m}$$

En prenant $A_t = 2.26 \text{ cm}^2$ (cadre HA12), on obtient : $S_t \leq 31.5 \text{ cm}$

On adopte :

- $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone d'about,
- $S_t = 30 \text{ cm}$ en zone médiane.

❖ Justification des armatures transversales en zone d'appui

L'objectif de cette vérification est de s'assurer que les armatures transversales mises en place sont suffisantes pour reprendre les efforts de traction dans le modèle de treillis, constitué des bielles comprimées de béton et des tirants formés par ces armatures.

❖ Vérification de la non-rupture des armatures transversales

La condition à vérifier est la suivante :

$$\tau_{ured} \leq \bar{\tau}_u = \frac{A_t f_e}{S_t \times B_n \times \gamma_s} \cdot \cot(\beta_u) + \frac{f_{tj}}{3}$$

On considère que l'âme comporte uniquement des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre. L'inclinaison β_u des bielles de béton est déterminée au niveau du centre de gravité de la section. Le terme $\frac{f_{tj}}{3}$ représente la contribution du béton comprimé à la résistance au cisaillement.

L'angle β_u est obtenu à partir de la relation :

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_{ured}}{\sigma_{xu}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{xu} = \frac{\sum P_i \cos(\alpha_i)}{B_n}$$

La force de précontrainte probable est :

$$P_m = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) A_p = (1488 - 314.92) \times 0.00135 = 1.58 \text{ MN}$$

Ansi :

$$\sigma_{xu} = \frac{1.93 [\cos(4.866^\circ) + \cos(6.306^\circ) + \cos(7.375^\circ)]}{1.54} = 3.06 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant ultime réduit est donné par :

$$V_{ured} = V_{u\max} - \sum P_i \sin(\alpha_i) = 1.38 - 0.51 = 0.87 \text{ MN}$$

La contrainte de cisaillement correspondante est :

$$\tau_{ured} = \frac{V_{ured} \cdot S}{I_n \cdot b_n} = \frac{0.87 \times 0.5}{0.6 \times 0.52} = 1.4 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\tan(2\beta_u) = \frac{2 \times 1.4}{3.06} = 0.915 \Rightarrow \beta_u = 21.26^\circ$$

Compte tenu des recommandations réglementaires, on adopte :

$$\beta_u = 30^\circ$$

La contrainte de cisaillement résistante est alors :

$$\bar{\tau}_u = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 500}{0.52 \times 0.15 \times 1.15} \cdot \cot(30^\circ) + \frac{2.7}{3} = 3.08 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification finale :**

$$\tau_{ured} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.08 \text{ MPa}$$

⇒ La condition de résistance des armatures transversales est vérifiée.

❖ **Vérification des bielles comprimées**

Il faut vérifier que la contrainte reste inférieure à la résistance du béton :

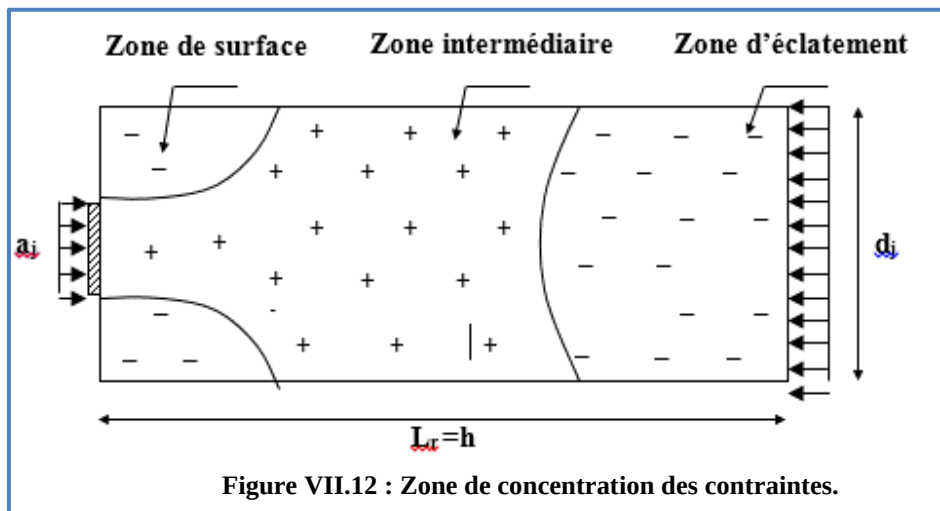
$$\bar{\tau}_{u \text{ red}} = \frac{f_{cj}}{4\gamma_b} \text{ BPEL91 pour : } \beta_u = 30^\circ$$

$$\bar{\tau}_{u \text{ red}} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPa} > \tau_{ured} = 1.4 \text{ MPa}$$

VII.7.5. Etude de la zone d'about (forces concentrées)

L'about d'une poutre est le siège d'une forte concentration de contraintes, résultant à la fois de la transmission des réactions d'appui et de l'ancrage des efforts de précontrainte. Les études expérimentales menées dans le cadre du BPEL 91 ont mis en évidence la présence de trois zones caractéristiques en aval des dispositifs d'ancrage :

- Une zone de surface tendue.
- Une zone intermédiaire comprimée.
- Une zone d'éclatement tendue.



❖ **Effet de surface**

À chaque ancrage est associé un prisme symétrique de hauteur d_j , déterminé comme suit :

$$d_1 = \min (2D_1, D_2), d_2 = \min (D_2, 2D_3), d_3 = \min (D_3, 2D_4)$$

Application numérique :

$$d_1 = \min (1.42; 0.29), d_2 = \min (0.58; 0.29), d_3 = \min (0.29; 0.92)$$

On en déduit :

$$d_j = d_{\min} = 0.3 \text{ m}$$

Le ferrailage nécessaire est déterminé par :

$$A_s = 0,04 \cdot \frac{P_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

$$P_{j0} = \sigma_{p0} \cdot A_p = 1.58 \text{ MN} , \quad \sigma_{slim} = \frac{2f_e}{3} = 333.33 \text{ MPa}$$

Ainsi :

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

En pratique, on adopte un cadre HA12 autour de chaque ancrage ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$).

❖ Zone intermédiaire comprimée

La contrainte moyenne de compression longitudinale doit vérifier :

$$\sigma_{cj} = \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Application numérique :

$$\sigma_{cj} = \frac{1.58}{0.6 \times 0.3} = 8.77 \text{ MPa} \leq 23.33 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

❖ Effet d'éclatement

Vérification des contraintes dans le béton

La contrainte de traction du béton doit satisfaire :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_{j0}}{b \cdot d_j} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

$$d_j = 0.3 \text{ m} , a_j = 0.26 \text{ m} , b = 0.6 \text{ m}$$

On obtient :

$$\sigma_{tj} = 0.58 \text{ MPa} \leq 3.37 \text{ MPa}$$

La vérification est satisfaite.

❖ Ferrailage d'éclatement

La section d'armatures est déterminée par :

$$A_{ej} = \max \left[0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} , 0.15 \frac{P_{j0}}{\frac{2}{3} f_e} \right]$$

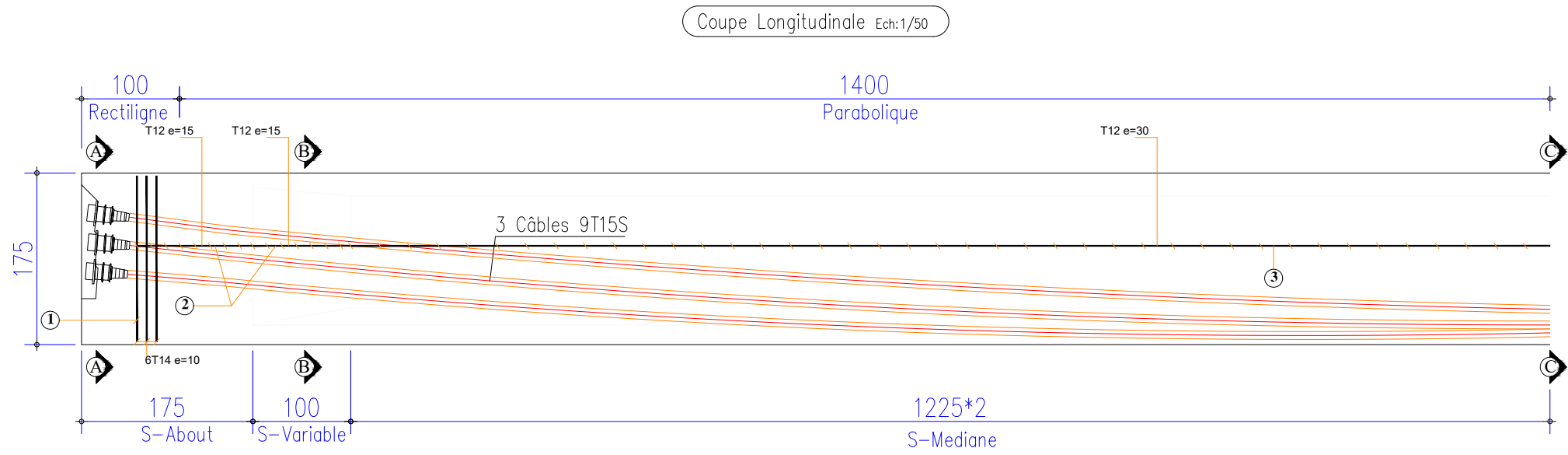
Application numérique :

$$A_{ej} = \max (1.58; 7.1) = 7.1 \text{ cm}^2$$

On adopte donc :

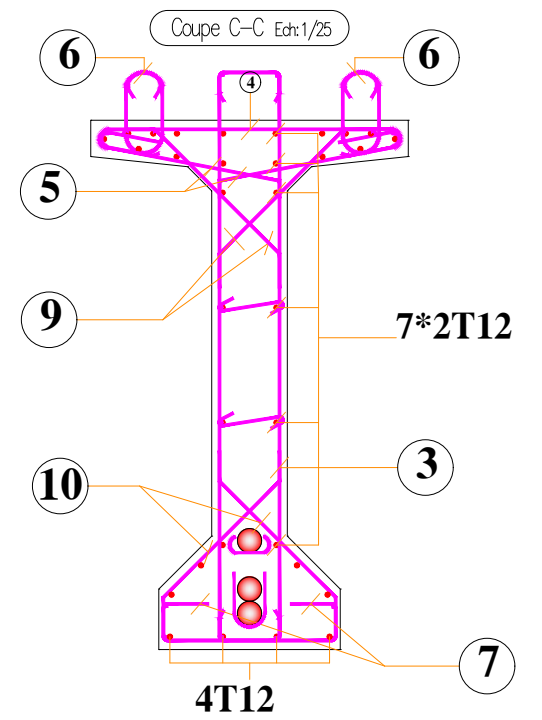
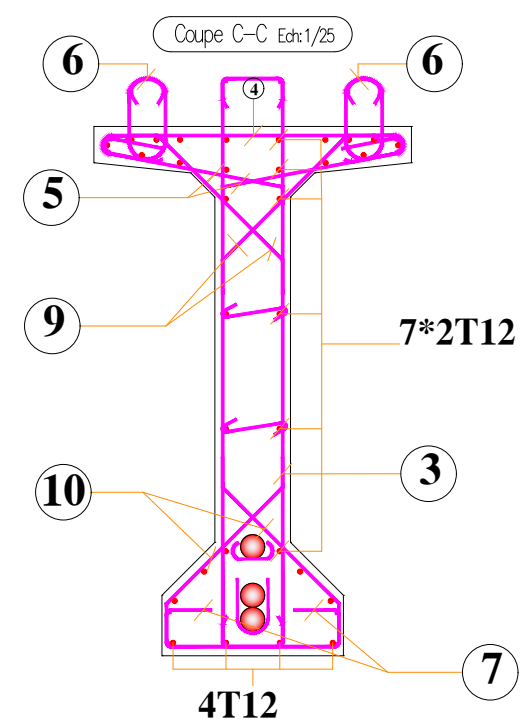
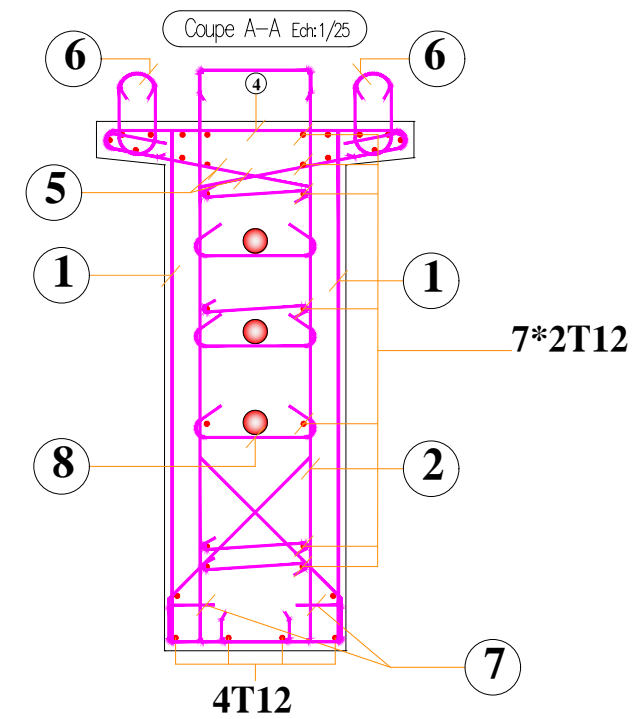
3 cadres de HA14 (soit 6 HA14), correspondant à $A_e = 9.24 \text{ cm}^2$, avec un espacement d'environ 10 cm réparti sur une longueur de 30 cm.

Le plan de Ferrailage est présenté dans la page suivante.



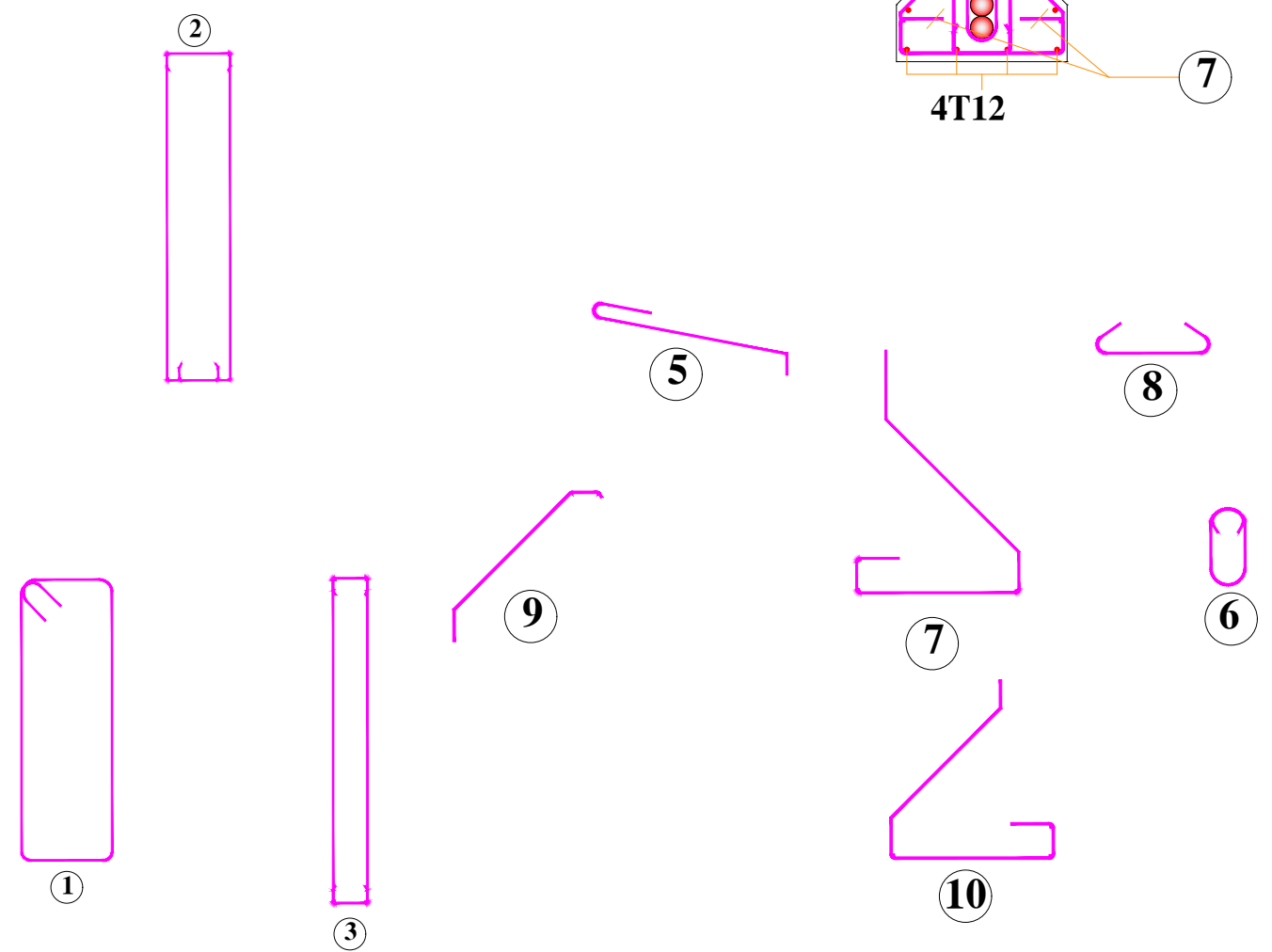
HYPOTHESES DE CALCUL

MATERIAUX:
 ACIER: Fe E 500
 BETON: C35/C45
 ENROBAGE :3.0 cm



Nomenclature des cadres

Repère	Diamètre des Barres
1	T14
2, 3, 5, 7, 9, 10	T12
6, 8	T10



VII.8. CONCLUSION

L'étude de la précontrainte du tablier a permis de mener une analyse complète, du dimensionnement initial à la vérification finale des sections résistantes. Le dimensionnement a conduit à l'adoption de 3 câbles 9T15S par poutre, disposés à l'about, garantissant une force $P_{\min} = 3.60 \text{ MN}$ compatible avec les contraintes admissibles du BPEL 91, avec un tracé parabolique et des dispositions d'ancrage conformes aux règles Freyssinet et BPEL.

L'évaluation des pertes de précontrainte a abouti à une perte totale de 21.16 % par calcul manuel, cohérente avec les 21.88 % issus de Midas Civil (écart de 0.7 % expliqué par la différence de référentiel normatif et de méthode), confirmant la fiabilité des résultats retenus.

Les vérifications des contraintes normales aux quatre phases de construction et aux différentes sections ($x = 0.5 ; L/4 ; 3L/8 ; L/2$) montrent que toutes les valeurs restent dans les limites admissibles. La justification des contraintes tangentielles ainsi que le dimensionnement des armatures transversales et de la zone d'about (effet de surface, zone comprimée, effet d'éclatement) confirment la résistance vis-à-vis de l'effort tranchant et des efforts concentrés d'ancrage.

Enfin, la justification à l'ELU ($N_u' = 11.97 \text{ MN} > N_u = 5.4625 \text{ MN}$ et $M_u' = 12.06 \text{ MN.m} > M_u = 8.388 \text{ MN.m}$) confirme une résistance ultime largement assurée.

En définitive, les résultats obtenus, qu'ils soient issus du calcul manuel selon le BPEL 91 modifié 99 ou de la modélisation sous Midas Civil, démontrent que le système de précontrainte adopté satisfait aux exigences réglementaires de résistance, de sécurité et de durabilité, validant le dimensionnement proposé pour l'ouvrage.

CHAPITRE VIII

ETUDE DU TABLIER

VIII.1.INTRODUCTION

Le tablier constitue l'élément principal d'un pont, quelle que soit sa conception, puisqu'il supporte directement les voies de circulation. Il est composé d'une dalle, structure plane dont le rôle essentiel est de transmettre les charges appliquées aux poutres principales.

Dans ce chapitre, nous commencerons par vérifier la flèche et la contre-flèche du tablier, puis nous procéderons au dimensionnement des armatures transversales et longitudinales de l'hourdis. Enfin, le ferrailage des entretoises sera étudié.

VIII.2.FLECHE ET CONTRE-FLECHE

Les flèches de la poutre, dues au poids propre et à la précontrainte, seront déterminées à l'aide de Midas Civil.

VIII.2.1. Flèche due au poids propre

La flèche max due au poids propre est donnée sous combinaisons G_{max}

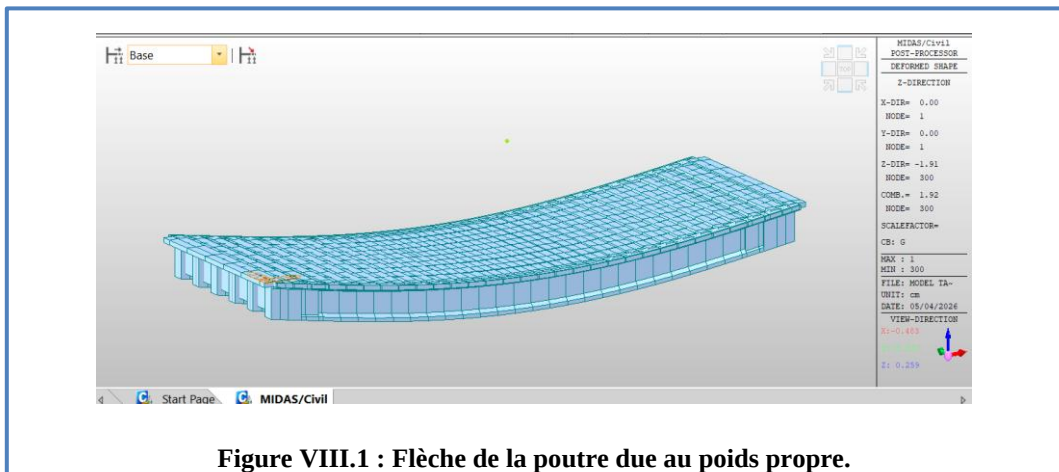


Figure VIII.1 : Flèche de la poutre due au poids propre.

D'après le diagramme on constate que la flèche maximale de la poutre due au poids propre est égale à 1.92 cm.

VIII.2.2. Contre-Flèche de Précontrainte

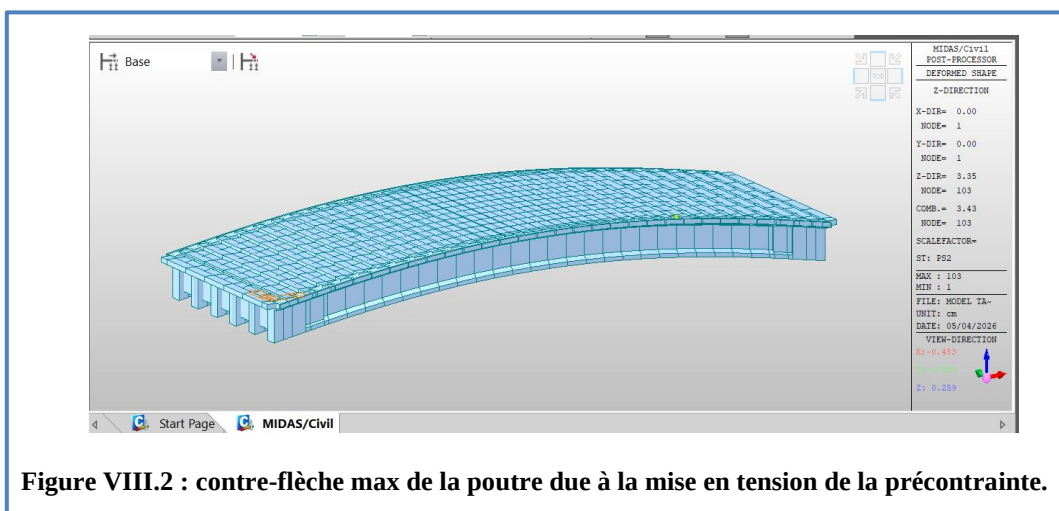


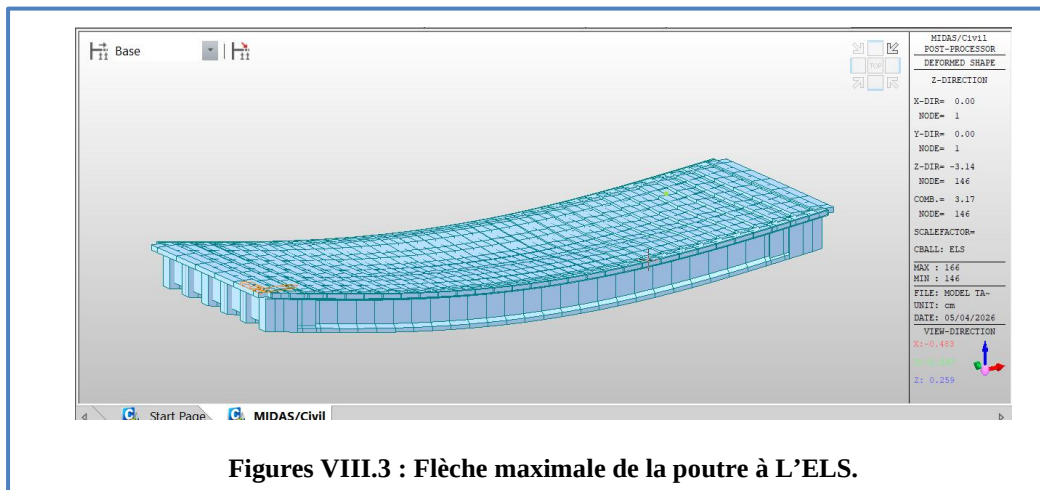
Figure VIII.2 : contre-flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte.

D'après ce diagramme, on constate que la contre-flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontrainte (la mise en tension a 100% pour les 3 câbles) est égale à 3.35 cm.

VIII.2.3. Flèche due à la construction

Elle est dirigée vers le haut, dans la formule est donnée par : $f_c = \frac{3}{4} \times (|f_p| - |f_p|) = 1.08 \text{ cm}$

VIII.2.4. Flèche maximale à L'ELS



Figures VIII.3 : Flèche maximale de la poutre à L'ELS.

D'après ce diagramme, on constate que la flèche maximale de la poutre à l'ELS est égale à 3.14 cm.

VIII.2.5. Flèche totale

La flèche réelle maximale du tablier en phase de service est donnée par :

$$f_T = f_{ELS} + f_p + f_c = 3.14 - 3.35 + 1.08 = 0.87 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 article b.6.5.3 : la flèche admissible est :

$$f_{adm} = 0.5 \text{ (cm)} + \frac{L_{porte}}{1000} = 0.5 + \frac{2900}{1000} = 3.4 \text{ cm}$$

Ainsi, la flèche réelle maximale du tablier en service est inférieure à la flèche admissible :

$$f_T < f_{adm} ==> 0.87 < 3.4$$

On en conclut que la condition de limitation de la flèche à l'état limite de service (ELS) est vérifiée.

VIII.3. ETUDE DE L'ENTRETOISE

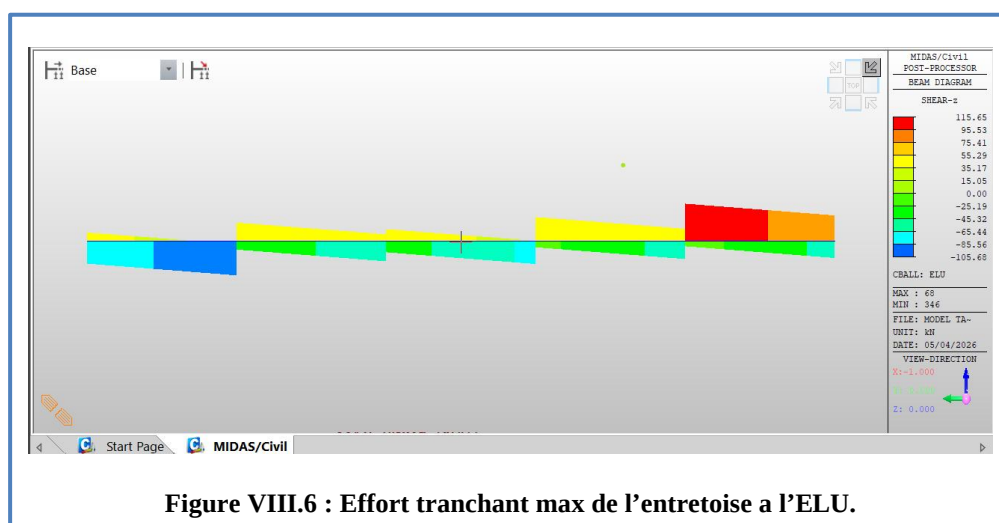
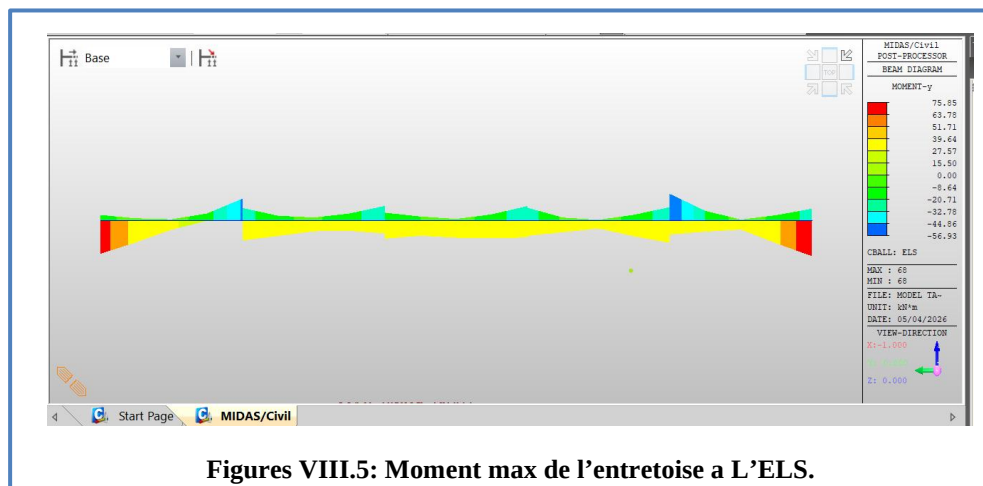
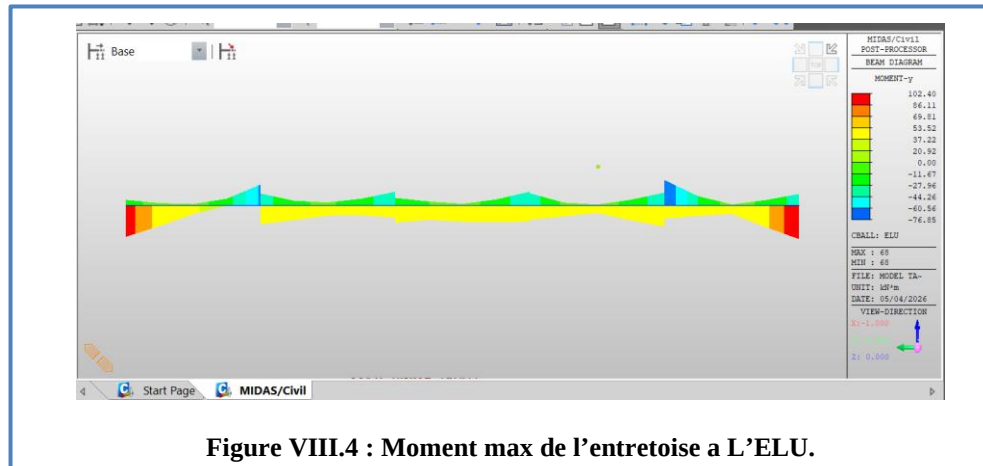
VIII.3.1. Principe de ferrailage

L'étude de l'entretoise est réalisée en deux étapes : une analyse en flexion longitudinale et une vérification de l'effort tranchant.

La mise en place des appareils d'appui s'effectue à vide ; les vérins doivent alors reprendre la charge permanente du tablier, transmise à l'entretoise par l'intermédiaire des poutres.

Le choix du nombre de vérins à utiliser dépend en premier lieu de la charge à soulever. Toutefois, afin de réduire le moment sollicitant l'entretoise, il est préférable de multiplier les points de soulèvement autant que possible.

VIII.3.2. Evaluation des efforts : d'après logiciel Midas civil



VIII.3.3. Ferrailage de l'entretoise

Les résultats de calcul de ferrailage présentes dans le tableau ci-dessous sont détaillées à l'annexe C.

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

Armatures	As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)
Longitudinale supérieure	6.3	4 HA 16	13
Longitudinale inférieure	6.7	4 HA 16	13
Armatures transversale	4.52	HA 12	15
Armatures de peau	3 cm ² /ml	HA 12	13

VIII.4. ETUDE DE L'HOURLDIS

L'hourdis, également appelé dalle, est une plaque horizontale en béton armé reliant les poutres du pont et constituant la surface de la chaussée. Il est conçu pour supporter les charges de trafic et les répartir de manière uniforme sur les poutres.

L'hourdis est soumis à deux types de flexion :

- **Flexion longitudinale** : reprise par la précontrainte au niveau des poutres.
- **Flexion transversale** : reprise par le ferrailage passif de la dalle.

Ainsi, seule la flexion transversale est étudiée, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VIII.4.1. Géométrie de l'Hourdis

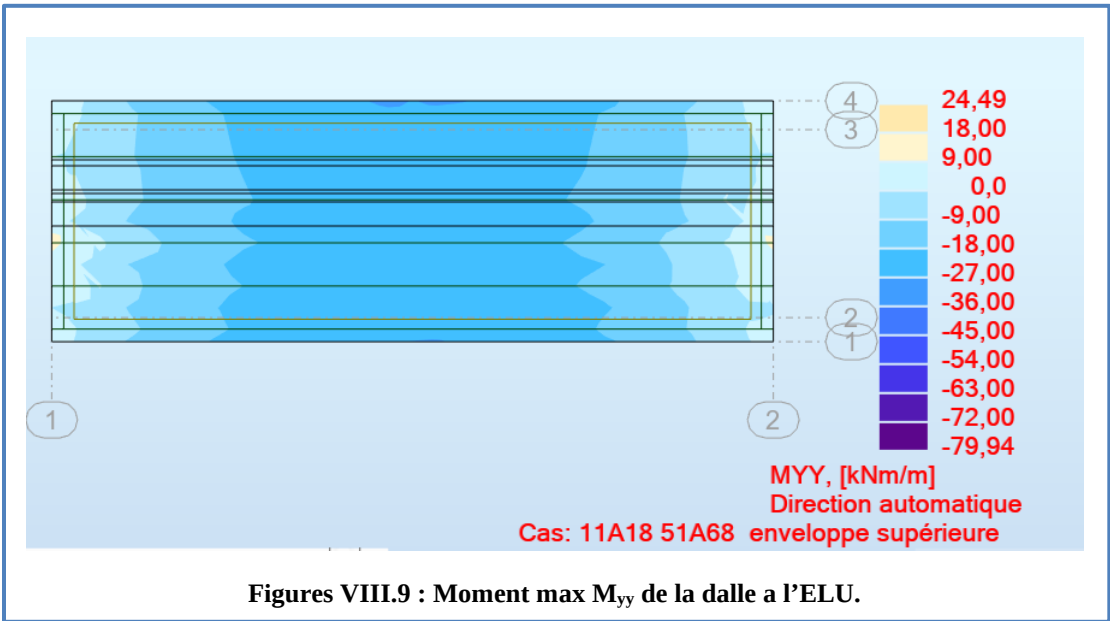
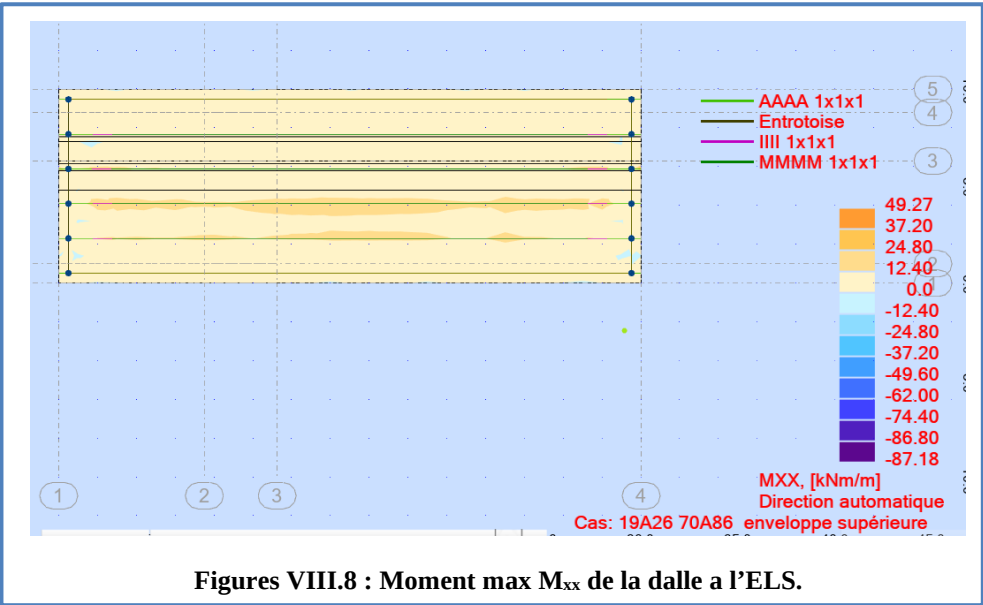
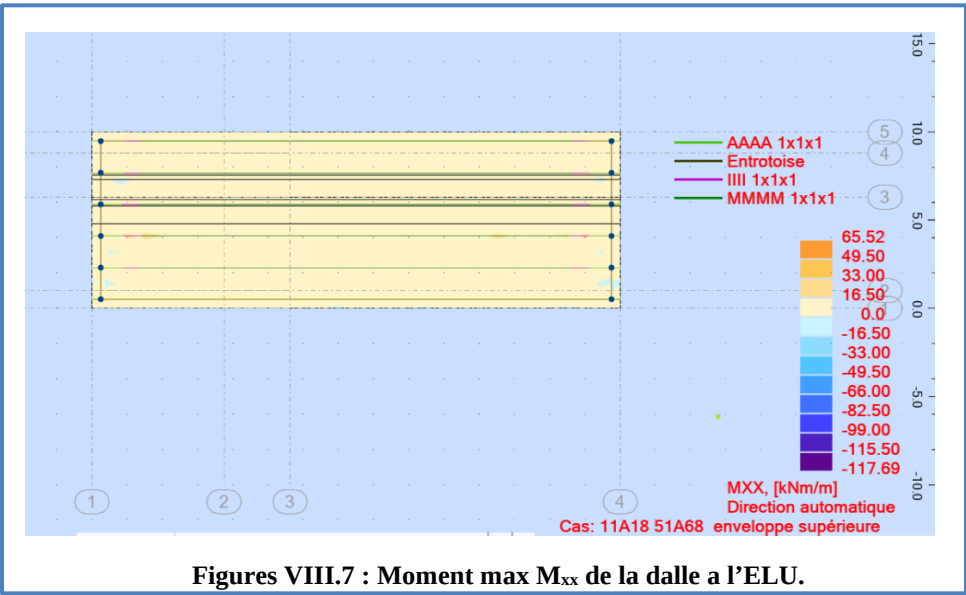
L'hourdis présente les dimensions suivantes :

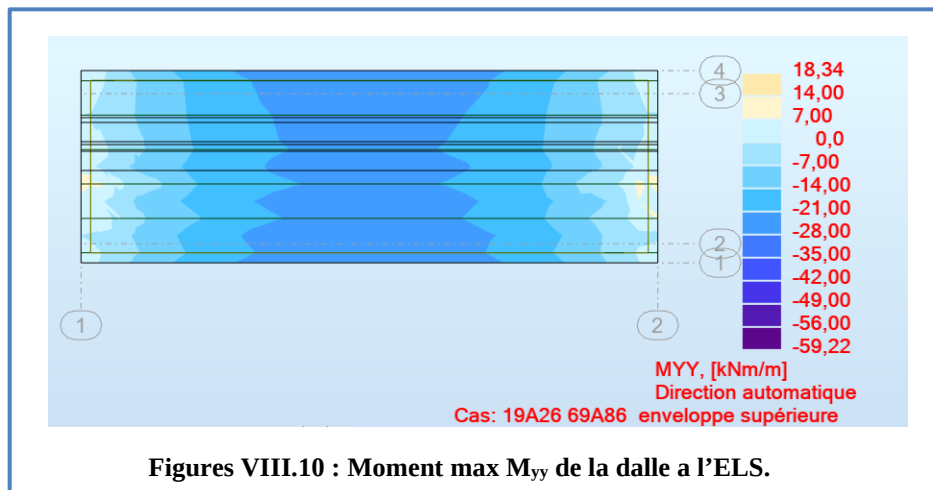
- **Épaisseur** : 0.25 m
- **Largeur** : 10 m
- **Longueur** : 30 m

VIII.4.2. Évaluation des efforts

D'après le logiciel Robot Structural Analysis 2025 on peut extraire les moments sur la dalle.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants. Les efforts retenus correspondent aux combinaisons les plus défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).





D'après les diagrammes ci-dessus on a :

Tableau VIII.2 : Moments max de l'hourdis a l'ELU et a l'ELS.

Moment max				
Sens	ELU		ELS	
M_{xx}	Fibre supérieure	Fibre inferieure	Fibre supérieure	Fibre inferieure
	65.52 KN.m/ml	-117.89 KN.m/ml	49.27 KN.m/ml	-87.18 KN.m/ml
M_{yy}	Fibre supérieure	Fibre inferieure	Fibre supérieure	Fibre inferieure
	24.49 KN.m/ml	-79.94 KN.m/ml	18.34 KN.m/ml	-59.22 KN.m/ml

VIII.4.3. Ferrailage de la dalle

Les résultats de calcul de ferrailage présentes dans le tableau ci-dessous sont détaillées a l'annexe D. Le ferrailage longitudinal est égal à 1/3 du ferrailage transversale.

Tableau VIII.3 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle dans les sens xx.

Nappe	Section d'acier		
	As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)
Supérieure	11.1	7 HA 16	15
Inferieure	20.3	7 HA 20	15

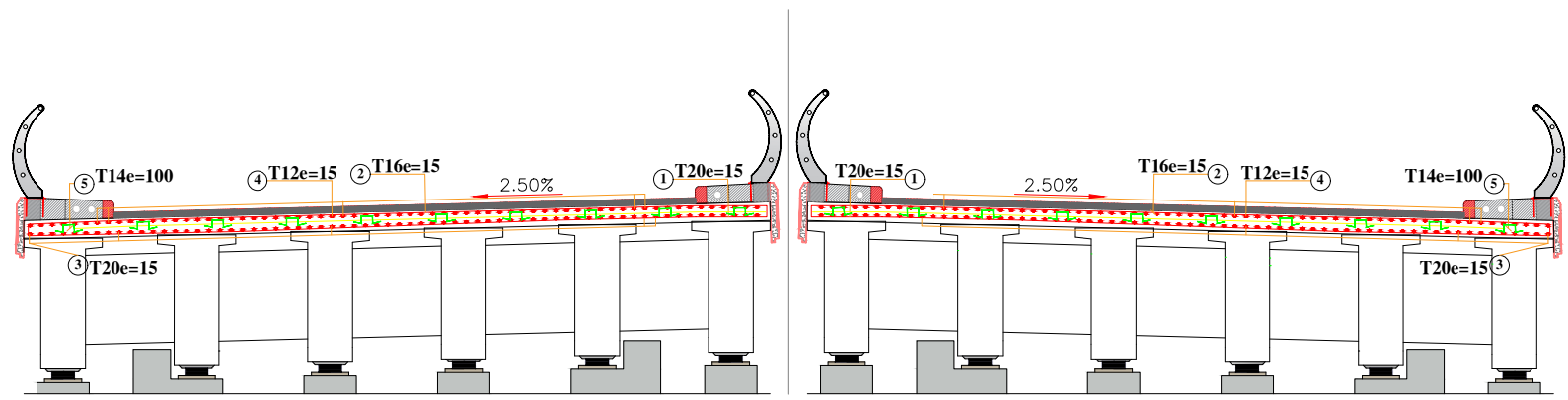
Tableau VIII.4 : Résultats de calcul de ferrailage de la dalle dans les sens yy.

Nappe	Section d'acier		
	As (cm ²)	Φ (mm)	e (cm)
Supérieure	4	7 HA 12	15
Inferieure	13.5	7 HA 16	15

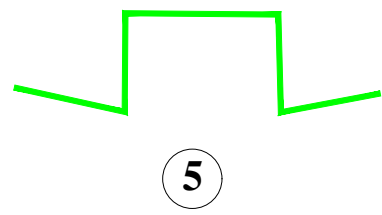
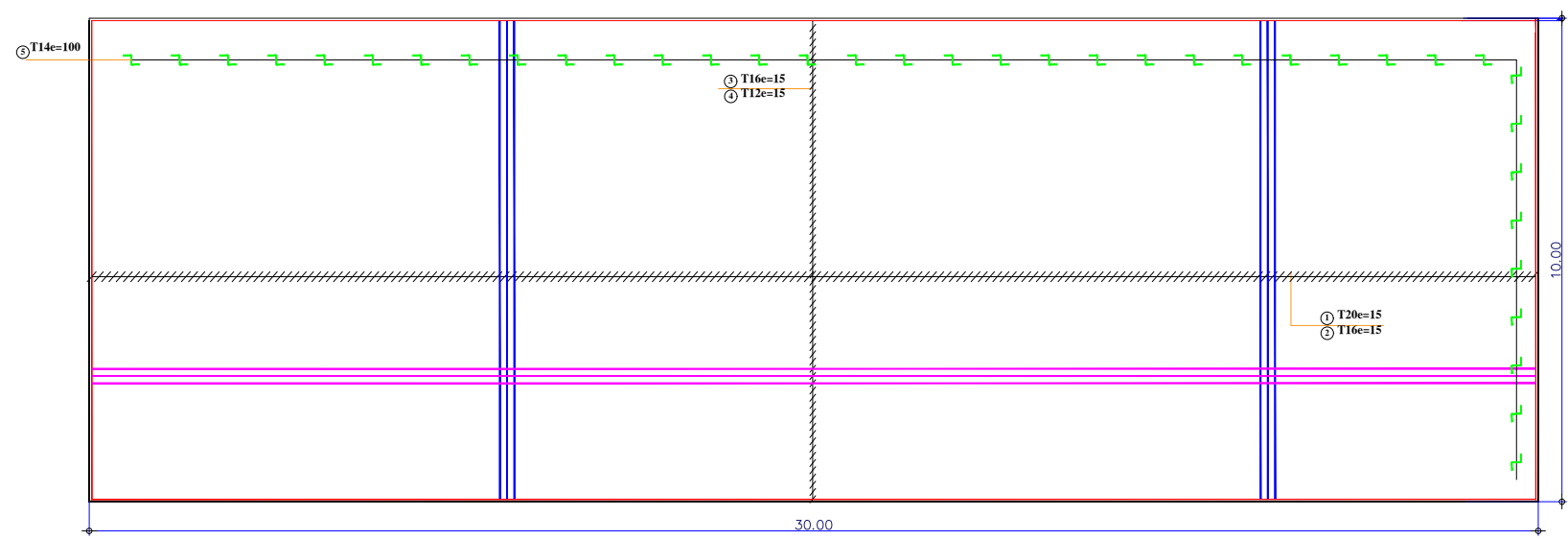
Note :

- Le sens xx est la direction transversale de la dalle.
- Le sens yy est la direction longitudinale de la dalle.

Coupe Transversale sur la dalle
Ech:1/250

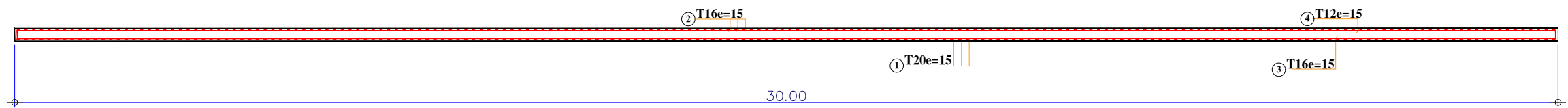


Vue en plan sur dalle Ech:1/100



5

Coupe longitudinale sur la dalle Ech:1/100



HYPOTHESES DE CALCUL

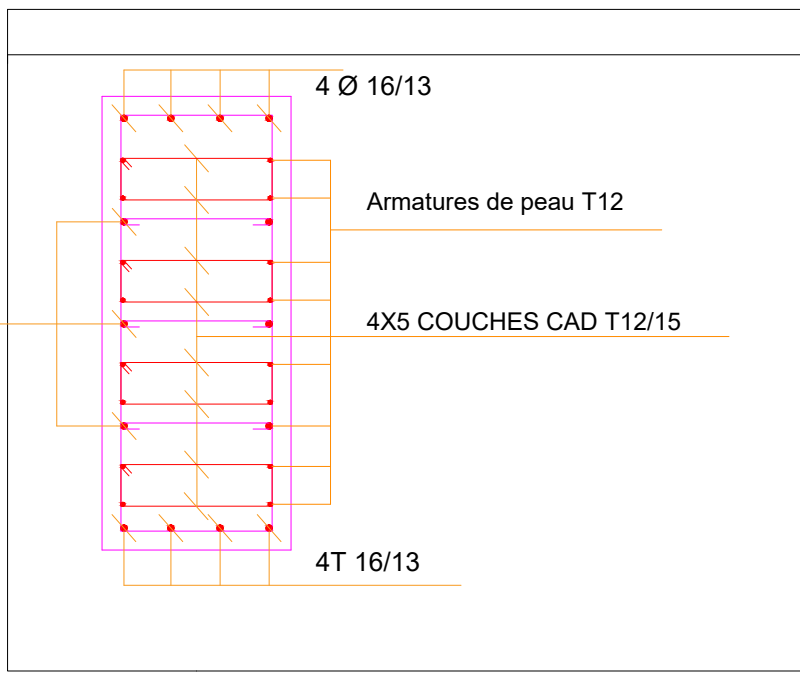
MATERIAUX:

ACIER: Fe E 500

BETON: C35/C45

ENROBAGE :5.0 cm

Coupe Long sur culée Ech:1/20



Barre d'attentes 3T 16/25

VIII.5. CONCLUSION

L'étude du tablier a permis de vérifier l'ensemble des éléments constitutifs de cette partie de l'ouvrage. La vérification de la flèche et de la contre-flèche a montré que la flèche réelle maximale en service reste inférieure à la flèche admissible, validant le comportement de la poutre sous combinaison de poids propre, précontrainte et charges d'exploitation.

L'étude de l'entretoise a permis de déterminer, à partir des sollicitations issues de Midas Civil, le ferrailage longitudinal et transversal nécessaire pour reprendre les efforts de flexion et de cisaillement lors des opérations de soulèvement par vérins.

Enfin, le dimensionnement de l'hourdis, basé sur les moments fléchissant M_{xx} et M_{yy} extraits sous Robot Structural Analysis, a permis de définir les sections d'armatures transversales et longitudinales nécessaires dans les nappes supérieure et inférieure de la dalle.

En définitive, la dalle assure efficacement sa double fonction de transmission des charges aux poutres et d'entretoisement transversal de l'ouvrage.

CHAPITRE IX

ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DU PONT

IX.1. INTRODUCTION

Les équipements, qui regroupent des dispositifs variés par leur nature, leur conception et leur mode de fonctionnement, jouent un rôle essentiel dans la durabilité d'une structure en assurant son bon fonctionnement ainsi que la sécurité des usagers.

Dans cette partie, nous analyserons les équipements indispensables à l'ouvrage, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée, en nous intéressant à leur comportement aux états limites ultimes et accidentels, en particulier sous l'effet des sollicitations sismiques.

IX.2. APPAREIL D'APPUIE

Les appareils d'appui sont des éléments structuraux assurant la liaison entre le tablier et les appuis. Leur rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux.

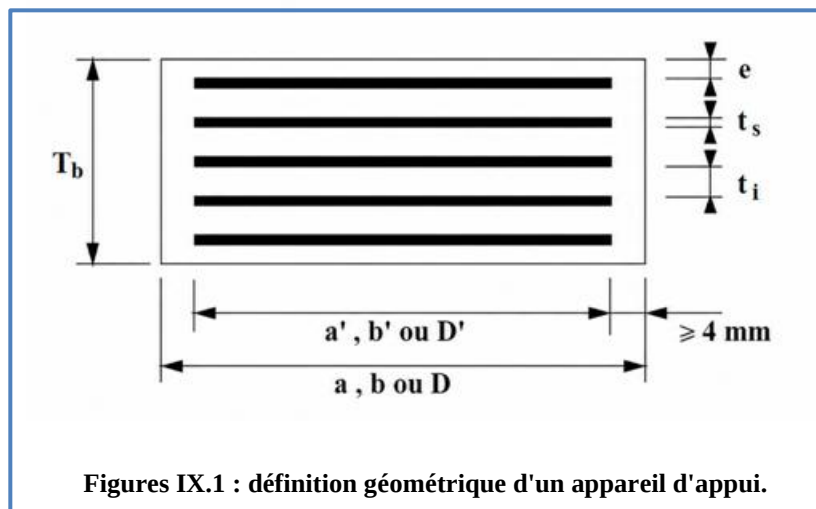
IX.2.1. Choix des appareils d'appuis

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des dispositifs utilisés dans les ouvrages d'art.

Dans ce projet, le choix s'est porté sur les appareils d'appui en élastomère fretté en raison de leurs nombreux avantages :

- Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle ;
- Bonne répartition des efforts horizontaux entre les différents appuis ;
- Coût relativement modéré.

Les appareils retenus sont de type B. Ils sont constitués de $n + 1$ frettes métalliques et de n feuillet d'élastomère d'épaisseur constante. Leur périphérie est enrobée d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm d'épaisseur, tandis que les faces supérieure et inférieure comportent chacune un demi-feuillet d'épaisseur $e = t_i / 2$.



- **a (a')** : dimension de l'élastomère (ou de la frette) dans le sens longitudinal du pont.
- **b (b')** : dimension de l'élastomère (ou de la frette) dans le sens transversal, avec ($a \leq b$).
- **(t_i)** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- **(t_s)** : épaisseur d'une frette élémentaire.
- **(T_b)** : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$
- **(T_e)** : épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$
- **(T_q)** : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement : $T_q = n t_i + 2 e$
- **(n)** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- **(e)** : épaisseur de l'enrobage.

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

Tableau IX.1 : Sollicitations et déplacements de calcul sur les appareils d'appui

	F_z (KN)	α (rad)	H_x (KN)	V₁ (cm)
1.35G+1.35 D240	1588.63	$4.513 \cdot 10^{-3}$	0	1.43
1.35G+1.6ST+1.6BC₁	1161.1	$3.698 \cdot 10^{-3}$	112.05	1.34
G_{min}	617.07	$2.036 \cdot 10^{-3}$	0	0

V₁ = déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait et fluage.

$$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4} \quad \text{et} \quad \varepsilon_r = 3.5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta l_{r+f} = \alpha \cdot l_0 = 5.5 \times 10^{-4} \times \frac{29}{2} = 0.008m = 0.08 \text{ cm}$$

H_x = effort de freinage.

IX.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui

Sauf dispositions particulières (notamment pour les appareils d'appui provisoires des ponts poussés) et sous réserve de vérifications complémentaires, la contrainte moyenne de compression doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A', en fonction des dimensions de l'appareil d'appui.

Dans le cadre de cette étude, la valeur retenue correspond à la borne supérieure de cet intervalle, soit 20 MPa.

$$A' > \frac{F_z}{20} = \frac{1588.63 \times 10^{-3}}{20} = 79.4315 \text{ cm}^2$$

IX.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère

La condition généralement dimensionnante est celle de la déformation en cisaillement (ε_q), liée au déplacement horizontal maximal. Imposé ci résulte principalement du déplacement

imposé par les variations uniformes de température de la structure, auquel peut s'ajouter le déplacement engendré par les efforts de freinage.

$$\varepsilon_q = \frac{V_x}{T_q} \leq 1 \quad \text{avec } V_x = V_1 + V_2$$

- V_1 : déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait et fluage.
- V_2 : déplacement horizontal maximal dû au freinage.

$$V_x = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_x \times T_q}{2G \times a \times b} = 1.34 + \frac{112.05 \times T_q \times 10^{-3}}{2 \times 0.9 \times 795 \times 10^{-4}} = 1.34 + 0.78 T_q$$

$$d' \text{ ou } T_q \geq 4.80 \text{ cm}$$

Donc on peut choisir 4 feuillets intermédiaires de 10 mm et 2 enrobages de 5 mm, soit $T_e = 50\text{mm}$.

IX.2.2.3. Dimensions en plan

On peut donc choisir un appareil parmi la gamme des produits disponibles, en respectant la surface minimale donnée en VII.2.2.1 mais en conservant une pression moyenne minimale de 3 MPa sous charge permanente minimale.

On détermine donc une surface maximale :

$$A' \leq \frac{F_z}{3} = \frac{617.07}{3} = 0.2 \text{ m}^2 \quad \text{soit } 2000 \text{ cm}^2$$

Les dimensions sont donc : 300x400

Nota : La surface A' est calculée en prenant en compte un enrobage totale de 4 mm.

On choisit habituellement un appareil d'appui rectangulaire dont le côté a , parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage, est plus petit de manière à admettre le maximum de rotation ($a < b$). Ceci conduit à choisir un appareil d'appui de **300 x 400**.

Soit la valeur $a'=0.292\text{m}$ $b'=0.392 \text{ m}$ et $A'=0.114464 \text{ m}^2$.

Nouveau calcul du déplacement total :

$$V_1 = 1.34 \text{ cm} \quad V_2 = \frac{112.05 \times 0.05}{2 \times 0.9 \times 0.12} = 0.025\text{m} = 2.5\text{cm} \quad V_x = 3.85 \text{ cm}$$

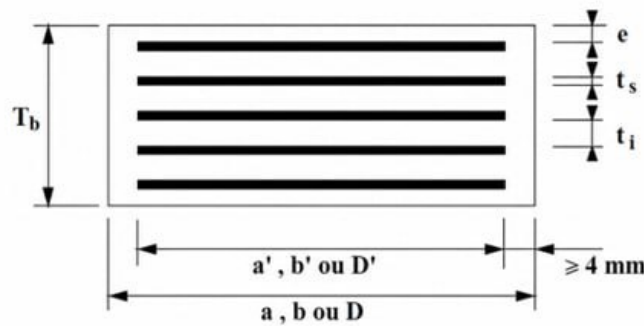
On retiendra donc $V_x = \max(3.85 ; 1.43 ; 1) \quad V_x = 3.85 \text{ cm}$

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a}\right) = 0.114464 \left(1 - \frac{0.0385}{0.292}\right) = 0.099\text{m}^2 = 0.1\text{m}^2$$

Tableau IX.2 Les dimensions de l'appareil d'appui retenu.

	Appareil d'appui retenu
R_{max} (MN)	1.588
$a \times b$ (mm ²)	300 × 400
T (mm)	65
Détails	4 feuilles d'élastomère d'épaisseur : $t_i = 10$ mm. 5 frettes métalliques d'épaisseur : $t_s = 3$ mm. Enrobage extérieur = 5 mm. Enrobage des chants = 4 mm.

Dimension	Valeur
a	300 mm
b	400 mm
t_i	10 mm
t_s	3 mm
n	4
e	5 mm
T_b	65 mm
T	50 mm



Figures IX.2 Détail des dimensions de l'appareil d'appui retenu.

IX.2.3. Stabilité au flambement

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement. Le coefficient de forme, pour le feuillet le plus épais, vaut :

$$S_1 = S = \frac{a' \times b'}{2t(a' + b')} = \frac{0.292 \times 0.392}{2 \times 0.01(0.392 + 0.292)} = 8.36$$

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} = \frac{1588.63 \times 10^{-3}}{0.1} = 15.88 \text{ Mpa} \quad \text{Avec } A_r = 0.1 \text{ m}^2$$

L'épaisseur totale d'élastomère est de $T_e = 50$ mm.

$$\sigma_{lim} = \frac{S_l \times 2 \times G \times a'}{3 \times T_e} = \frac{8.36 \times 2 \times 0.9 \times 0.292}{3 \times 0.05} = 29.29 \text{ Mpa}$$

D'où $\sigma_{lim} = 29.29 \text{ Mpa} > \sigma_m = 15.88 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

IX.2.4. Respect de la limite de déformation

On contrôle alors que l'on respecte la limite de déformation totale d'élastomère pour les différents cas de charge :

$$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7.$$

- **Cas n° 1 Effort vertical maximum avec déplacement dû à l'effet thermique :**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 1588.63}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 3.17$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = 0.0143 \text{ m} \quad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.0143}{0.05} = 0.286$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.00751) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.753$$

($\alpha = 0.003$ défaut de pose); α_b est très petite donc est négligeable.

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 0.286 + 0.753 + 3.16 = 4.209 < 7$ **Condition Vérifiée.**

- **Cas n° 2 Effort vertical avec déplacement dû au freinage**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 1161.1}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 2.31$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = V_1 + V_2 = 3.85 \text{ cm} \quad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0.0385}{0.05} = 0.77$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.006698) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.0112 \quad (\alpha = 0.006698)$$

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} = 2.31 + 0.77 + 0.0112 = 2.0912 < 7$ **Condition Vérifiée.**

- **Cas n° 3 Effort vertical du au poids propre (CP+CCP) :**

$$\varepsilon_{cd} = \frac{1.5 F_z}{G \times A_r \times S} = \frac{1.5 \times 617.07}{0.9 \times 0.1 \times 8.36} = 1.23$$

Avec : S=S1 Car la vérification est faite sur le feuillet interne le plus épais.

$$V_x = 0 \quad \varepsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = 0$$

$$\varepsilon_{ad} = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum T_i^3} = \frac{(0.292^2 \times 0.005036) \times 0.01}{2 \times (4 \times 0.01^3 + 2 \times 0.005^3)} = 0.505 \quad (\alpha = 0.005036)$$

D'où : $\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{\alpha d} = 1.23 + 0 + 0.505 = 1.735 < 7$ **Condition Vérifiée.**

IX.2.5. Stabilité en rotation

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui. Le cas de charge déterminant est généralement celui qui donne la rotation maximum. Dans notre cas, c'est la combinaison n° 1 du **tableau IX.1** $\alpha_{max} = 4.51 \times 10^{-3}$ Soit, avec le défaut de rotation initial de 3×10^{-3} , une valeur de $\alpha_a = 7.53 \times 10^{-3}$ pour $V_{max} = 1.588$ MN, on calcule le tassement pour les 4 feuillets de 10 mm. Tassement théorique : (avec le coefficient de forme pour le feuillet de 10 mm, $S1 = 8.36$).

$$\sum V_z \geq \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b)}{K_r}$$

$$V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5GS_1^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{1.588 \times 5 \times 0.01}{0.114464} \left(\frac{1}{5 \times 0.9 \times 8.36^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0.00255 \text{ m} = 2.55 \text{ mm}$$

$$\text{Valeur de stabilité en rotation : } \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r} = \frac{0.292^2 \times 0.00751 + 0.392^2 \times 0}{3} = 0.000213 \text{ m} = 0.213 \text{ mm}.$$

$$\sum V_z = 2.55 \text{ mm} \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r} = 0.213 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.6. Traction des frettes

La condition à vérifier pour les frettes est : $t_s \geq \frac{2.6 \times F_z \times t_i}{A_r \times F_y}$ ou $2.6 t_i = K_p (t_1 + t_2)$ avec

$K_p = 1.3$ Pour les frettes en acier S235 dont la limite élastique est $f_y = 235 \text{ Mpa}$ On aboutit alors à la valeur de l'épaisseur minimale en règle générale sous effort vertical maximum :

$$t_s = \frac{2.6 \times 1.588 \times 0.01}{0.1 \times 235} = 0.0017 \text{ m}$$

Pour un appareil d'appui de **300 x 400**, on prendra des frettes de **3 mm** d'épaisseur.

IX.2.7. Vérification de la condition de non-glissement

On vérifie également la condition de non-glissement, ce qui ne présente généralement pas de difficulté. C'est donc le cas de charge de freinage associé à la température uniforme qui est a priori déterminant sous V_{min} .

$$A_r = 0.114464 \left(1 - \frac{0.0385}{0.292} \right) = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{V_{min}}{A_r} = \frac{1.16}{0.1} = 11.61 \text{ Mpa}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_{min}} = 0.1 + \frac{1.5 \times 0.6}{11.61} = 0.177 \quad K_f = 0.6 \text{ pour le Béton}$$

$$F_{xy} = \left(\frac{V_x}{T_q} \times G \times a' \times b' \right) + H_x = \left(\frac{0.0385}{0.05} \times 0.9 \times 0.292 \times 0.392 \right) + 0.11205$$

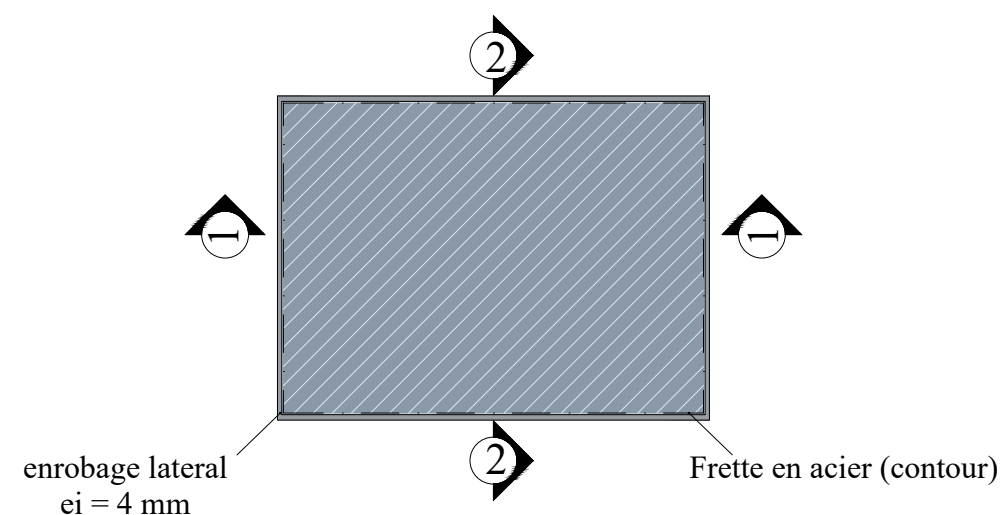
$$= 0.191MN \leq \mu_e F_z = 0.177 \times 1.16 = 0.205MN \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau IX.3 : Tableau récapitulatif des vérifications aux états limites ultimes (ELU) des appareils d'appui.

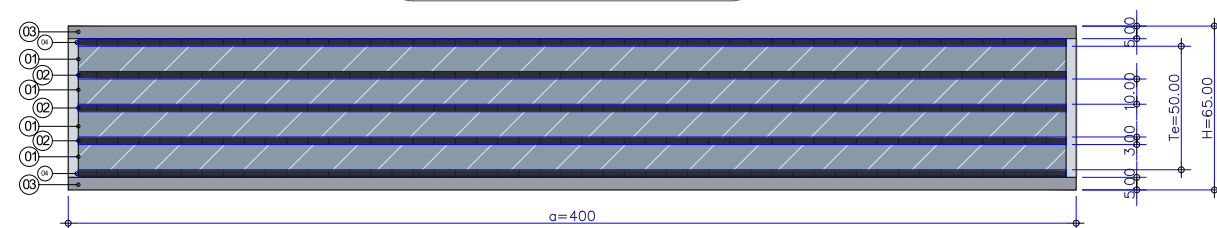
Vérification	ELU	Etat
Limitation de distorsion	$\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_{ad} < 7$	Vérifier
Traction dans les frettes	Flexion simple et torsion	Vérifier
Limite en rotation	$\sum V_z \geq \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b)}{K_r}$	Vérifier
Stabilité au flambement	$\frac{S_l \times 2 \times G \times a'}{3 \times T_e} > \frac{V_{max}}{A_r}$	Vérifier
Non-glissement	$F_{xy} \leq \mu_e F_z$	Vérifier

La page suivante présente le plan détaillé de l'appareil d'appui en élastomère fretté retenu pour cet ouvrage.

Vue en plan Ech:1/7



Coupe 2-2 Ech:1/3

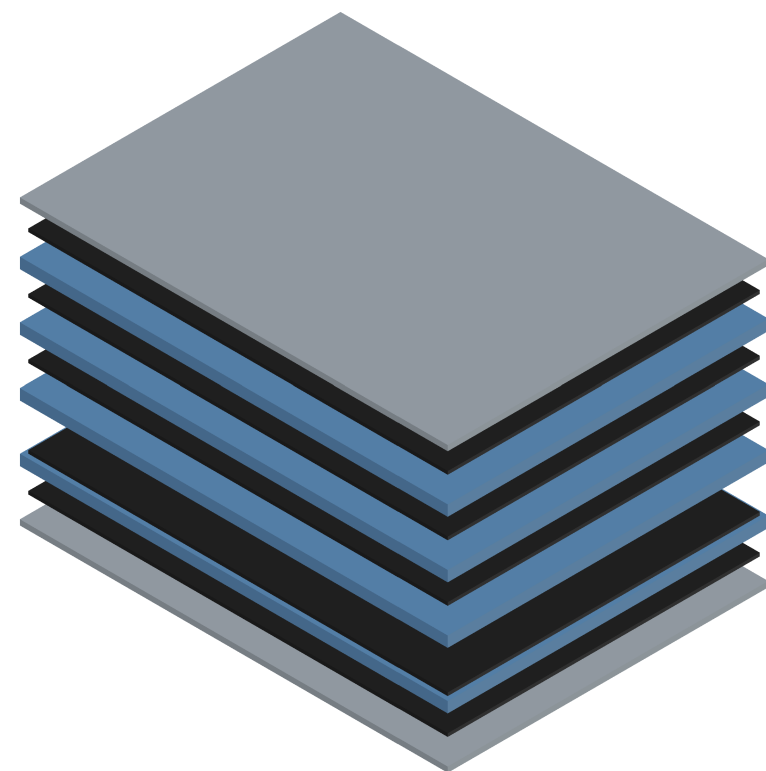


A x B =400 x 300 (mm x mm)		
4 Feuilles d'élastomère : t_i =	10	mm
5 Frettes métalliques de : t_s =	3	mm
Enrobage des chants :	4	mm
Enrobage extérieur :	5	mm

$T_d = 65$ mm

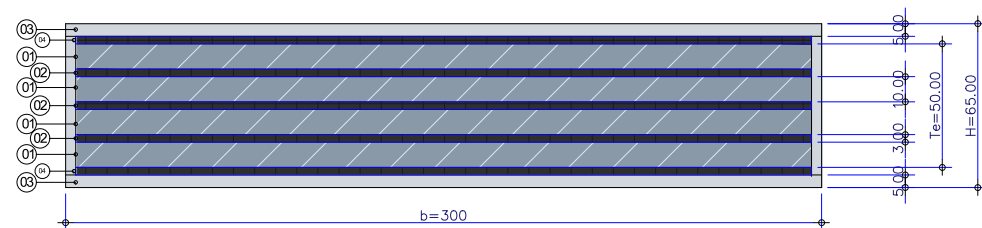
$T = 50$ mm

Vue Isometrique Eclatee



- élastomère
- Frette en acier
- Enrobage lateral/sup,inf

Coupe 1-1 Ech:1/3



Nomenclature

Rep	Designation	Matériau	Epaisseur
1	Feuillet en élastomère	Caoutchouc naturel (NR) ou chloropene (CR) Shore A 60± 5	ti= 10mm
2	Frette en acier S235	Acier S235 selon EN 10025-2	ts=3mm
3	Enrobage supérieur et inférieur	Caoutchouc (NR ou CR) Shore A 60± 5	e = 5mm
4	Enrobage latéral	Caoutchouc (NR ou CR) Shore A 60± 5	e= 4mm

FACTEUR DE FORME (selon EN 1337-3)

$$S = \frac{a' \times b'}{2 \times t_i \times (a' + b')}$$

$$S = \frac{392 \times 292}{2 \times 10 \times (392 + 292)} = 8.36$$

- Caractéristiques Principales :

Dimensions en plan (axb) : **400x300**

Hauteur totale (H) = **65 mm**

Hauteur d'élastomère (Te) : **50 mm**

Nombre des frettes d'aciers : **5**

Epaisseur des frettes (ts) : **3**

Nombre de couche élastomère : **4**

Epaisseur couche élastomère (ti) : **10 mm**

Enrobage sup & inf (ec) : **5 mm**

Enrobage latéral : **4 mm**

Matériau élastomère : **CR (Shore A 60 ± 5)**

Matériau frettes acier : **S235**

IX.3. ETUDE SISMIQUE

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). Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable elle doit respecter les conditions suivantes :

▪ Masse totale mise en mouvement :

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 autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à **43 %** de la masse du tablier M_T .

<u>Résultat :</u>	$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 6370.69 \text{ kN}$ $M_T = 52897.44 \text{ kN}$ $M_P \leq 0.43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$
-------------------	---

▪ L'Angle 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.

Résultat : notre pont est un ouvrage non biaisé $\rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

▪ Courbure du pont :

Il s'agit d'un pont droit non courbé $\rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées par conséquent l'utilisation de cette méthode est permise. Dans ce qui suivra on abordera seulement l'évaluation de l'effort sismique longitudinal car dans le sens transversal le tablier est encastré du fait de la disposition des plots parasismiques.

❖ **Détermination de la raideur longitudinale de la structure :**

Supposant que le tablier est une masse complètement rigide, la raideur de la structure est celle des appuis, et on aura :

$$K_{app} = \frac{1}{\frac{1}{k_{pile}} + \frac{1}{k_{A-app}}} \quad \text{où : } k_{pile} = n_{Fûts} \times \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad k_{A-app} = n_{A-App} \times \frac{G \times a \times b}{T}$$

Sachant que :

$n_{Fûts}$: le nombre de fûts.

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

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9 \text{ MPa}$ pour le cas statique et 1.2 MPa pour cas dynamique.

n_{App} : le nombre d'appareils d'appuis.

Les résultats sont représentés ci-après :

Tableau IX.4 : Calculs des raideurs - variante 1.

Appui	H _{pile}	K _{pile} (MN/m)	K _{A-app} (MN/m)	n _{A-APP}	K _{app} (MN/m)
P1	5.80	42.85	2.88	12	19.21
P2	5.80	42.85	2.88	12	19.21
P3	8.10	12.36	2.88	12	9.01
P4	11.35	4.342	2.88	12	3.79
P5	5.45	56.40	2.88	12	21.55
P6	5.45	56.40	2.88	12	21.55
P7	3.35	1937.00	2.88	12	33.93
C1	/	/	2.88	6	17.28
C2	/	/	2.88	6	17.28

Résultat : D'où la rigidité totale de la structure : **K_{long} = 162.80 MN/m.**

❖ Détermination de la période propre de la structure :

La période propre fait objet de la détermination du spectre de la structure, elle est calculée à partir de la masse totale de la superstructure M et de sa rigidité longitudinale K.

Soit :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{5289744}{220.84 \times 10^6}} = 1.10 \text{ s}$$

IX.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

La force horizontale statique équivalente appliquée sur le tablier est évaluée par la formule :

$$F_{\text{long}} = M \times S_a$$

Sachant que :

S_a : spectre d'accélération correspondant à la période fondamentale (voir chapitre IV).

$$S_a = 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{T_2}{T}\right), \text{ pour : } T_2 = 0.7 \text{ s} \leq T = 1.1 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

Résultat : $S_a = 6.09 \text{ m/s}^2$
D'où on aura : **F_{long} = 31538.00 kN.**

Par conséquent, il y aura un déplacement du tablier par rapport au sol égale à :

$$d_{\text{long}} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a = 0.18 \text{ m.}$$

❖ **La force repartie sur chaque appui :**

La force F est repartie sur chaque appui (i) au prorata des raideurs :

Tableau IX.5 : répartition de la force sismique sur chaque appui au prorata des raideurs.

Appui	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (KN)	F_{appui} (KN)
P1	19.21	63.24	3722.00	310.20
P2	19.21	63.24	3722.00	310.20
P3	9.01	63.24	1746.00	145.50
P4	3.79	63.24	734.00	61.20
P5	21.55	63.24	4174.00	347.80
P6	21.55	63.24	4174.00	347.80
P7	33.93	63.24	6572.00	547.70
C1	17.28	63.24	3347.00	557.80
C2	17.28	63.24	3347.00	557.80

IX.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversale

En fonction des caractéristiques structurales du pont, la méthode monomodale peut être appliquée suivant deux approches différentes :

- **Modèle à tablier rigide** : le tablier est considéré comme indéformable, tandis que le comportement dynamique de l'ouvrage est essentiellement gouverné par la flexibilité des piles.
- **Modèle à tablier flexible** : la déformabilité du tablier est prise en compte, ce qui influence la réponse sismique globale de la structure.

Dans le cas présent, la liaison entre le tablier et l'infrastructure est assurée par des appareils d'appui en élastomère fretté. Par conséquent, l'analyse est effectuée en adoptant le modèle du tablier rigide.

Effort sismique transversal

Selon le RPOA 2008 (et de manière similaire dans le livre *Ponts courants en zone sismique*), un tablier peut être supposé rigide en direction transversale lorsque la condition $5 \leq L/B$ est remplie. Pour l'ouvrage étudié, de longueur $L = 240.71$ m et de largeur $B = 10$ m, le rapport L/B vaut $240,71/10 = 24.07$, ce qui est très supérieur à 5 ; le tablier est donc considéré comme rigide. Une analyse monomodale simplifiée peut alors être conduite, à condition de vérifier a posteriori que la masse modale sismique du mode fondamental atteint au moins 70 % de la masse totale de la structure (tablier + appuis en élévation). Cette masse modale se calcule par l'expression $M = (\sum m_i u_i)^2 / \sum m_i u_i^2$, où m_i est la masse concentrée au i-ème point nodal et u_i le déplacement modal associé. En complément, la méthode simplifiée de la pile indépendante, issue de l'Eurocode 8 partie 2, peut être employée comme approximation satisfaisante lorsque les périodes fondamentales de deux piles adjacentes vérifient $0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} < 1.05$; chaque pile i est alors dimensionnée sous une force

statique équivalente $F_i = M_i \cdot a_g \cdot S_a(T)$, la masse effective M_i regroupant la moitié supérieure de la pile et la masse du tablier qui lui est afférente.

Tableau IX.6 : Vérification nécessaire pour chaque élément de la structure à l'ELU.

Appui	K_{app} (MN/m)	M (Kg)	T(s)	S_a (m/s ²)	F_i (KN)
P1	3.80	735 124.50	0.92	6.09	1063.00
P2	380	735 124.50	0.92	6.09	1063.00
P3	1.55	735 427.66	0.92	6.09	433.00
P4	0.64	735 268.28	0.92	6.09	180.00
P5	4.62	735 096.41	0.92	6.09	1290.00
P6	4.62	735 096.41	0.92	6.09	1290.00
P7	24.65	735 136.75	0.92	6.09	6888.00
C1	17.28	330 609.00	0.92	6.09	4829.00
C2	17.28	330 609.00	0.87	6.09	4829.00

Tableau IX.7 : vérification des périodes.

Ration usuelle	Valeur	Vérification
T1/T2	1.00	Vérifier
T2/T3	0.99	Vérifier
T3/T4	0.99	Vérifier
T4/T5	1.00	Vérifier
T5/T6	1.00	Vérifier
T6/T7	1.00	Vérifier

IX.3.3. Evaluation de l'effort sismique vertical

Pour la composante verticale, l'ouvrage comporte 8 travées. Le guide SETRA *Ponts courants en zone sismique* ne donne de coefficients de réaction pour l'analyse simplifiée que pour les ponts allant jusqu'à 4 travées. Cette méthode n'est donc pas applicable à notre cas. On aura par conséquent recours à la méthode d'analyse par réponse spectrale.

IX.4. METHODE DE REPONSE SPECTRAL

Selon les prescriptions du RPOA 2008 (chapitre 4.3.2) et du guide SETRA « Ponts courants en zone sismique » (chapitre 2.2.2.1), l'analyse modale spectrale par spectre de réponse est une méthode d'analyse dynamique linéaire qui consiste à déterminer les modes propres de la structure, à évaluer la réponse maximale de chaque mode à l'aide du spectre de calcul, puis à combiner les contributions modales (par exemple par combinaison quadratique complète CQC) pour obtenir l'effet total du séisme. Pour l'ouvrage étudié, cette analyse a été mise en œuvre à l'aide du logiciel Midas Civil. Dans ce modèle, les appareils d'appui ont été représentés comme des liens élastiques (elastic links) de type « général link », auxquels ont

été affectées les rigidités réelles de l'élastomère. La rigidité verticale K_z a été calibrée sur la base d'une valeur de module choisie dans la plage usuelle $1e6$ à $1e8$, la valeur retenue étant $1e7$. Les rigidités dans les directions horizontales X et Y ont été calculées selon la formule de la norme NF EN 1337-3 : $K_x = K_y = (A \cdot G_b) / T_e$, où A désigné la surface en plan de l'appareil d'appui, G_b le module de cisaillement conventionnel et T_e l'épaisseur totale d'élastomère. Conformément aux recommandations sismiques, le module de cisaillement a été pris égal à $G_b = 1.2$ MPa.

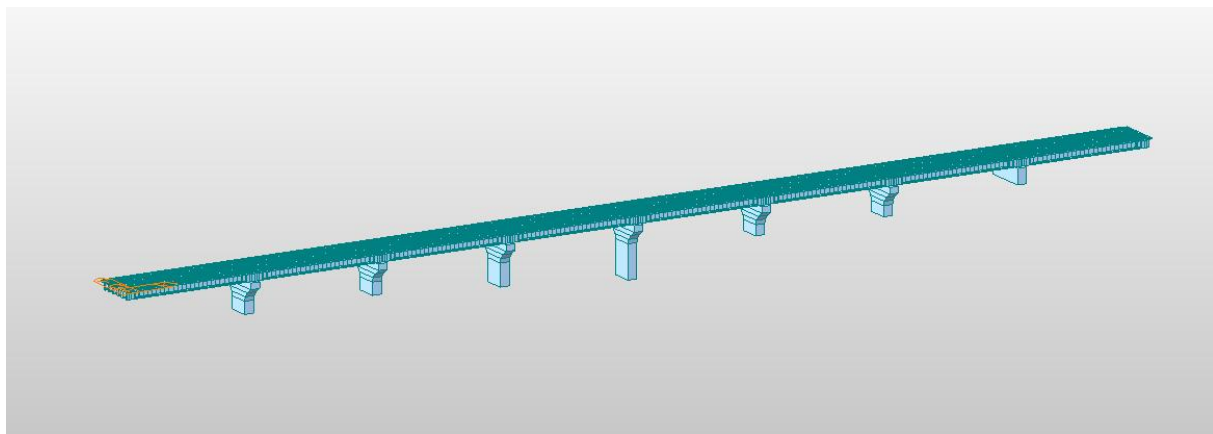


Figure IX.3 : Modèle global par Midas

IX.4.1. Modes Significatifs

Conformément au RPOA, tous les modes propres contribuant de manière significative à la réponse sismique doivent être retenus. Le critère est satisfait lorsque, **pour chaque direction d'analyse**, la somme des masses participantes cumulées $\sum M_i \geq 90\%$ de la masse totale M_T . Le mode résiduel peut être introduit pour tenir compte des modes tronqués lorsque ce seuil n'est pas atteint.

Tableau IX.8 : Modes propres et participation de masse.

Modes	Période (s)	Participation de masse (%)			Cumul de participation (%)		
		UX	UY	UZ	Cumul X	Cumul Y	Cumul Z
1	0.927	29.14	0.00	0.00	29.14	0.00	0.00
2	0.903	0.00	28.83	0.00	29.14	28.83	0.00
3	0.902	5.50	0.00	0.00	34.64	28.83	0.00
....							
....							
156	0.000	0.00	1.75	0.00	95.66	91.63	66.63
157	0.000	3.07	0.00	0.00	95.66	91.63	66.63

Après calcul des modes propres à l'aide du logiciel, dont les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessus, on obtient :

- Une période $T = 0.927$ s dans le sens longitudinal (UX) avec une participation de 29.14 % de la masse modale pour le mode 1, atteignant une somme cumulée de 90.99 % à partir du mode 77.
- Une période $T = 0.903$ s dans le sens transversal (UY) avec une participation de 28.83 % de la masse modale pour le mode 2, atteignant une somme cumulée de 91.63 % à partir du mode 156.
- La participation cumulée dans le sens vertical (UZ) reste limitée, n'atteignant que 66.00 % au bout des 157 modes calculés, ce qui indique une distribution plus étalée des masses dans cette direction.

Les périodes propres de vibration, les taux de masse participante sont présentés en **Annexe D**.

❖ **Combinaison Quadratique Complète (CQC)**

Dans chaque direction d'analyse, les sollicitations modales E_i — qu'il s'agisse d'efforts, de déplacements ou de contraintes — sont combinées selon la méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC), directement intégrée dans le logiciel de calcul. L'effet total est obtenu par :

$$- \sqrt{\sum_i^n \sum_j^m E_i r_{ij} E_j}$$

Où r_{ij} désigne le **facteur de corrélation** entre les modes i et j , calculé en fonction du taux d'amortissement et du rapport de leurs périodes propres.

❖ **Combinaison des Actions Sismiques Directionnelles (RPOA)**

Conformément au RPOA, afin de prendre en compte l'incertitude sur la direction d'application du séisme, les effets des composantes sismiques horizontales X, Y et verticale Z sont combinés simultanément selon les trois cas suivants :

$$\begin{aligned} - E_1 &= E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z \\ - E_2 &= E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z \\ - E_3 &= E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y \end{aligned}$$

Où E_x , E_y et E_z représentent les effets des actions sismiques dans les directions X, Y et Z respectivement.

IX.4.2. Vérification des Appareils d'appui (RPOA 2008 — Article VI.3.7)

Les appareils d'appui sont vérifiés sous combinaisons sismiques pour les critères suivants : résistance à la compression, flambement, distorsion et glissement. La combinaison de charges retenue est :

$$- G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$$

Note : Le terme Ψ_Q désigne la fraction de la charge d'exploitation combinée à l'action sismique, conformément aux coefficients de pondération du RPOA, dans notre cas on prend $\psi=0.2$.

IX.4.2.1. Résistance à la compression

La contrainte moyenne de compression doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 20 \text{ MPa}$$

Résultats :

<u>Appareil d'appui sur pile :</u>	<u>Appareil d'appui sur culée :</u>
$N_{\max} = 1.362 \text{ MN.}$	$N_{\max} = 1.360 \text{ MN.}$
$\sigma_m = 11.35 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa.}$	$\sigma_m = 11.33 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa.}$

→ Condition vérifiée pour les deux appareils d'appuis.

IX.4.2.2. Sécurité au flambement

On doit vérifier que : $\gamma_s \times P_u < P_c$.

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité, $\gamma_s = 3$.

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

P_c : charge critique de flambement, $P_c = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$, tel que :

G : module de cisaillement, $G = 1.2 \text{ MPa}$.

B : aire nominale en plan de l'appui, $B = a \times b$.

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère, $d = t_i + t_s$.

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

S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet, $S = (a \times b) / (2t_i (a + b))$).

Application Numérique :

<u>Appareil d'appui sur pile :</u>	<u>Appareil d'appui sur culée :</u>
$B = 0.12 \text{ m}^2 ; d = 0.013 \text{ m.}$	$B = 0.12 \text{ m}^2 ; d = 0.013 \text{ m.}$
$h = 0.065 \text{ m} ; S = 8.36.$	$h = 0.065 \text{ m} ; S = 8.36.$
$P_c = 8.05 \text{ MN} ; P_u = 1.362 \text{ MN.}$	$P_c = 8.05 \text{ MN} ; P_u = 1.360 \text{ MN.}$
$\gamma_s \times P_u = 4.086 \text{ MN} < P_c = 8.05 \text{ MN.}$	$\gamma_s \times P_u = 4.08 \text{ MN} < P_c = 8.05 \text{ MN.}$

→ Condition vérifiée pour les deux appareils d'appuis.

IX.4.2.3. Limitation de la distorsion

La distorsion δ , rapport du déplacement horizontal γ à l'épaisseur totale de l'élastomère T doit être limité à :

$$\begin{cases} p = P_u / P_c \leq 0.25, & \delta \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p). \\ p = P_u / P_c \geq 0.25, & \delta \leq 1.4 (1-2p). \end{cases}$$

Avec :

$\delta_0 = c/h_c$, borné par : $0.7 < \delta_0 < 2$.

C : le petit côté de l'appareil d'appui, $c = 0.3 \text{ m}$.

h_c : épaisseur totale de l'élastomère, $h_c = T = 0.05 \text{ m}$.

Déplacement Du au Température, retrait et fluage est : $1.25\text{cm} (0.45T)$

Application Numérique :

Appareil d'appui Sur Pile :

$P_u = 1.362 \text{ MN}$.

$p = 0.169$.

$\gamma = 0.1617 \text{ m}$.

$T = 0.060 \text{ m}$. $\delta_0 = 2$.

$\delta = 2.695 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p) = 1.12$

Appareil d'appui Sur culée :

$P_u = 1.36 \text{ MN}$.

$p = 0.168$.

$\gamma = 0.165 \text{ m}$.

$T = 0.060 \text{ m}$. $\delta_0 = 2$.

$\delta = 2.75 \leq 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7) (0.25 - p) = 1.126$

→ Condition n'est pas vérifiée pour les deux appareils d'appuis. On utilise les taquets d'arrêts.

IX.4.2.4. Condition du non-glissement

Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition : $H < f.N$.

Tel que :

H : l'effort horizontal.

N : l'effort vertical.

f : coefficient de frottement, $f = 0.1 + (0.6 / \sigma_m)$.

Application Numérique :

Appareil d'appui Sur Pile :

$H = 0.453 \text{ MN}$.

$N = 1.453 \text{ MN}$.

$\sigma_m = 12.1 \text{ MPa}$.

$f = 0.149$.

$H = 0.453 \text{ MN} > f. N = 0.216 \text{ MN}$.

Appareil d'appui Sur culée :

$H = 0.445 \text{ MN}$.

$N = 1.393 \text{ MN}$.

$\sigma_m = 11.6 \text{ MPa}$.

$f = 0.151$.

$H = 0.445 \text{ MN} > f. N = 0.210 \text{ MN}$.

$$F_{r+f} = \frac{n. G. a. b. \Delta_{r+f}}{T} = 0.09 \text{ MN} \quad F_T = \frac{n. G. a. b. \Delta_T}{T} = 0.004 \text{ MN}$$

→ La condition de non-glissement n'est pas vérifiée pour les appareils d'appui dans ce cas-là, le néoprène doit être équipé d'un système anti-cheminement.

L'appareil d'appui deviendra du type C.

IX.5. DÉS D'APPUIS

Le dé d'appui a pour rôle de répartir les charges localisées transmises directement par le tablier vers l'élément porteur appelé « chevêtre », tout en assurant le dévers du tablier. Son étude est réalisée conformément aux recommandations du guide SETRA « Piles et palées 73 ».

IX.5.1. Dimensionnement du dé d'appui :

- Dimensionnement en plan :

Les dimensions (a_1 , b_1 , h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis comme suite :

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0.17 \text{ m} ; \text{ avec } a_1 \geq a + \frac{h}{2} ; b_1 \geq b + \frac{h}{2}$$

On prend donc : $a_1 = 0.45\text{m}$ et $b_1 = 0.55\text{m}$

IX.5.2. Ferrailage du dé d'appui :

Les bossages d'appui sont des pièces soumises à la compression, les différentes sections d'armateurs sont évaluées selon le guide **SETRA (P.P.73)**.

- **Armatures de chainage :**

Ces armatures de chainage sont généralement disposées en une seule nappe, La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 1.313}{434.78} = 7.54 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend: } 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage devra un effort égal à **12.5%** de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 1.313}{434.78} = 3.77 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend: } 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Frette supérieure :**

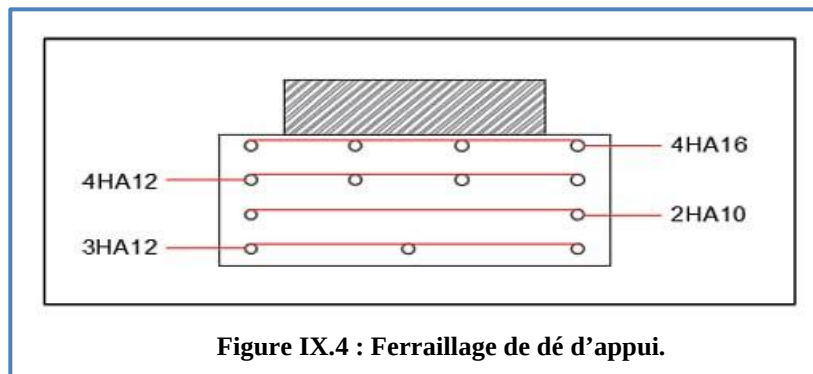
Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées. Ces armatures sont capables de reprendre **4% de N**.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 1.313}{434.78} = 1.2 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend: } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

- **Frette supérieure :**

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

$$A_i = \frac{0.1 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.1 \times 1.313}{434.78} = 3.02 \text{ cm}^2 ; \text{ on prend: } 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



IX.6. PLOT PARASSISMIQUE

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé permettant de limiter les déplacements transversaux du tablier sous l'effet des actions sismiques, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage, deux plots parasismiques ont été adoptés avec les caractéristiques suivantes :

- Hauteur : 60 cm
- Dimensions en plan : $60 \times 60 \text{ cm}^2$
- Espacement par rapport à la poutre : 5 cm

IX.7. JOINTS DE DILATATION

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

IX.7.1. Dimensionnement du joint de dilatation

D'après le RPOA, la combinaison à considérer pour le dimensionnement du joint est :

$$W = W_D + 0.4 W_T + W_S/3.$$

Où :

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différer (retrait + fluage), $W_D = 0.08 \text{ cm}$.

W_T : souffle thermique, $W_T = 0.36 \text{ cm}$.

W_S : souffle sismique, $W_S = 15.00 \text{ cm}$.

Donc on aura : $W = 59.00 \text{ mm}$

IX.7.2. Type du joint

Ayant obtenu un souffle total $W = 59 \text{ mm}$, calculé selon la formule sismique $W = W_D + 0.4 \cdot W_T + W_S/3$ (RPOA 2008), on opte, par mesure de sécurité, pour un joint de chaussée de type CIPEC Wd80, son souffle est de 80 mm nominal. L'intervalle entre deux éléments métalliques en vis-à-vis peut varier de 10 mm à 90 mm.

Souffle	$S < 50$	$50 \leq S \leq 60$	$60 \leq S \leq 80$	$80 \leq S \leq 110$	$110 \leq S \leq 160$	$160 \leq S \leq 230$	$230 \leq S \leq 250$	$S > 250$
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure VIII.5 : type de joint de chaussée.

IX.8. CONCLUSION

Les équipements d'un pont à poutre routier constituent des éléments indispensables assurant à la fois la fonctionnalité, la sécurité des usagers et la durabilité de l'ouvrage. Leur dimensionnement rigoureux, notamment face aux sollicitations sismiques, est essentiel pour garantir l'intégrité structurelle du pont et prévenir tout risque d'effondrement lors d'événements exceptionnels.

CHAPITRE X

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

X.1. INTRODUCTION

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 et les accessoires.

X.2. ETUDE DE LA PILE

La pile constitue l'un des éléments porteurs principaux du pont. Son rôle est d'assurer la transmission des charges provenant du tablier vers les fondations, tout en garantissant la stabilité globale de l'ouvrage sous l'effet des sollicitations verticales et horizontales. Elle doit notamment résister aux efforts de compression, de flexion composée ainsi qu'aux actions dynamiques et sismiques.

Dans le cadre de ce projet, le choix s'est porté sur une pile à fût variable avec raccordements courbes, composée d'un chevron supérieur, d'une zone de transition évasée et d'un pied rectangulaire. Cette configuration présente de bonnes performances mécaniques vis-à-vis des efforts de flexion composée et permet une meilleure répartition des contraintes tout en assurant une intégration architecturale harmonieuse de l'ouvrage.

X.2.1. Conception de la pile

La pile adoptée est composée d'un chevron supérieur de dimensions $10.00\text{ m} \times 2.10\text{ m} \times 1.40\text{ m}$, assurant la répartition des charges du tablier. Celui-ci est relié au pied de la pile par une zone de transition courbe de 3.00 m de hauteur et de rayon 2.75 m , permettant une meilleure répartition des contraintes et un bon comportement sous flexion composée et actions sismiques.

La partie inférieure est constituée d'un pied rectangulaire de dimensions $5.00\text{ m} \times 2.10\text{ m}$, dont la hauteur varie selon les piles ; elle atteint 7.65 m pour la pile la plus sollicitée. Enfin, la dernière pile de l'ouvrage est réalisée sous forme d'un voile en béton armé de dimensions $10.00\text{ m} \times 2.10\text{ m} \times 3.50\text{ m}$, assurant une rigidité importante et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Tableau X.1 : Dimensions géométrique de la pile.

	Hauteur du pied (m)	Hauteur totale (m)
P1/P2	2.80	7.10
P3	5.10	9.50
P4	7.65	12.75
P5/P6	2.35	6.85
P7	3.50	3.50

Nota : la hauteur totale de la pile inclut le chevron (1.4m), la zone de transition courbe (3.0 m) et la hauteur constante du pied rectangulaire.

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

L'élancement λ doit être inférieure à 70 pour que la vérification au flambement soit Satisfaisante. $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 70$

L_f : longueur de flambement de la pile la plus haute ; avec : $L_f = 0.7L_0$

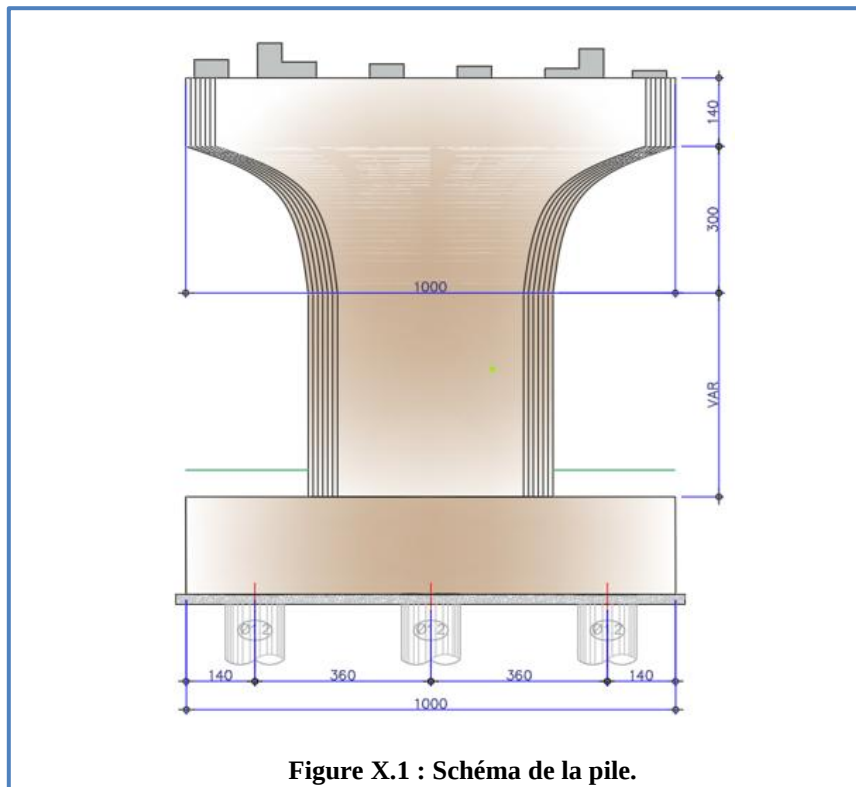
L_0 : La hauteur de fut.

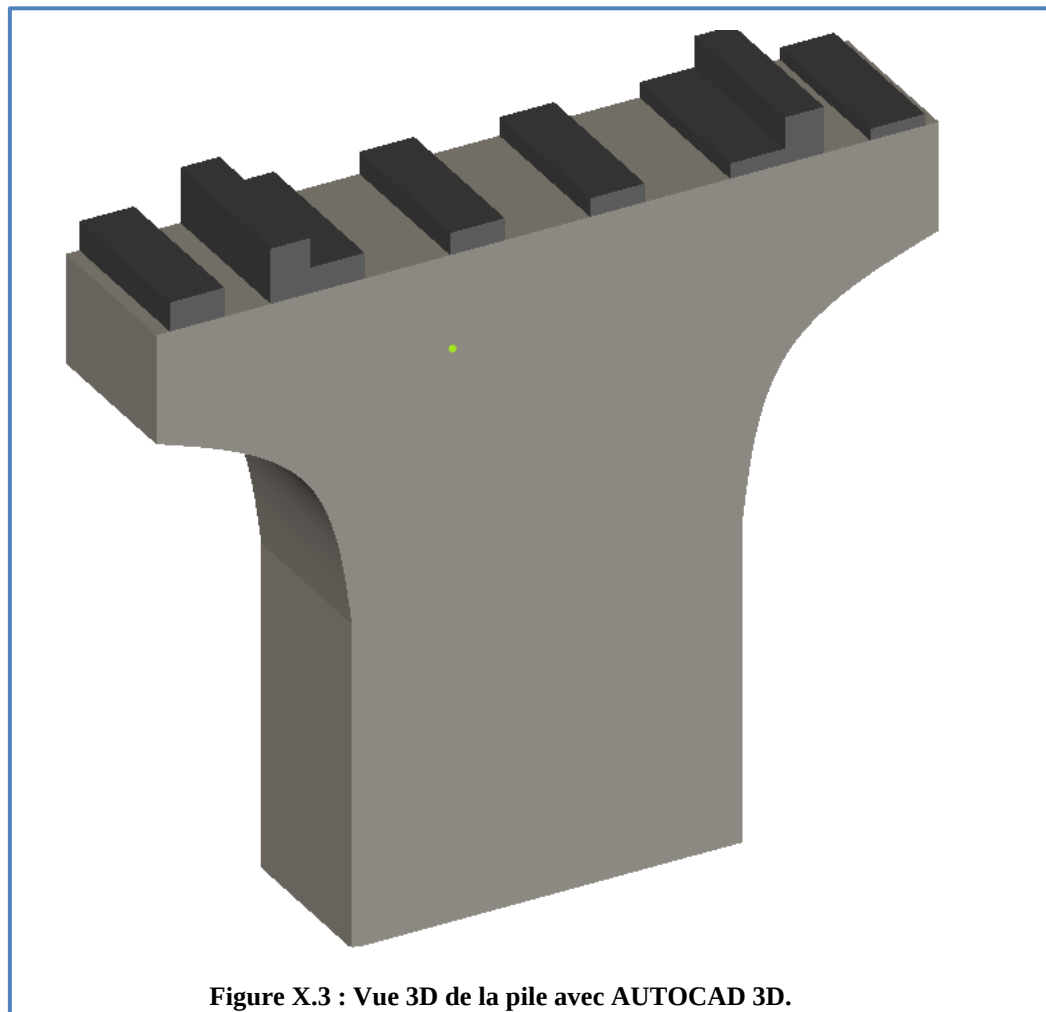
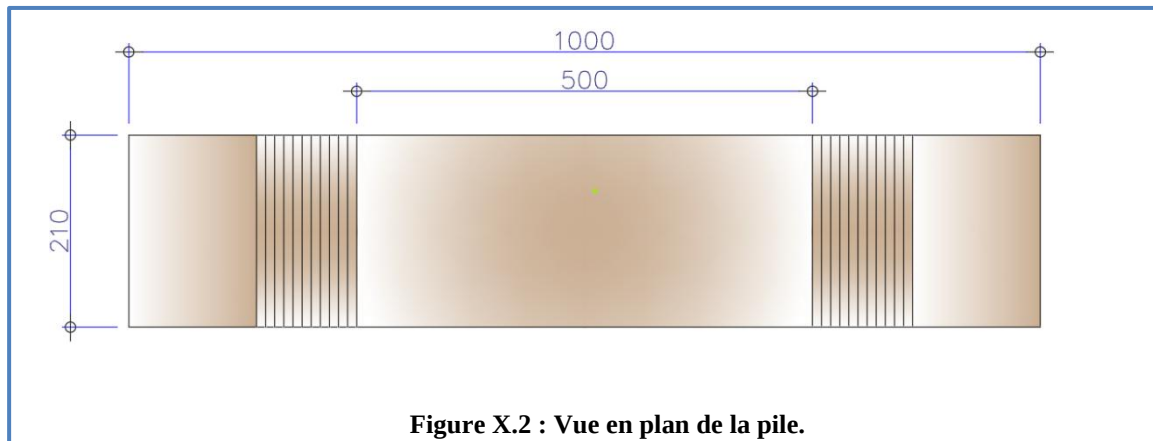
I : rayon de giration de la section : $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}}$ (transversale), $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}}$ (longitudinale).

Tableau X.2 : Vérification du risque de flambement des piles du pont.

Appui	Pile 01	Pile 02	Pile 03	Pile 04	Pile 05	Pile 06	Pile 07
L_f (m)	4.06	4.06	5.67	7.455	3.745	3.745	2.345
I_x (m ⁴)	98.33	98.33	259.98	576.55	77.71	77.71	31.33
I_y (m ⁴)	96.33	96.33	120.29	146.85	91.64	91.64	91.65
λ_x	2.33	2.33	2.33	2.34	2.34	2.34	2.41
λ_y	2.36	2.36	3.43	4.66	2.15	2.15	1.42

Donc : pas de risque de flambement.





X.2.2. Evaluation des Efforts Agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un ensemble de charges permanentes, d'exploitation ainsi que des charges sismiques, se traduisant par des efforts horizontaux, verticaux et des moments. Etat sollicitations considérées ont été extraites à partir du logiciel MIDAS Civil pour les différents états limites. La pile sera modélisée comme une console encastrée à sa base. L'étude portera sur la pile la plus sollicitée (pile 04).

Tableau X.3 : Efforts internes appliqués à la pile 04 pour les différents Etat limites.

Combinaison	N(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)
ELU	18171	-3137.2	-863.2
ELS	13476.1	-2344.1	-639.4
ELA : E1	9745.16	62482.4	22317.31
ELA : E2	9812.35	18839.91	74170.6
ELA : E3	7264.78	18843.35	22465.16

X.2.3. Elément de ferrailage

X.2.3.1. Ferrailage de la pile

- **Armature longitudinale**

La pile est considérée un élément travaillant en flexion composée déviée, le calcul de ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (5 × 2.1 m²), le choix des armatures est le suivant :

- As1 = 456.2 cm² ; Soit : 2 nappes de 29 HA 32, avec un espacement e = 18 cm répartie sur 5 m.
- As2 = 104.1 cm² ; Soit : 13 HA 32, avec un espacement e = 15 cm répartie sur 2.1 m.

- **Armature Transversale :**

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

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100} \quad [selon RPOA][ART 7.2.2.2]$$

- St : l'espacement des armatures transversaux, égal en zone critique selon RPOA, a :

$$S_t = \min(24\phi_t, 8\phi_l, 0.25d) < 20 \text{ cm}$$

- A_l : la section totale des armatures longitudinales.
- Φ_l : Plus gros diamètre des armatures longitudinales
- Φ_t : plus gros diamètre
- d_s armatures transversales.
- D : la hauteur utile.
- Fe_(l,t) : Valeur caractéristique de l'armature transversale et longitudinale.

Tableau X.4 : Distribution de la section d'armature transversale.

	Valeur retenue
A_l (cm ²)	456.2
Φ_l (mm)	32
A_l retenue (cm ²)	466.46
A_t (cm ²)	29.15
Φ (mm)	HA16

❖ Vérification pour la pile n04 :

- **Vérification de la condition de non-fragilité :**

Selon le BAEL : $A_{smin} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 145 \text{ cm}^2$ donc vérifier

Vérification des bielles se fait à l'ELU :

$$\tau_{uv} = \frac{V_u}{2b_0 \times d} \quad ; \quad \tau_u = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{uvy} = 0.76 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_{uvz} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times 30}{1.15}; 4 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{uv(y+z)} = 1.58 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Note : Les valeurs des contraintes tangentielles sont extraites de Midas Civil.

X.2.3.2. Ferrailage de chevêtre

Le chevêtre est généralement sollicité par deux sollicitations, une flexion longitudinale et une torsion.

- **Modèle du chevêtre :**

Le chevêtre est modélisé en **élément barre** dans le logiciel **MIDAS CIVIL**, raccordé au voile support (largeur 5 m) par une connexion **encastrée**. Des **libérations de moment** sont appliquées aux extrémités du voile afin d'éviter la concentration artificielle de moment au nœud de connexion et de restituer une distribution réaliste des efforts.

Les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) sont extraites pour les combinaisons **ELU**, **ELS** et **ELA**.

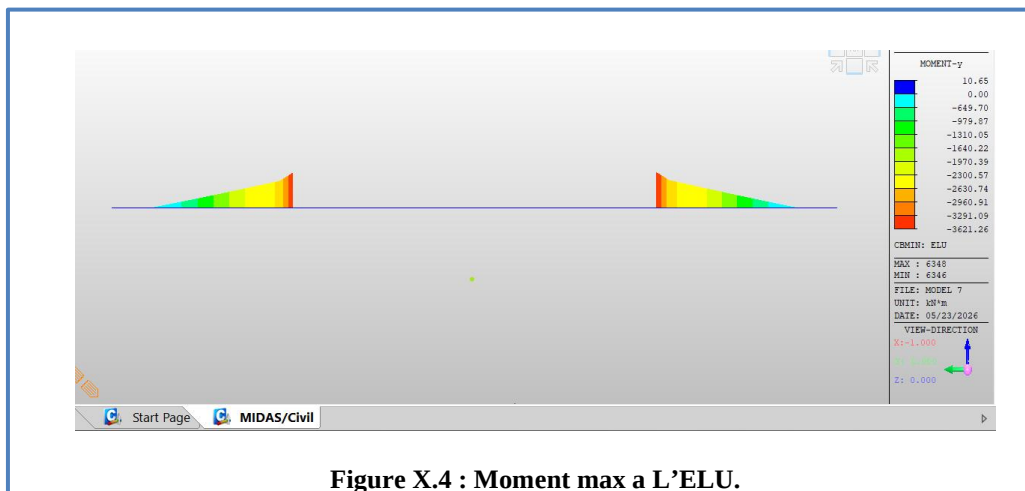


Figure X.4 : Moment max a L'ELU.

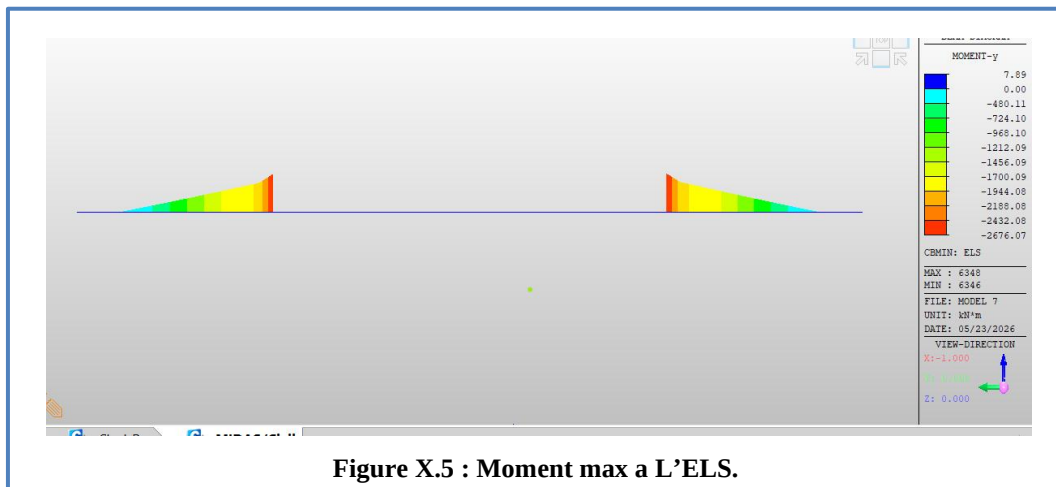


Figure X.5 : Moment max a L'ELS.

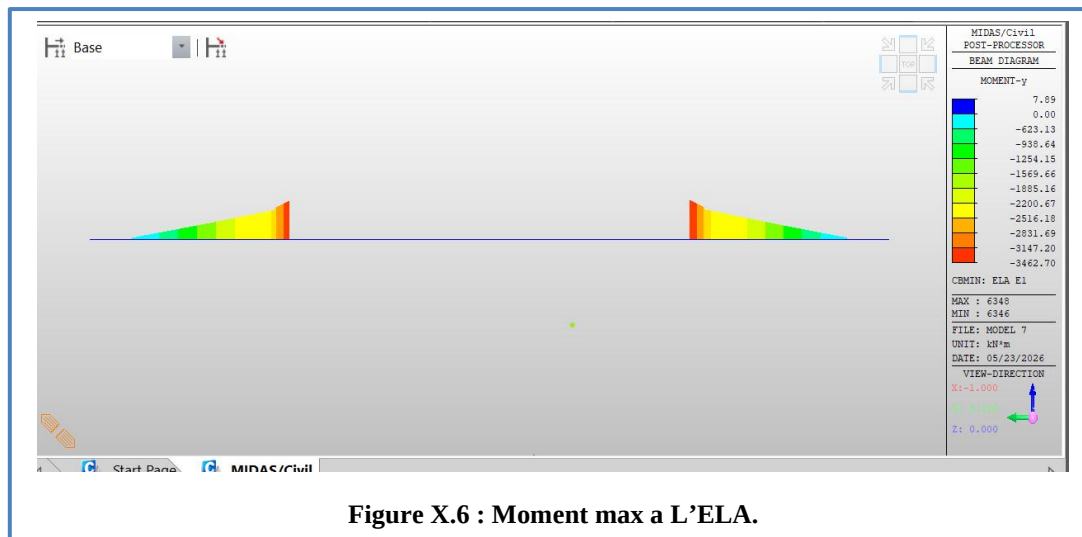


Figure X.6 : Moment max a L'ELA.

Tableau X.5 : Ferrailage du chevêtre sous moment maximal.

Sollicitations	$M_{\max}\text{-ELS}$ (KN.m)	$M_{\max}\text{-ELU}$ (KN.m)	$M_{\max}\text{-ELA}$ (KN.m)	$A_s \text{ cm}^2$	Armatures	e (cm)
Sur appui	2676.07	3621.65	3462.7	86.8	18HA25	11

Armatures inférieures du chevêtre :

La face inférieure étant comprimée, aucun moment positif n'est relevé dans le modèle. Les armatures inférieures sont des **armatures de construction** : **18HA16 (e = 11 cm)**, conformément à la NF EN 1992-1-1 §9.2.1.2 qui impose un minimum de **15% du moment maximal** même en l'absence de sollicitation calculée, et à l'Annexe J pour les armatures de peau. Cette section correspond également à la pratique des sections doublement armées (BAEL/EC2) où les armatures comprimées représentent typiquement **1/3 de la section tendue**.

❖ **Dimensionnement a la torsion :**

Le dimensionnement à la torsion du chevêtre est l'étude et la vérification de la capacité du chevêtre (élément horizontal en tête de pile qui supporte le tablier) à résister aux efforts de torsion transmis par la structure, en particulier dans les cas où la répartition des charges ou les conditions d'appui créent un moment de torsion autour de l'axe longitudinal du chevêtre. On considère une section rectangulaire ayant la hauteur de chevêtre et dont la largeur est limitée par :

$$\{l_t = l_c \text{ si } l_c \leq \phi + h_c\}$$

$$\{l_t = \phi + h_c \text{ si } l_c > \phi + h_c\}$$

Avec :

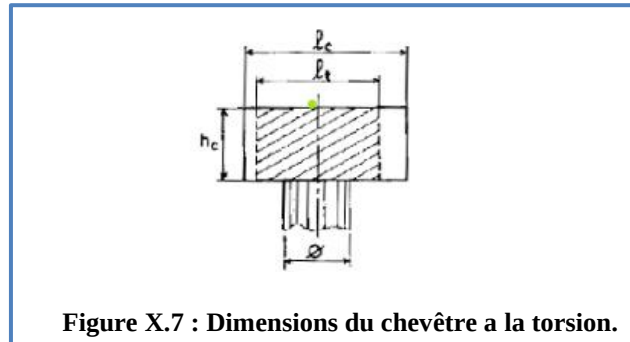


Figure X.7 : Dimensions du chevêtre a la torsion.

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \times \Omega \times b_n}$$

Avec :

B_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $B_n = H_c / 6$.

C : moment de torsion maximale par ml (extrait d'après MIDAS CIVIL)

Ω : l'aire de la torsion, $\Omega = (H_c - B_n) \times (L_T - B_n)$

La section de ferrailage est donnée par la formule suivante : $As = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2\Omega}$

P : périmètre de chevêtre. $P = (2 \times H_c - B_n) \times (2 \times L_T - B_n)$

$\overline{\sigma a}$: contrainte admissible de l'acier

Application numérique :

$L_c = 2.1 \text{ m}$ $\Phi = 5 \text{ m}$, $H_c = 1.4 \text{ m}$

$$\text{On a: } L_c \leq \Phi + H_c$$

Donc : $L_t = 2.1 \text{ m}$

D'après Midas Civil $C = 463.68 \text{ KN.m/ml}$

$$\overline{\sigma a} = \frac{f_e}{3} = 333.33 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1}{\overline{\sigma a}} \times \frac{C \times P}{2\Omega} = \frac{1}{333.33} \times \frac{463.68 \times 6.53}{2 \times 2.18} = 20.87 \text{ cm}^2.$$

Résultats : 7 HA 20, $e = 18 \text{ cm}$.

Le plan de Ferrailage de l'ensemble Pile, semelle et pieux sont présentés dans la page 183.

X.3. ETUDE DE FONDATION

La détermination du nombre de pieux nécessaire pour transmettre les charges au sol ainsi que la profondeur est fonction de la capacité portante d'un pieu (résistance de pointe q_u et frottement latérale axiale unitaire limite q_s), donnée par le rapport géotechnique, et l'effort vertical dû au tablier.

X.3.1. Ancrage des pieux

La longueur des pieux est déterminée en comparant les réactions aux capacités portantes fournies dans le rapport géotechnique. La réaction de calcul correspond à la somme des réactions verticales sur chaque pieu pour chaque combinaison de charges. Afin de déterminer la longueur optimale, plusieurs modèles ont été élaborés avec des longueurs variables, et la portance a été confrontée aux sollicitations jusqu'à l'obtention d'un rapport satisfaisant entre les deux.

Conformément aux indications du chapitre C.4 du fascicule N°62, il faut que la charge axiale de calcul en tête du pieu reste comprise entre deux limites notées $Q_{\min}$ et $Q_{\max}$ définies ci-après en fonction de la combinaison d'actions considérées :

Tableau X.6 $Q_{\max}$ et $Q_{\min}$ pour chaque état limite.

Etat limite	$Q_{\min}$	$Q_{\max}$
ELU : fondamentales	$- Q_{tu} / 1.4$	$Q_u / 1.4$
ELS : rares	$- Q_{tc} / 1.4$	$Q_c / 1.1$
ELA : sismiques	$- Q_{tu} / 1.3$	$Q_u / 1.2$

Où :

Q_u : charge limite en compression du pieu, $Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$.

Q_{tu} : charge limite en traction du pieu, $Q_u = Q_{su}$.

Q_c : charge de fluage en compression, $Q_c = 0.5 Q_{pu} + 0.7 Q_{su}$.

Q_{tc} : charge de fluage en traction, $Q_c = 0.7 Q_{su}$.

La géométrie des pieux est :

- Nombre : trois files de 3 pieux, 9 en total.
- Entraxe : 3.6 m.
- Diamètre : 1.2 m.
- Profondeur : 12 m.

X.3.2. Modèle de calcul

Le calcul de la pile s'appuie sur un modèle MIDAS CIVIL, avec une semelle de 2.00 m d'épaisseur reposant sur des pieux circulaires de 1.2 m de diamètre. La pile est modélisée par une ligne rigide centrée sur la semelle, prolonge verticalement pour représenter sa hauteur.

L'interaction sol-structure est simulée par des appuis élastiques.

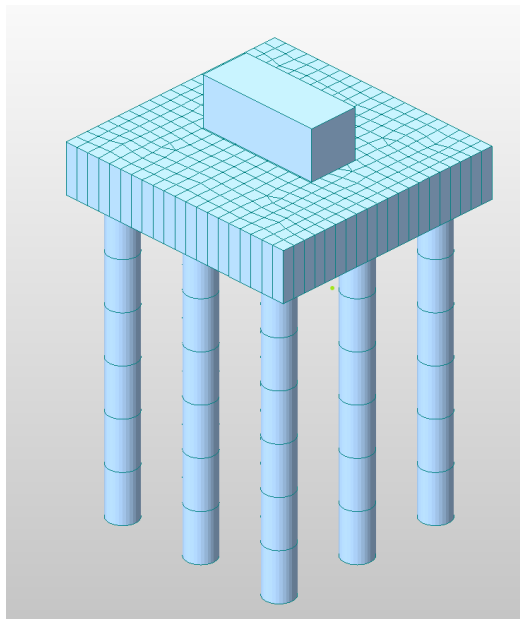


Figure X.8 : modèle de la semelle [MIDAS CIVIL].

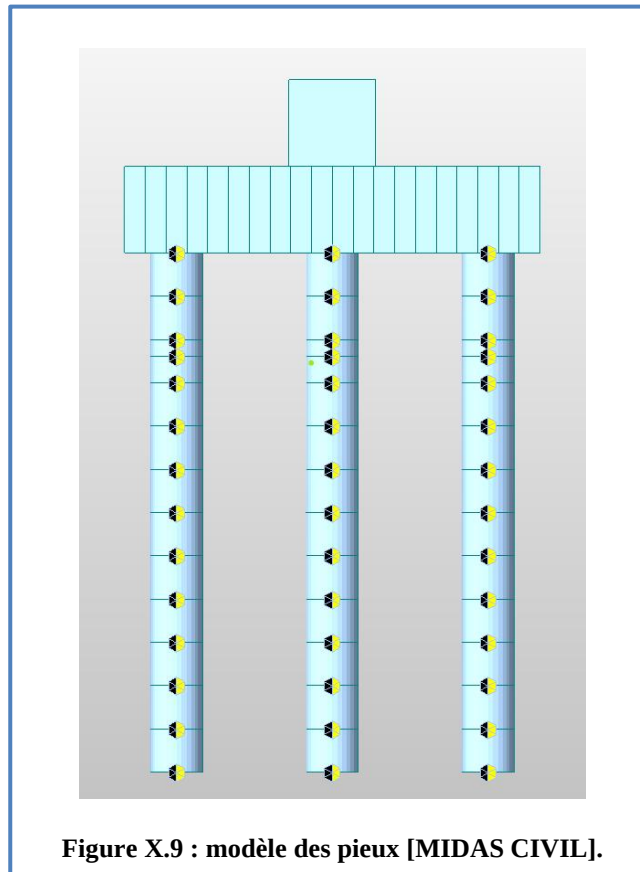


Figure X.9 : modèle des pieux [MIDAS CIVIL].

X.3.3. Modélisation du comportement transversal et axial des pieux-Ressorts horizontaux

La modélisation du comportement transversal des pieux a été réalisée conformément à l'annexe C.5 du Fascicule 62 – V, qui recommande l'utilisation de lois de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu. Ces lois d'interaction, applicables aux sollicitations de courte et de longue durée, sont présentées dans la figure suivante :

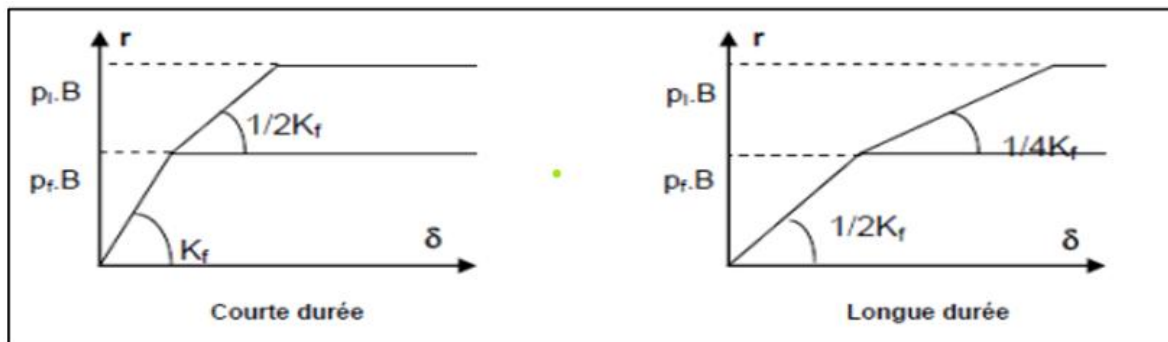


Figure X.10 : Lois d'interaction sous sollicitations de courte et de longue durée.

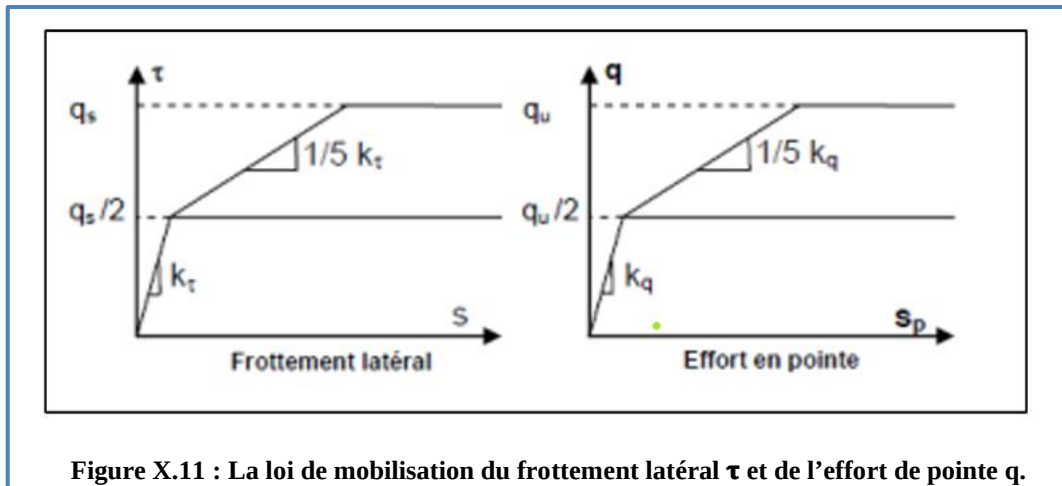
X.3.4. Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée

Le module de réaction horizontale (K_f) est déterminé à partir du module pressiométrique (EM) selon la relation suivante :

$$K_f = E_m \frac{12}{\frac{4}{3} \times \left(\frac{2.65B}{B_0}\right)^\alpha \frac{B}{B_0} + \alpha} \quad (\text{module lineique: } K_f = B \cdot K_f)$$

L'évaluation de la rigidité axiale d'un pieu isolé vis-à-vis de l'effort normal est effectuée à partir des lois de mobilisation du frottement latéral et de la résistance de pointe, conformément à l'annexe G.4 du Fascicule 62 – V.

La loi de mobilisation du frottement latéral τ en fonction du déplacement vertical (s) du pieu, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe (q) en fonction du déplacement vertical (s_p), sont illustrées par la figure suivante :



Les paramètres (K_τ) et (K_q) sont évalués à partir du module pressiométrique (E_m) selon les expressions suivantes :

- Pour les sols fins : $K_\tau = \frac{2E_m}{B}$ $K_q = \frac{11E_m}{B}$
- Pour les sols granulaires : $K_\tau = \frac{0.8E_m}{B}$ $K_q = \frac{4.8E_m}{B}$

Pour avoir les raideurs correspondantes. Ces raideurs sont ensuite multipliées par la longueur d'influence de l'appui.

Tableau X.7 : Calcul de K_f , K_τ et K_q pour une longueur de 12m.

Z (m)	E_m (Kpa)	α	L(m)	K_f (KN/m)	K_τ (KN/m)	K_q (KN/m)
-2.00	8630	0.50	0.50	8443.97	17260.00	2876.67
-3.00	5170	0.50	1.00	10117.10	20680.00	3446.67
-4.00	5890	0.50	0.70	8068.24	16492.00	2748.67
-4.40	7654	0.50	0.50	7489.00	15308.00	2551.33
-5.00	10300	0.50	0.80	16124.74	32960.00	5493.33
-6.00	14100	0.50	1.00	27592.10	56400.00	9400.00
-7.00	8900	0.50	1.00	17416.29	35600.00	5933.33
-8.00	39000	0.50	1.00	60467.79	123600.00	20600.00
-9.00	21400	0.50	1.00	41877.37	85600.00	14266.67
-10.00	30000	0.50	1.00	58706.60	120000.00	20000.00

-11.00	36300	0.50	1.00	71034.98	145200.00	24200.00
-12.00	56100	0.50	1.00	109781.34	224400.00	37400.00
-13.00	40200	0.50	1.00	78666.84	160800.00	26800.00
-14.00	50600	0.50	0.50	49509.23	101200.00	16866.67

X.3.5. Vérification d'arrachement

Les réactions axiales en tête des pieux ont été extraites du modèle Midas Civil pour chaque combinaison ELU et ELS. Conformément au Fascicule N°62 Titre V, la charge axiale de calcul doit rester comprise entre les limites Q_{min} et Q_{max} déterminées à partir des essais pressiométriques (Annexe A). Les réactions ont été comparées à ces limites afin de vérifier la conformité de chaque pieu pour l'ensemble des cas de charge étudiés.

Constatation : on remarque bien que :

$$R_{max,ELS} = 2\,401.30 \text{ kN} < Q_{max,ELS} = 5\,409.60 \text{ kN}$$

$$R_{max,ELU} = 3\,239.20 \text{ kN} < Q_{max,ELU} = 7\,179.30 \text{ kN}$$

$$R_{max,ELA} = 5\,630.20 \text{ kN} < Q_{max,ELA} = 8\,392.70 \text{ kN} \rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

$$R_{min,ELS} = 1\,950.60 \text{ kN} > 0$$

$$R_{min,ELU} = 2\,632.70 \text{ kN} > 0$$

$$R_{min,ELA} = -1\,617.40 \text{ kN} > -3\,482.6 \rightarrow \text{pas de risque de soulèvement.}$$

X.3.6. Ferrailage de la semelle sous pile

Les réactions d'appui des semelles, extraites du modèle global Midas Civil pour l'ensemble des combinaisons aux États Limites Ultimes (ELU), aux États Limites de Service (ELS) et aux États Limites Accidentels sismiques (ELA), sont regroupées dans le tableau ci-dessous.

Tableau X.8 : Réactions de la pile sur la semelle pour les différentes combinaisons de charges.

Combinaison	N(KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
ELU	18171	-3137.2	-863.2
ELS	13476.1	-2344.1	-639.4
ELA : E1	12165.79	22317.31	62481.75
ELA : E2	12098.6	74170.6	18838.25
ELA : E3	14646.16	22465.16	18842.69

X.3.6.1. Ferrailage de la semelle sous pile

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

$$0.25\% B < \rho_g < 1.5\% B \quad \text{en traction.}$$

$$0.1\% B \quad \text{en compression.}$$

En traction : $A_{smin} = 0.0025 \times 100 \times 200 = 50 \text{ cm}^2$

En compression : $A_{smin} = 0.001 \times 100 \times 200 = 20 \text{ cm}^2$

Résultats :

Tableau X.9 : les efforts extrêmes agissant sur la semelle sous pile :

Combinaison	M _{xx} (Kn.m/ml)		M _{yy} (Kn.m/ml)	
	Sup	inf	Sup	inf
ELU	-991.40	2802.45	-927.23	2239.21
ELS	-735.29	2078.97	-687.51	1661.56
ELA	-3531.25	7101.02	-3403.24	6118.15

La semelle est considérée un élément travaillant en flexion simple, le calcul de ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 x2.00 m²), le choix des armatures est le suivant :

❖ Pour M_{xx} :

Partie inférieure de la semelle :

$A_s = 76.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit :10 HA 32, avec un espacement e=10 cm.

Partie supérieure de la semelle :

$A_s = 37 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 10 HA 25, avec un espacement e=10 cm.

❖ Pour M_{yy} :

Partie inférieure de la semelle :

$A_s = 65.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 9 HA 32, avec un espacement e= 11.25 cm.

Partie supérieure de la semelle :

$A_s = 37.0 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 9 HA 25, avec un espacement e=11.25 cm.

Armatures latérales :

Des armatures de type HA 16 sont disposées avec un espacement de 20 cm dans la direction transversale et de 20 cm dans la direction longitudinale.

NOTE :

- Les armatures résistant au moment **M_{xx}** (flexion selon l'axe X) sont disposées dans la direction **transversale (Y)**.

- Les armatures résistant au moment M_{yy} (flexion selon l'axe Y) sont disposées dans la direction **longitudinale (X)**.

X.3.6.2.Ferraillage des pieux

Ferraillage longitudinal :

Tableau X.10 : les efforts extrêmes agissant sur les pieux.

Combinaison	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	-2996.3	162.19	-74.60
ELS	-2222.2	120.31	-55.47
ELA	-5629.21	-714.15	731.5

Le ferraillage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT. Cela prend en compte une section circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

$A_s=153.2\text{cm}^2$ Soit : 32HA25, avec un espacement $e=10$ cm.

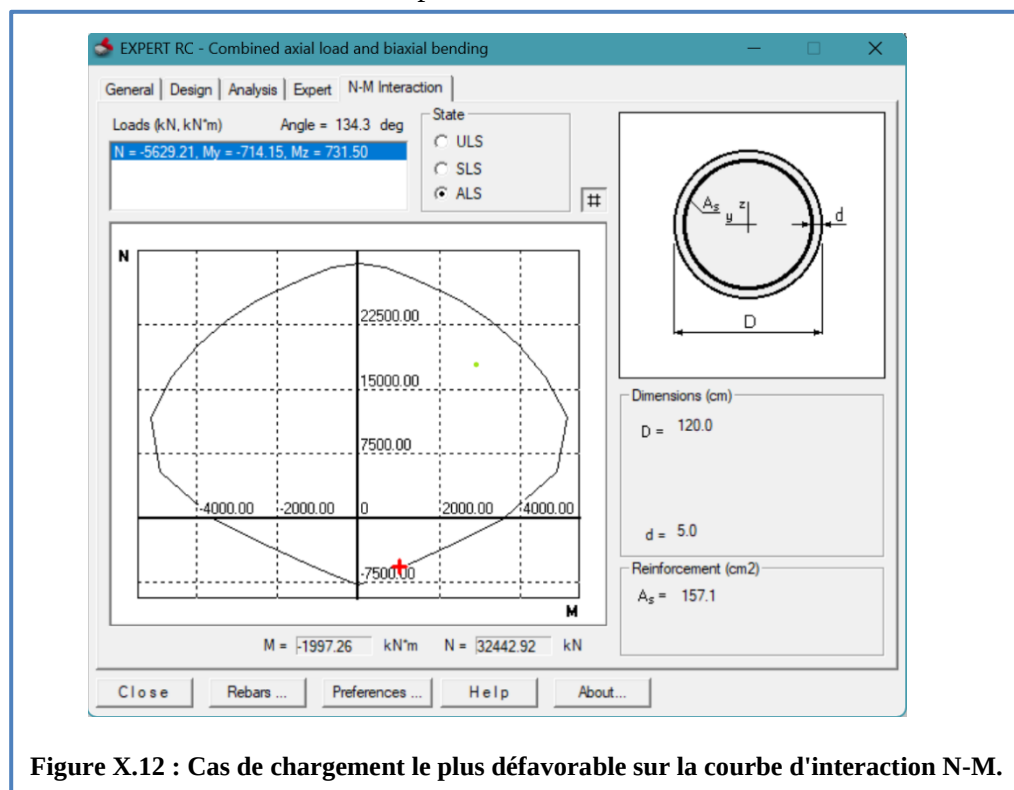
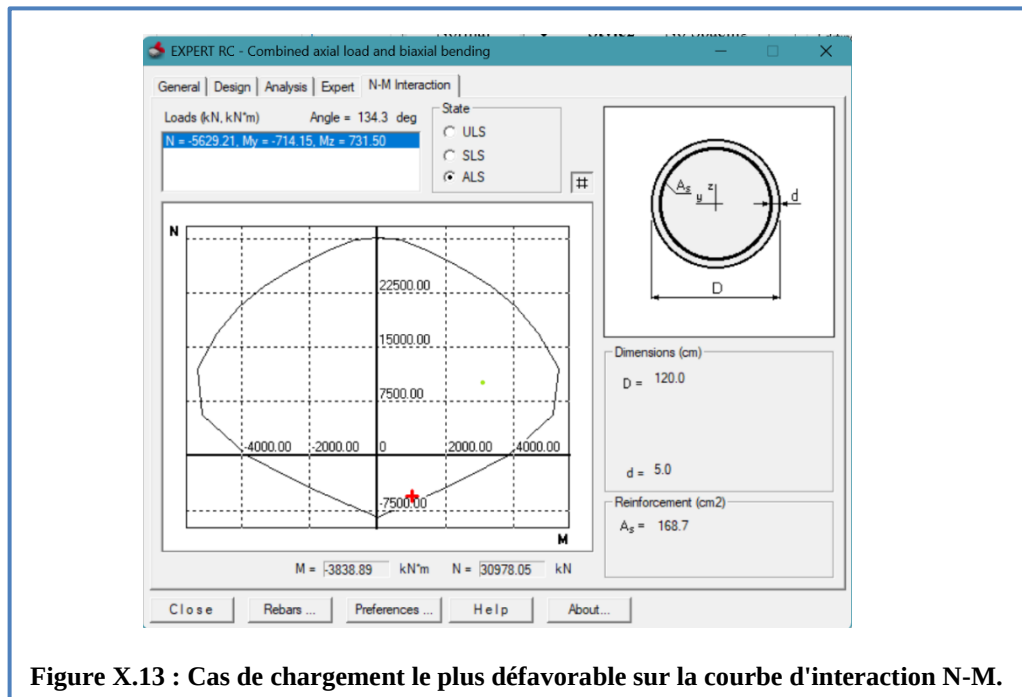


Figure X.12 : Cas de chargement le plus défavorable sur la courbe d'interaction N-M.

D'après la courbe d'interaction N-M obtenue sous Robot Expert RC, le point de chargement correspondant à $N = -5629.21$ kN, $M_y = -714.15$ kN·m et $M_z = 731.50$ kN·m se situe en dehors du domaine admissible. La section de ferraillage longitudinal calculée $A_s = 157.1$ cm² s'avère donc insuffisante. Afin de ramener le point de chargement à l'intérieur de la courbe d'interaction, il est nécessaire d'augmenter la section d'armatures longitudinales.

On choisit donc : $A_s=168.7$ cm² Soit : 21HA 32, avec un espacement $e=15$ cm.



X.3.6.3. Ferrailage Transversales des pieux

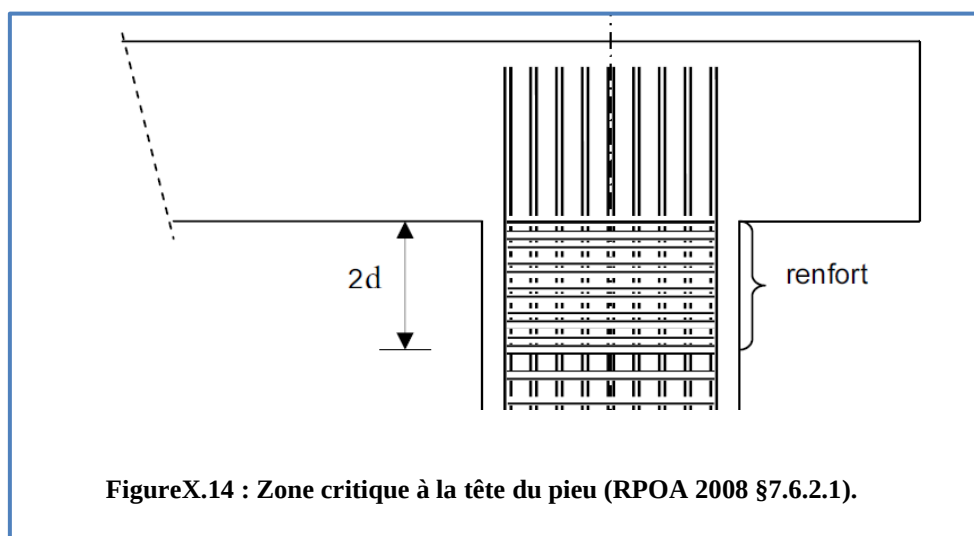
Conformément aux recommandations du RPOA 2008 §7.6.2.1.a, une zone critique est définie à proximité de la tête du pieu sur une longueur égale à deux fois le diamètre :

$$L_{zc} = 2 \times 1.20 = 2.40 \text{ m}$$

Le pieu est donc divisé en deux zones :

Figure X.11 : Zonage de ferrailage des pieux sous pile.

Zone	Nature	Début (m)	Fin (m)	Longueur (m)
1	Critique	0.00	2.40	2.40
2	Courante	2.40	12.00	9.60



Données géométriques :

- Diamètre du pieu : $D = 120 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$
- Longueur totale du pieu : $L_p = 12 \text{ m}$
- Armatures longitudinales : HA 32
- Armatures transversales : HA 16

Volume d'une cerce :

$$D_{cerce} = D - 2c = 120 - 2 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$L_{cerce} = \pi \times 110 = 345.58 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi \times 1.4^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$V_{cerce} = 1.539 \times 345.58 = 694.96 \text{ cm}^3$$

Volume d'un mètre linéaire de pieu :

$$V_{1m} = \frac{\pi \times 120^2}{4} \times 100 = 1\,130\,973 \text{ cm}^3/\text{ml}$$

Pourcentages volumiques minimaux (RPOA §7.6.2.2.b) :

Avec $d = 1.20 \text{ m}$:

- Zone courante : $0.40\%/d = 0.40\%/1.20 = 0.33\% \rightarrow$ plafonné à **0.40%**
- Zone critique : $0.80\%/d = 0.80\%/1.20 = 0.67\% \rightarrow$ plafonné à **0.80%**

Volume d'acier minimal par mètre :

$$V_{acier,courante} = 0.0040 \times 1\,130\,973 = 4\,523.89 \text{ cm}^3$$

$$V_{acier,critique} = 0.0080 \times 1\,130\,973 = 9\,047.78 \text{ cm}^3$$

TableauX.12 : Nombre minimal de cerces par mètre et espacement maximal

Combinaison	$V_{acier,min} \text{ (cm}^3\text{)}$	n_{min}/m	$S_{t,max} \text{ (cm)}$
Courante	4523.89	6.51	15.36
Critique	9047.78	13.02	7.68

Condition RPOA §7.6.2.2.b — espacement $\leq 12 \times \Phi I$:

$$S_t \leq 12 \times 32 = 384 \text{ mm} = 38.4 \text{ cm}$$

La condition volumique est plus restrictive et gouverne dans les deux zones.

Espacement retenu :

- **Zone critique** (0.00 m → 2.40 m) : $S_{t,max} = 6.44 \text{ cm} \rightarrow St = 7 \text{ cm}$
- **Zone courante** (2.40 m → 12.00 m) : $S_{t,max} = 11.76 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

Dans la zone critique, on utilisera une double cerce HA16 avec un espacement de 10 cm, tandis que dans la zone courante, une seule cerce HA16 avec un espacement de 15 cm sera mis en place.

X.4.ETUDE DE LA CULEE

Les culées constituent les appuis de rive d'un pont et représentent des éléments essentiels de l'infrastructure, assurant la liaison entre le tablier et le sol d'assise. Elles remplissent un double rôle : celui d'appui, en transmettant les charges du tablier vers les fondations, et celui de mur de soutènement, en reprenant les poussées des terres de remblai situées en arrière.

Compte tenu des contraintes naturelles et fonctionnelles du site, notamment la présence de remblais d'accès à l'ouvrage, une culée de type remblayée a été retenue. Ce type de culée se présente généralement sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté d'un mur de garde-grève et prolongé latéralement par des murs en retour ou en ailes.

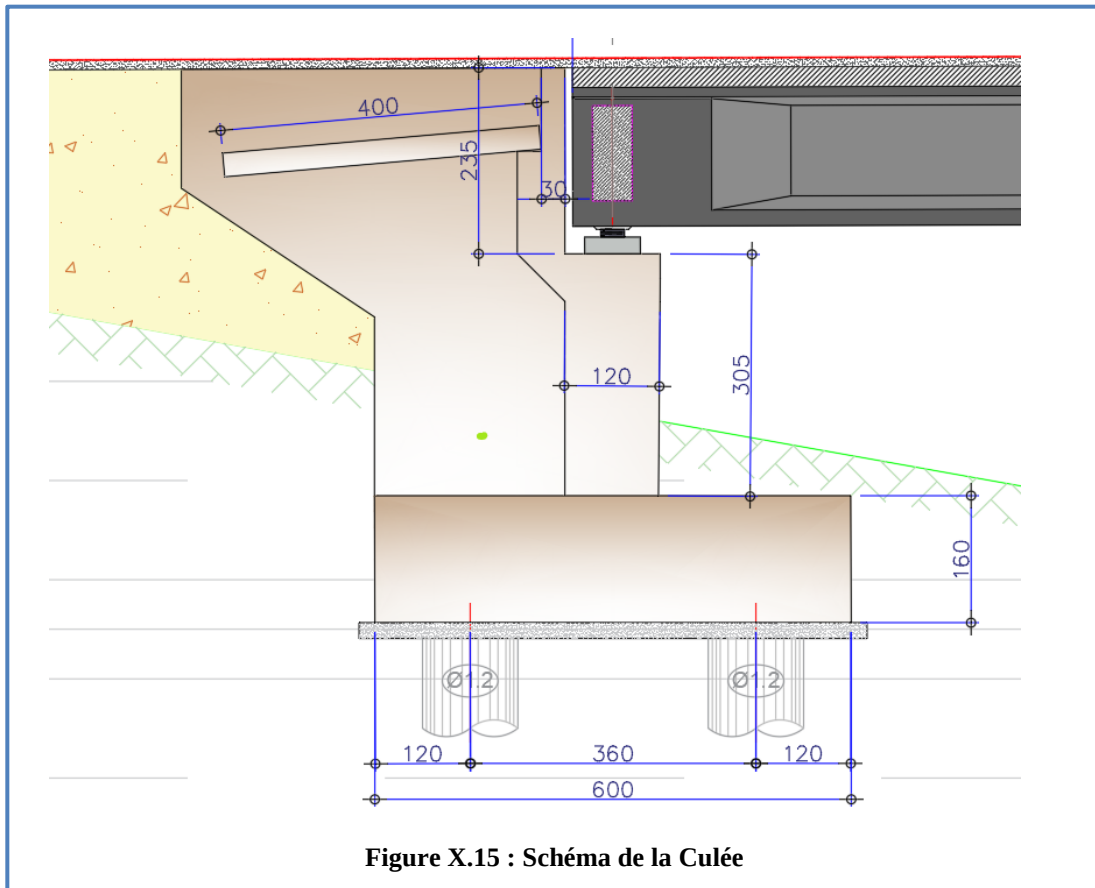
X.4.1. Dimensionnement de la culée

Les dimensions de la culée ont été déterminées au chapitre III. Le tableau ci-dessous récapitule les dimensions retenues pour la culée étudiée.

Tableau X.13. Les dimensions de la culée.

Elément	Dimensions (m)	Elément	Dimensions (m)
Mur frontal	$h = 3.05$	Dalle de transition	$h = 0.30$
	$l = 10$		$l = 9$
	$e = 1.2$		$b = 4.00$
Mur de garde de grève	$h = 2.35$	Corbeau	$b = 0.50$
	$l = 10$		$l = 10$
	$e = 0.3$		$S = 0.65 \text{ m}^2$
Mur en retour	$e = 0.5$	Semelle	$h = 1.6$
			$l = 10$
			$b = 6$

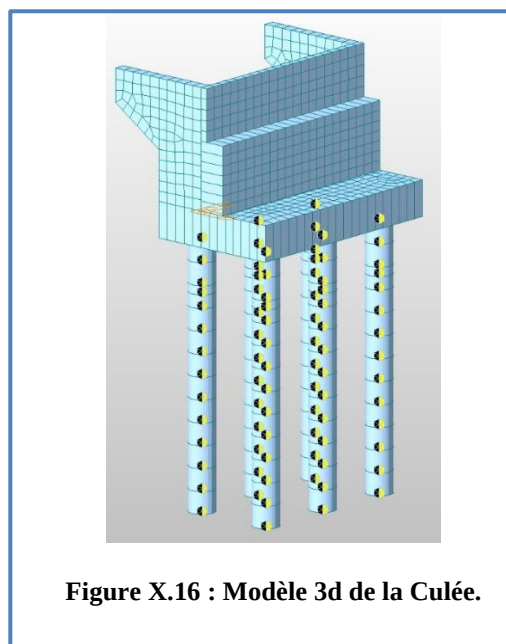
La figure X.15 : illustre un schéma représentatif des dimensions de la culée N°1.



X.4.2. Modèle de calcul

Pour le dimensionnement de la culée, une modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel MIDAS Civil. Les différents éléments constitutifs de la culée sont représentés par des éléments de type plaque, avec des épaisseurs correspondant aux dimensions réelles des composants. Ces éléments sont reliés entre eux par des liaisons rigides.

Les pieux de fondation sont modélisés par des éléments de type barre, tandis que l'interaction sol-structure est prise en compte au moyen d'appuis élastiques.



X.4.3. Détermination des sollicitations

X.4.3.1. Action du tablier

Nous allons introduit les réactions des cas de charges de modèle globale. Les combinaisons seront reproduites sur le modèle de la culée.

Tableau X.14 : Action du tablier sur la culée.

Combinaison	F_x (KN)	F_y (KN)	F_z (KN)
ELU	-0.32	19.79	-1845.08
ELS	-0.24	14.73	-863.2
ELA : E1	130.03	447.15	-919.56
ELA : E2	431.33	143.9	-493.97
ELA : E3	129.61	145.92	-306.58

X.4.3.2. Action Permanente

❖ Poids propre :

Le poids propre des structures de fondation et d'élévation est déterminé directement par le logiciel à partir des volumes de chaque élément et du poids volumique du béton armé, pris égal à :

$$\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$$

❖ Poids et poussée des terres :

Dans l'étude des actions appliquées aux culées, il convient de prendre en compte le poids des terres agissant verticalement sur les semelles ainsi que la poussée des terres exercée sur toute la hauteur de la culée.

Étant donné que le terrain présente une surface horizontale (angle $\beta = 0$), la contrainte verticale due au poids du sol, à une profondeur z , est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma_{sol} \times z$$

La contrainte horizontale à cette même profondeur s'écrit :

$$\sigma_h = \gamma_{sol} \times z \times K_a$$

La résultante de cette poussée, de distribution triangulaire, est exprimée par :

$$P_h = 0.5 \times \gamma_{sol} \times z^2 \times K_a$$

Cette résultante s'applique à la profondeur : $Z_p = \frac{2}{3} z$

Le calcul de la poussée statique et les charges d'inertie, effectué avec les hypothèses classiques, conduit à :

$$K_a = 0.33; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ kN/m}^3.$$

Tableau X.15 : Poids et Pousse des terres.

Z(m)	F _v (KPa)	F _h (KPa)
0	0	0
2.35	42.3	13.96
5.4	97.2	32.076
7	126	41.58
Résultantes des pousses sur la semelle	-	87.616
Point d'application (m)	-	6.2
Moment a la base de la semelle	-	70.1

X.4.3.3. 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 d'inertie sur la culée :

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

On détermine les sollicitations au pied du mur frontal et au niveau inférieur de la semelle. Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$F_h = W \times k_h; F_v = W \times k_v.$$

Tel que :

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

$k_v = 0.3 k_h$.

W : le poids des masses considérées comme participantes à l'action sismique.

Tableau X.16: Effort d'inertie sismique de la structure.

	F _{ih} (Kpa)	F _{iv} (KPa)
MGG	2.25	5.2875
MF	9	6.8625
MR	3.75	12.12
Semelle	12	3.6

❖ Efforts d'inertie du remblai

Dans cette étude, les remblais situés sur la semelle entre les murs en retour sont pris en compte. Les forces d'inertie associées sont déterminées suivant la même démarche que celle adoptée pour les éléments de la culée.

Caractéristiques géométriques du remblai :

- Largeur du talon : 2.4 m
- Hauteur du remblai derrière le mur : 5.4 m

Les efforts d'inertie obtenus sont les suivants :

- Force d'inertie horizontale du remblai :

$$F_{ih,rmbl} = 12.96 \text{ kPa}$$

- Force d'inertie verticale du remblai :

$$F_{iv,rmbl} = 8.748 \text{ kPa}$$

❖ 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.17 : Coefficient de calcul de la poussée dynamique.

$\gamma(\text{kN/m}^3)$	18.00	$\theta 1^\circ (1+k_v)$	15.39
$\varphi^\circ =$	30.00	$\theta 2^\circ (1-k_v)$	18.24
$k_h =$	0.30	$K_{ad} (1+k_v)$	0.54
$k_v =$	0.09	$K_{ad} (1-k_v)$	0.6

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

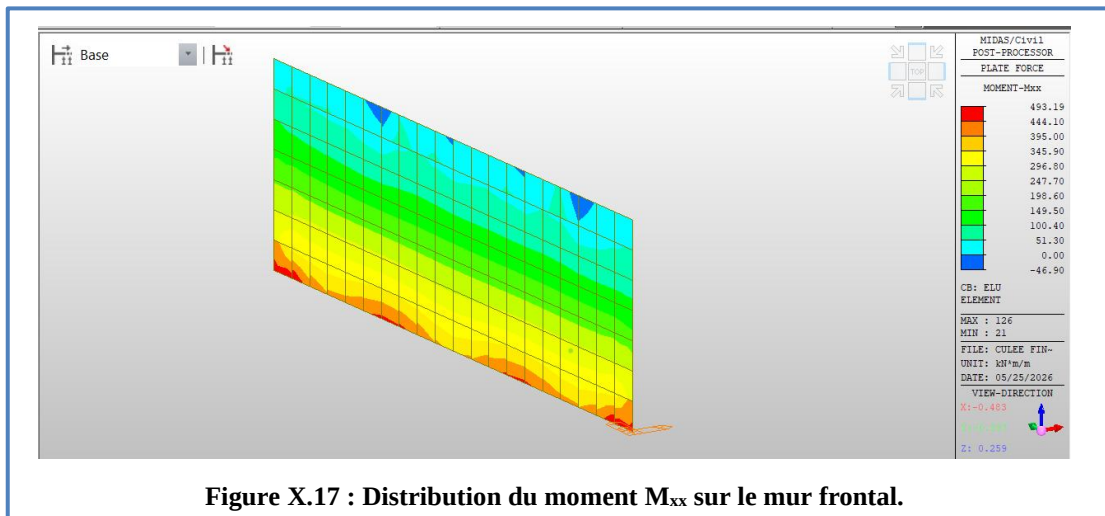
Tableau X.18 : Calcul des poussées dynamiques.

Désignation	Kad	Fad (KN/ml)	Fad (KPa)
$P_{ad} (1+k_v)$	0.6	240.786	34.4
$P_{ad} (1-k_v)$	0.54	259.57	37.08

X.4.4. Ferrailage des éléments de la culée

X.4.4.1. Mur frontal

Le mur frontal, considéré encastré 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.

Figure X.17 : Distribution du moment M_{xx} sur le mur frontal.

Le ferrailage vertical du mur est calculé avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 1.2 \text{ m}^2$ travaillant en flexion composée.

Note :

Le moment M_{xx} agit perpendiculairement à l'axe Y, qui représente la direction verticale du mur frontal dans le repère local. De même, le moment M_{yy} agit perpendiculairement à l'axe X, qui représente la direction transversale du mur frontal dans le repère local.

Les efforts défavorables de calcul sont définis dans le tableau suivant :

Tableau X.19 : Les sollicitations défavorables du mur frontal dans le sens x-x.

ELS		ELU		ELA	
$M_{xx,max}$	354.63 kN.m/ml	$M_{xx,max}$	493.19 kN.m/ml	$M_{xx,max}$	1190.84 Kn.m/ml
N_{cor}	-1189 kN/ml	N_{cor}	-1751 kN/ml	N_{cor}	-1189.73 Kn.m/ml
$M_{xx,min}$	-33.47 kN.m/ml	$M_{xx,min}$	-46.9 kN.m/ml	$M_{xx,max}$	-61.7 Kn.m/ml
N_{cor}	-910 kN/ml	N_{cor}	-1156 kN/ml	N_{cor}	-498.7 Kn.m/ml

Tableau X.20 : Les sollicitations défavorables du mur frontal dans le sens y-y.

ELS		ELU		ELA	
$M_{yy\max}$	142.35 kN.m/ml	$M_{yy\max}$	195.96 kN.m/ml	$M_{yy\max}$	279.89 KN.m/ml
N_{cor}	-186.79 kN/ml	N_{cor}	-423.75 kN/ml	N_{cor}	-211.93 KN/ml
$M_{yy\min}$	-76.65 kN/ml	$M_{yy\min}$	-106.93 kN/ml	$M_{yy\max}$	-135.21 KN.m/ml
N_{cor}	-186.79 kN/ml	N_{cor}	-423.5 kN/ml	N_{cor}	-211.93 K/ml

NOTE :

Les moments M_{xx} min et M_{yy} min correspondent au côté extérieur du mur. Les moments M_{xx} max et M_{yy} max correspondent au côté remblai.

Résultats :

- Ferraillage Verticale (côté remblais) :

$A_s = 36.8 \text{ cm}^2$; Soit : 8 HA25/ml, avec $St = 12.85 \text{ cm}$.

- Ferraillage Verticale (côté extérieurs) :

$A_s = 19.5 \text{ cm}^2$; Soit : 8 HA20/ml, avec $St = 12.85 \text{ cm}$.

- Ferraillage Horizontale (côté remblais) :

$A_s = 12 \text{ cm}^2$; Soit : 6HA16/ml, avec $St = 18 \text{ cm}$.

- Ferraillage Horizontale (côté extérieurs) :

$A_s = 12 \text{ cm}^2$, soit : 6HA16/ml, avec $St = 18 \text{ cm}$.

X.4.4.2. Mur garde de 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.

Tableau X.21 : Evaluations des efforts agissant sur le mur garde grève.

ELS		ELU		ELA	
$M_{xx\max}$	39.82 kN.m/ml	$M_{xx\max}$	54.98 kN.m/ml	$M_{xx\max}$	81.7
$M_{xx\min}$	-11.95 kN/ml	$M_{xx\min}$	-16.18 kN/ml	$M_{xx\min}$	-50.96
$M_{yy\max}$	191.39 kN/ml	$M_{yy\max}$	261.48 kN/ml	$M_{yy\max}$	392.72
$M_{yy\min}$	-36.96 kN/ml	$M_{yy\min}$	-50.46 kN/ml	$M_{yy\min}$	-75.71

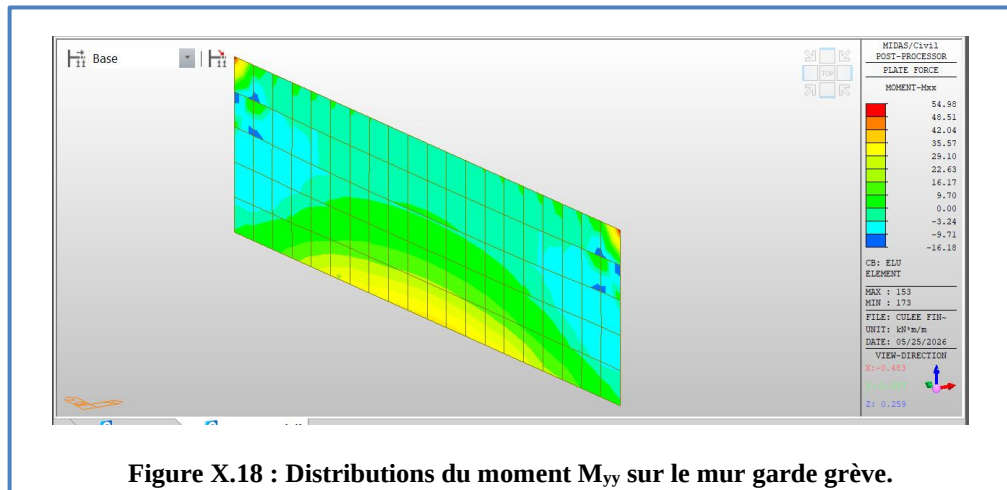
Figure X.18 : Distributions du moment M_{yy} sur le mur garde grève.

Tableau X.22 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MGG.

AS/sens	Φ (mm)	Espacement (cm)	AS cm ² /ml
AS x-côté remblais	5HA16	18	7
AS x-côté extérieurs	5HA16	18	4.2
AS y- (côté remblais)	8HA25	11.25	37.9
As y- (côté extérieurs)	8HA16	11.25	6.2

Note :

Les armatures $A_{s,x}$ désignent les aciers disposés dans la direction transversale (axe Y), en tant qu'armatures résistant au moment M_{xx} . De même, les armatures $A_{s,y}$ désignent les aciers disposés dans la direction verticale (axe X), en tant qu'armatures résistant au moment M_{yy} .

X.4.4.3. 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 un logiciel de calcul (Midas Civil). Le mur en retour est supposé encasturer sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Les poussées des terres.
- Les poussées des surcharges de remblais.
- Les réactions transversales des appareils d'appuis transversaux.
- Poids propre du mur.

Le modèle de calcul du mur en retour à l'aide du logiciel est illustré dans la figure suivante :

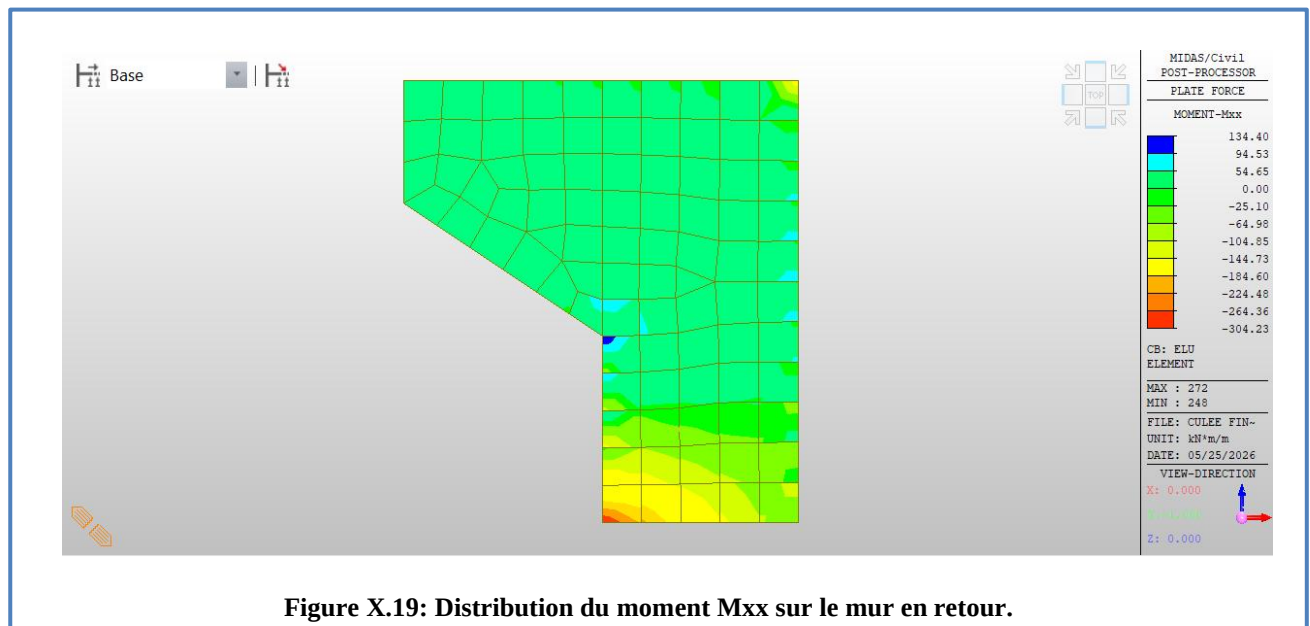


Figure X.19: Distribution du moment Mxx sur le mur en retour.

Tableau X.23 : Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y pour MR.

		$M_{\max, ELS}$ (kN.m/ml)	$M_{\max, ELU}$ (kN.m/ml)	$M_{\max, ELA}$ (kN.m/ml)	As (cm ²)	Armature
Sens Verticale	Côté remblai	-225.17	-304.4	-419.36	22.4	5HA25
	Côté extérieur	99.44	134.4	182.49	9.5	5HA16
Sens Horizontale	Côté remblai	-105.4	-142.31	-197.03	10.1	5HA16
	Côté extérieur	36.18	48.67	65.4	4.9	5HA16

X.4.4.4. 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 reposée 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.24 : Evaluation des efforts de la dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (kN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7.5	15	15
Revêtement	1.92	3.84	3.84
Remblai	16.2	32.4	32.4
Surcharges	10	20	20

Résultats :

$$M_{\text{ser}} = M_G + 1.2 M_Q = 75.24 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{\text{ser}} = V_G + 1.2 V_Q = 75.24 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 101.17 \text{ kN.m/ml.}$$

$$V_{ult} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 101.17 \text{ kN/ml.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert en flexion simple en considérant une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.3 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principale : $A_s = 13.5 \text{ cm}^2$; Soit : 5HA20/ml, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 5HA14/ml, avec $St = 20 \text{ cm}$.
- Ferrailage transversal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : 5HA14/ml, avec $St = 20 \text{ cm}$.

X.4.4.5. 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, $L = 4 \text{ m}$.

q : la charge appliquée sur la dalle, **q = 25.62 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 moments de calcul aux états limites sont :

$$R = 75.24 \text{ kN/ml à l'ELS ; } R = 101.17 \text{ kN /ml à l'ELU.}$$

Le ferrailage principal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT-Expert pour une section rectangulaire de dimensions : $1 \times 0.65 \text{ m}^2$.

Résultats :

- Ferrailage principal : $A_s = 13.2 \text{ cm}^2$; Soit : 7HA16/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Armatures de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 7HA12/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.
- Ferrailage horizontal : $A_{st} = A_s/4$; Soit : HA10/ml, avec $St = 15 \text{ cm}$.

X.4.5. Ferrailage des éléments du semelles

Tableau X.25 : Evaluation des efforts agissant sur la semelle sur culée.

Combinaison	M _{xx} (KN.m/ml)		M _{yy} (KN.m/ml)	
	Sup	inf	Sup	inf
ELU	2324.37	-4231.59	447.33	-1601.94
ELS	1622.58	-3030.68	311.78	-1297.22
ELA	2165.84	-5411.01	850.13	-2219.26

La semelle est considérée un élément travaillant en flexion simple, le calcul de ferrailage se fait avec le logiciel ROBOT-Expert en considérant une section rectangulaire (1 x 1.60 m²), le choix des armatures est le suivant :

❖ Pour M_{xx} :

Partie inférieure de la semelle :

$A_s = 88.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 2 × 6 HA32, avec un espacement $e=18 \text{ cm}$.

Partie supérieure de la semelle :

$A_s = 45.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 6 HA 32, avec un espacement $e=18 \text{ cm}$.

❖ Pour M_{yy} :

Partie inférieure de la semelle :

$A_s = 36.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 8 HA 25, avec un espacement $e=12 \text{ cm}$.

Partie supérieure de la semelle :

$A_s = 15.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 8 HA 16, avec un espacement $e=12 \text{ cm}$.

Armatures latérales :

Des armatures de type HA 14 sont disposées avec un espacement de 10 cm dans la direction transversale et de 15 cm dans la direction longitudinale.

NOTE :

- Les armatures résistant au moment M_{xx} (flexion selon l'axe X) sont disposées dans la direction **transversale (Y)**.
- Les armatures résistant au moment M_{yy} (flexion selon l'axe Y) sont disposées dans la direction **longitudinale (X)**.

X.4.6. Ferrailage des Pieux

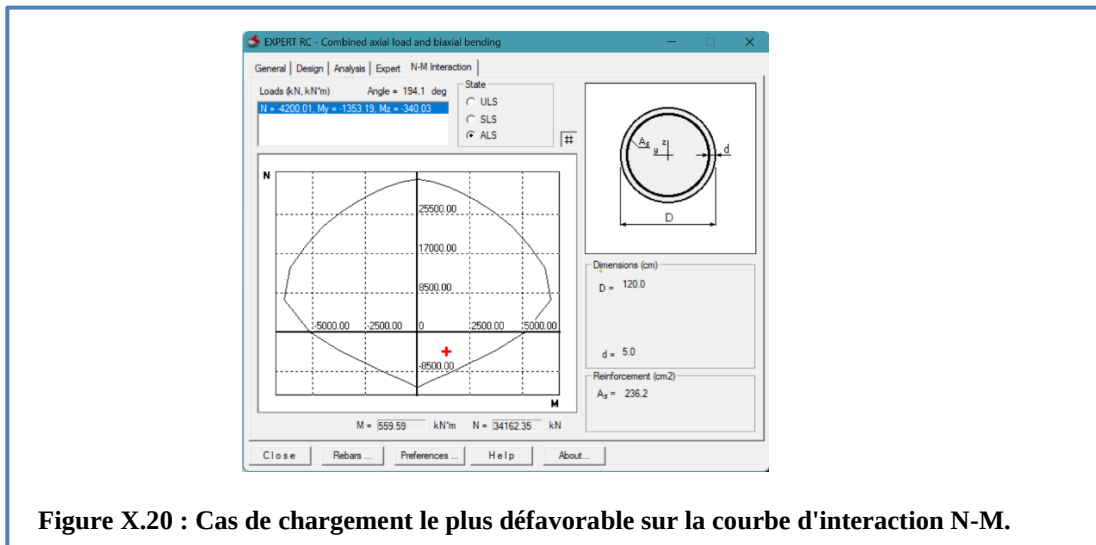
X.4.6.1. Ferrailage longitudinale

Tableau X.26 : les efforts extrêmes agissant sur les pieux.

Combinaison	N(KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)
ELU	-4188.76	-1129.44	64.65
ELS	-2957.82	-809.67	47.54
ELA	-4200.01	-1353.19	-340.03

Le ferrailage est calculé à l'aide du logiciel ROBOT EXPERT. Cela prend en compte une section circulaire d'un diamètre 1.2m, en flexion composée déviée. On trouve :

AS=236.2 cm² Soit : 30 HA32, avec un espacement e=10 cm.



X.4.6.2. Ferrailage Transversale

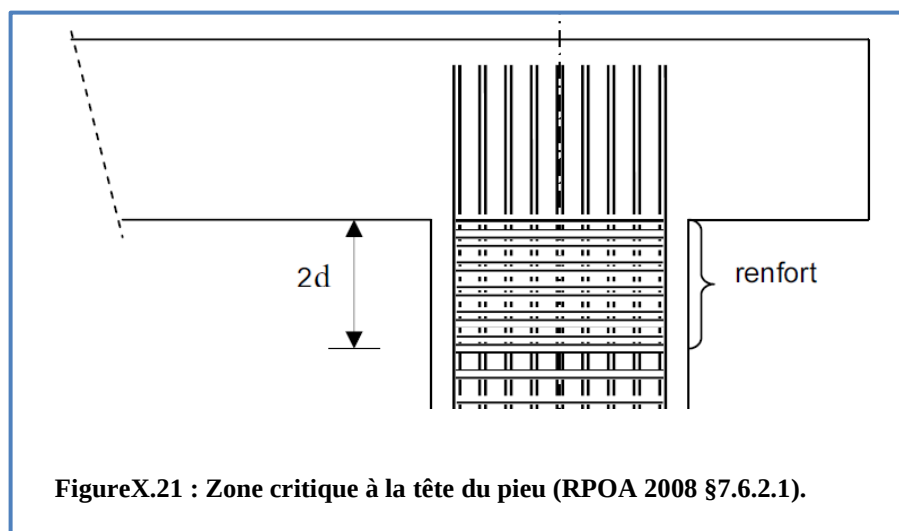
Conformément aux recommandations du RPOA 2008 §7.6.2.1.a, une zone critique est définie à proximité de la tête du pieu sur une longueur égale à deux fois le diamètre :

$$L_{zc} = 2 \times 1.20 = 2.40 \text{ m}$$

Le pieu est donc divisé en deux zones :

Tableau X.27 : Zonage de ferrailage des pieux sur culée.

Zone	Nature	Début (m)	Fin (m)	Longueur (m)
1	Critique	0.00	2.40	2.40
2	Courante	2.40	12.00	9.60



Données géométriques :

- Diamètre du pieu : $D = 120 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = 5 \text{ cm}$
- Longueur totale du pieu : $L_p = 12 \text{ m}$
- Armatures longitudinales : HA 32
- Armatures transversales : HA 16

Volume d'une cerce :

$$D_{cerce} = D - 2c = 120 - 2 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$L_{cerce} = \pi \times 110 = 345.58 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\pi \times 1.4^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

$$V_{cerce} = 1.539 \times 345.58 = \mathbf{694.96 \text{ cm}^3}$$

Volume d'un mètre linéaire de pieu :

$$V_{1m} = \frac{\pi \times 120^2}{4} \times 100 = \mathbf{1\,130\,973 \text{ cm}^3/ml}$$

Pourcentages volumiques minimaux (RPOA §7.6.2.2.b) :

Avec $d = 1.20 \text{ m}$:

- Zone courante : $0.40\%/d = 0.40\%/1.20 = 0.33\% \rightarrow$ plafonné à **0.40%**
- Zone critique : $0.80\%/d = 0.80\%/1.20 = 0.67\% \rightarrow$ plafonné à **0.80%**

Volume d'acier minimal par mètre :

$$V_{acier,courante} = 0.0040 \times 1\,130\,973 = 4\,523.89 \text{ cm}^3$$

$$V_{acier,critique} = 0.0080 \times 1\,130\,973 = 9\,047.78 \text{ cm}^3$$

TableauX.28 : Nombre minimal de cerces par mètre et espacement maximal

Combinaison	$V_{acier,min} \text{ (cm}^3\text{)}$	n_{min}/m	$S_{t,max} \text{ (cm)}$
Courante	4523.89	6.51	15.36
Critique	9 047.78	13.02	7.68

Condition RPOA §7.6.2.2.b — espacement $\leq 12 \times \Phi I$:

$$S_t \leq 12 \times 25 = 384 \text{ mm} = 38.4 \text{ cm}$$

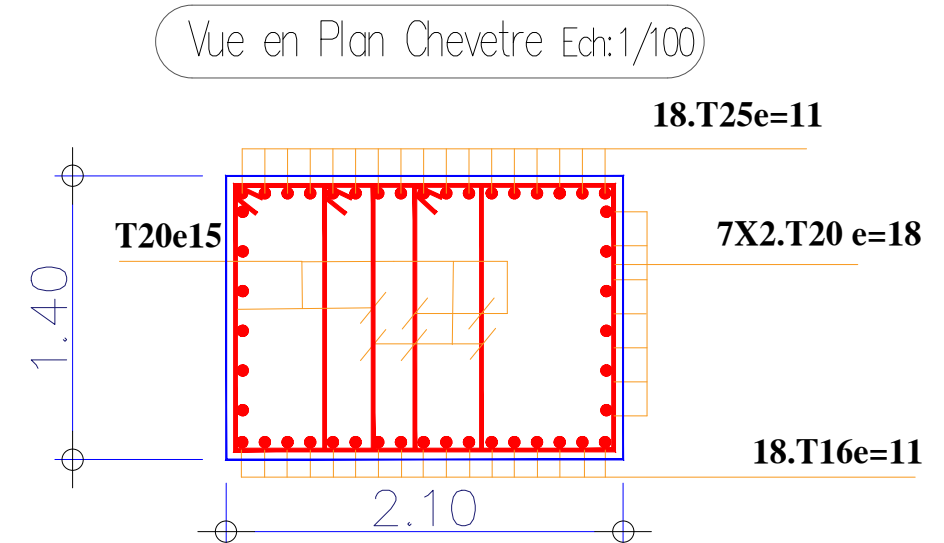
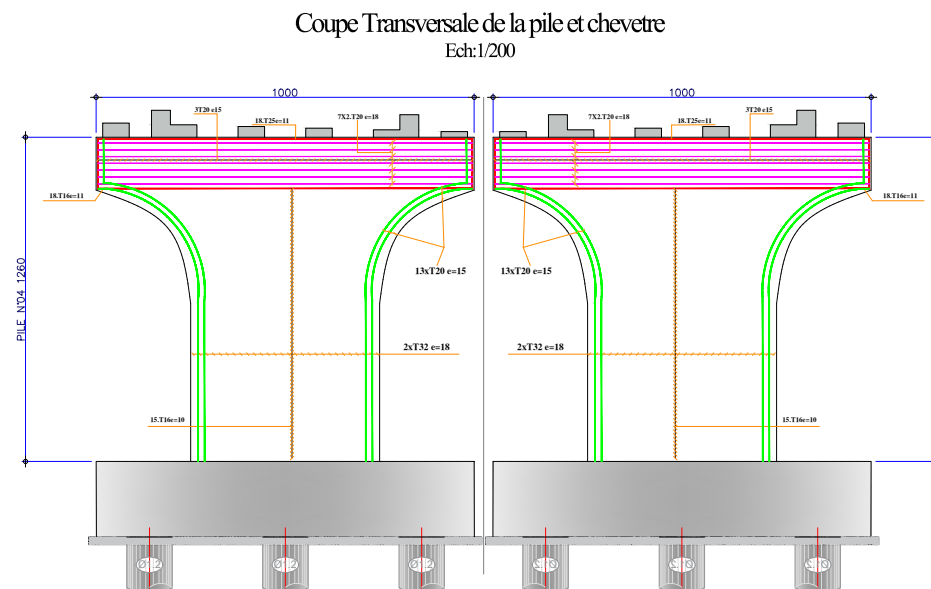
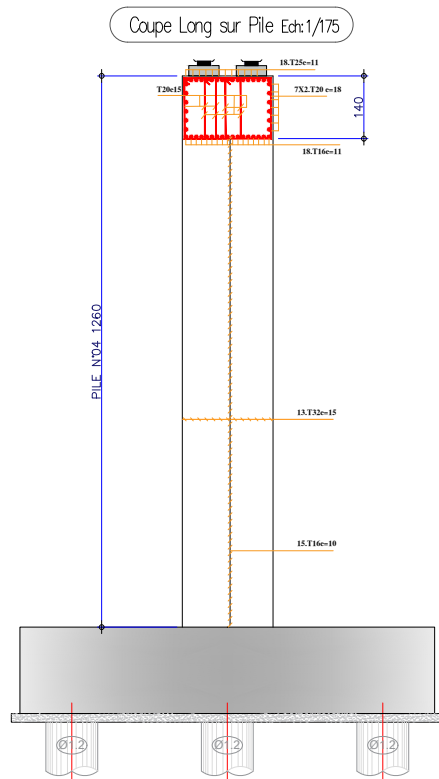
La condition volumique est plus restrictive et gouverne dans les deux zones.

Espacement retenu :

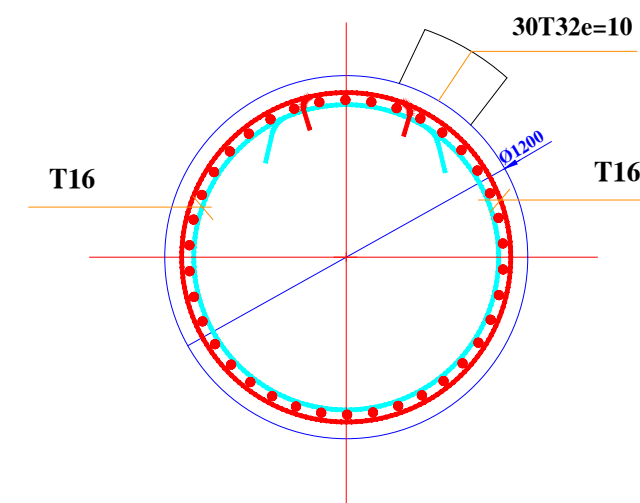
- **Zone critique** (0.00 m → 2.40 m) : $S_{t,max} = 7.68 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 7 \text{ cm}}$
- **Zone courante** (2.40 m → 12.00 m) : $S_{t,max} = 15.36 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$

Dans la zone critique, on utilisera une double cerce HA16 avec un espacement de 10 cm, tandis que dans la zone courante, une seule cerce HA16 avec un espacement de 15 cm sera mis en place.

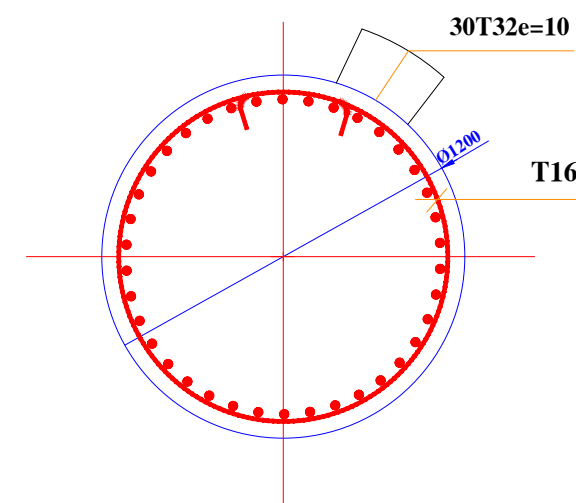
Plan de ferrailage de l'ensemble de la culée, semelle et pieux sont présentés dans la page 183 avec un tableau explicatif des armatures en page 184.



Coupe 1-1 Ech:1/25



Coupe 2-2 Ech:1/25



HYPOTHESES DE CALCUL

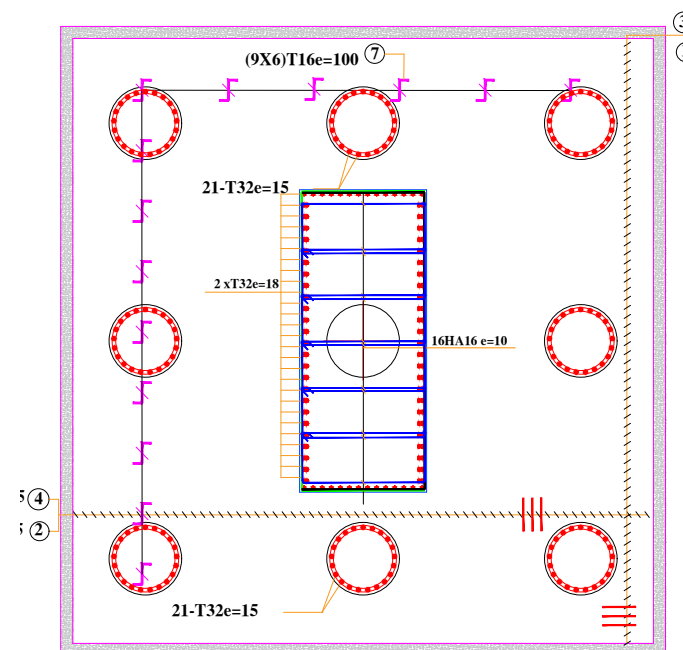
MATERIAUX:

ACIER: Fe E 500

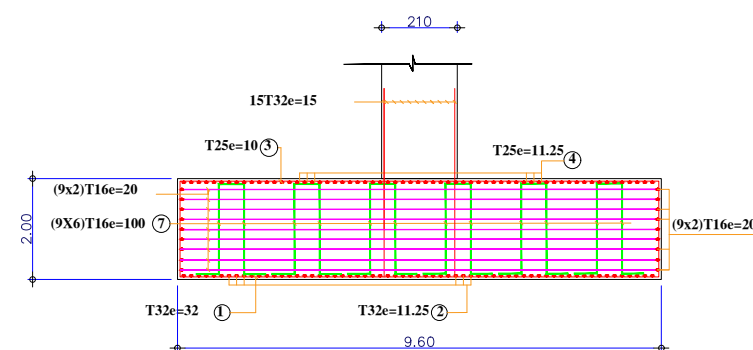
BETON: C30/C40

ENROBAGE :5.0 cm

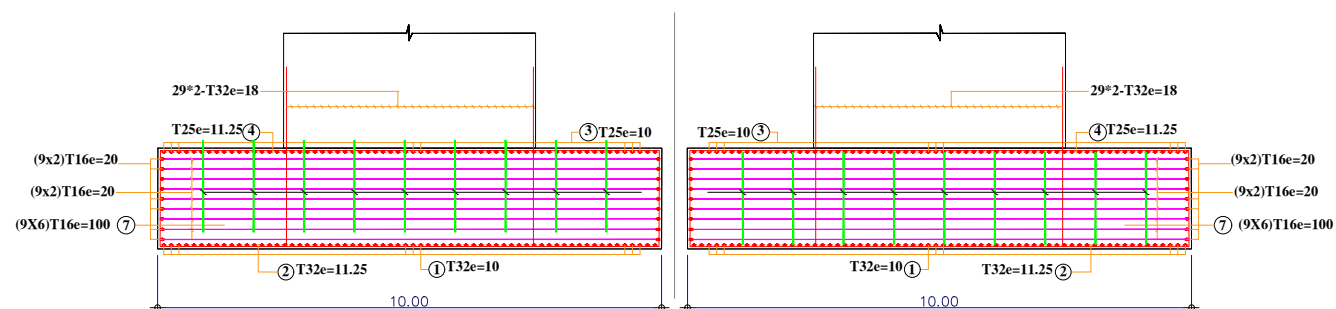
Ferrillage de la pile vue en plan sur semelle Ech:1/125



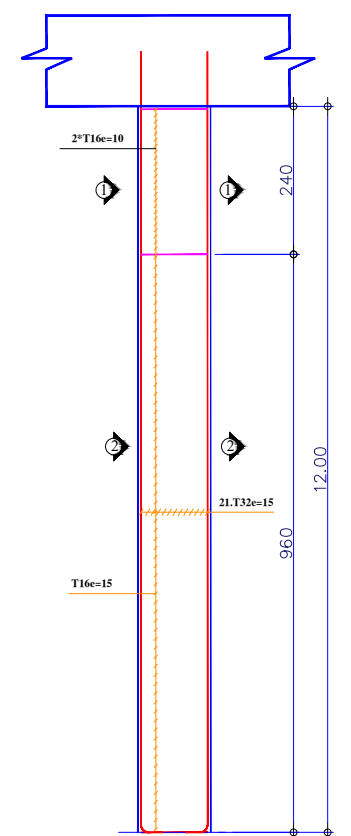
Coupe Long sur Semelle Ech:1/150



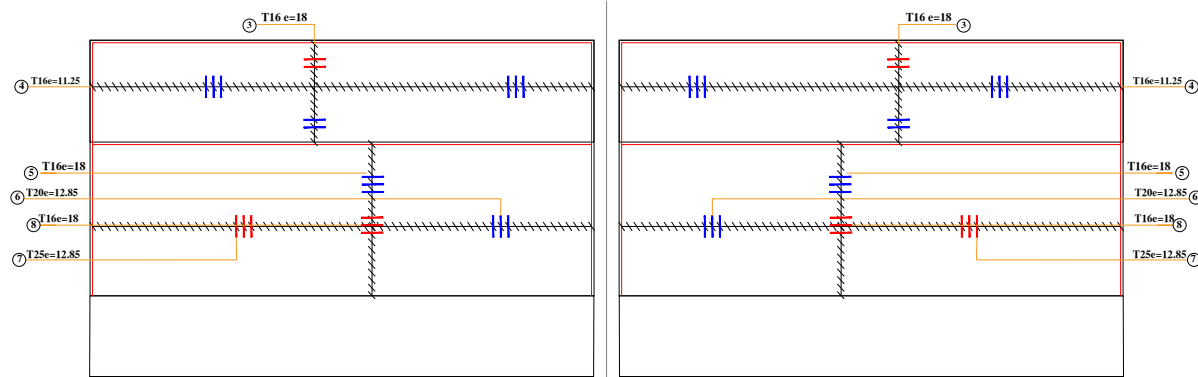
Coupe Transversale sur Semelle Ech:1/150



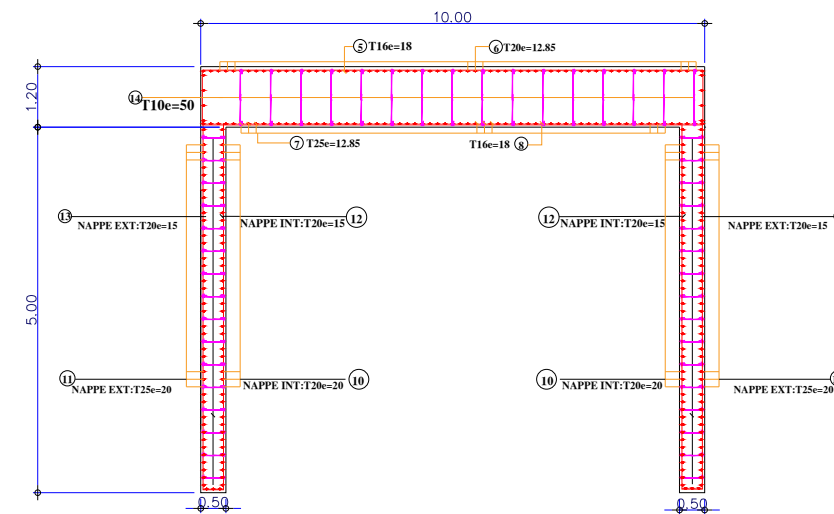
Coupe Long sur Pieu Ech:1/125



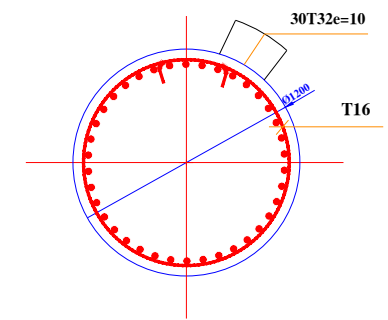
Coupe Transversale sur la Culée (MF,MCG) Ech:1/125



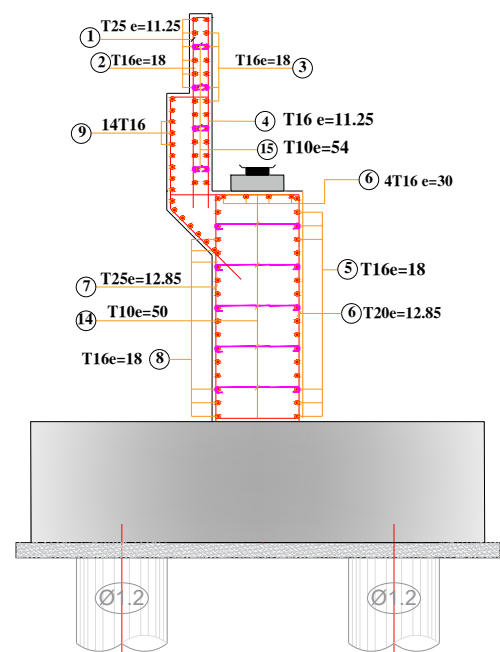
Vue en plan sur Mur Frontale et Mur en Retour Ech:1/125



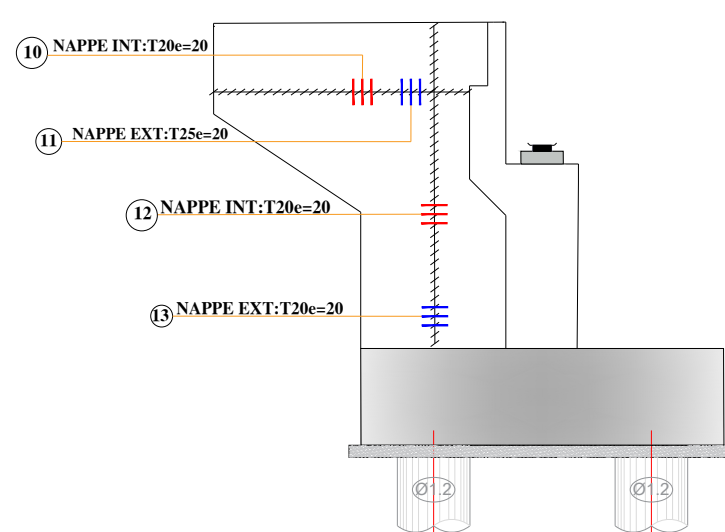
Coupe 2-2 Ech:1/40



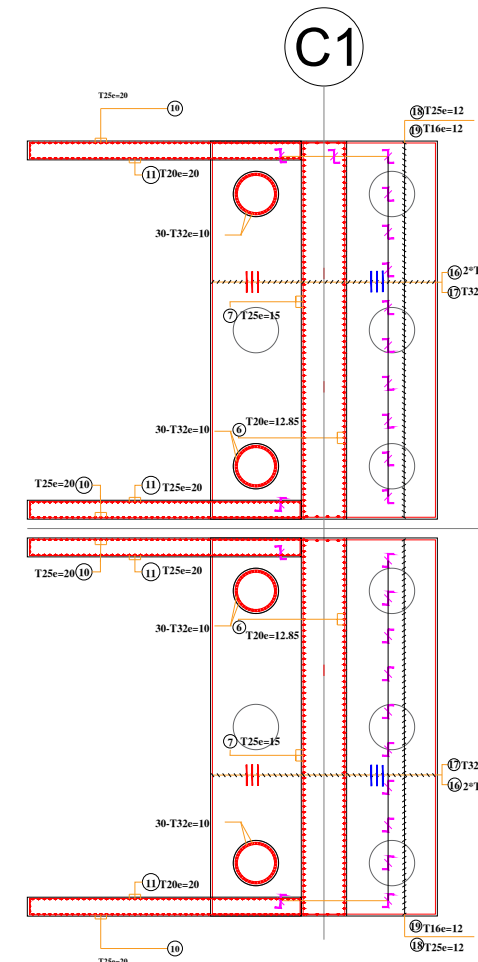
Coupe Longitudinale sur la Culée Ech:1/150



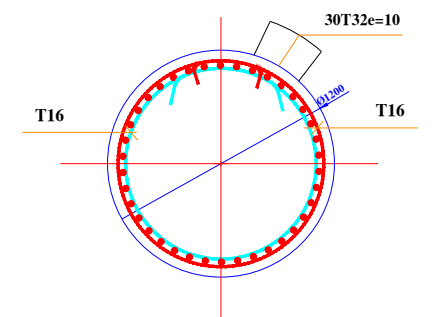
Coupe Longitudinale sur la Culée Ech:1/150



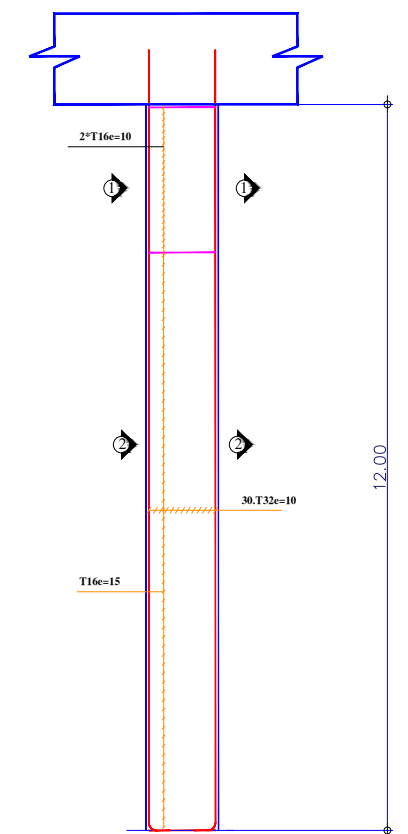
Vue en plan sur La semelle Ech:1/125



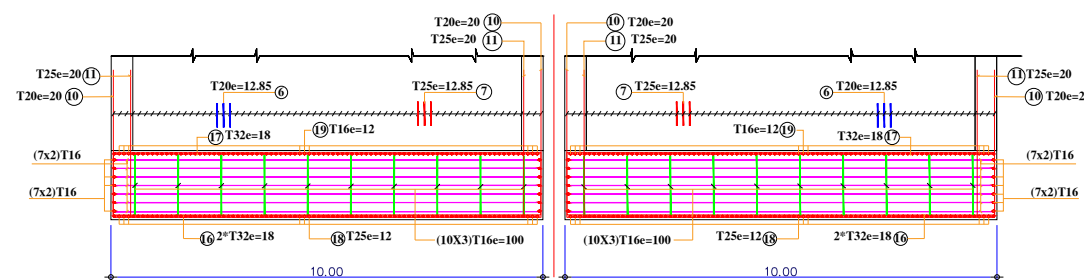
Coupe 1-1 Ech:1/40



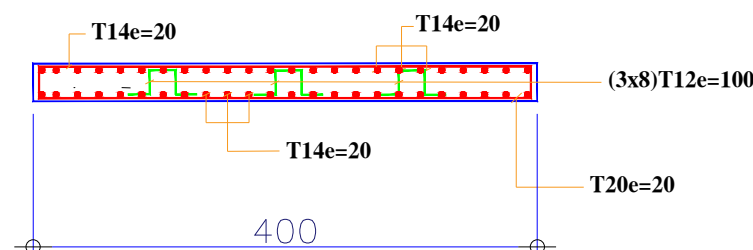
Coupe Long sur Pieu Ech:1/125



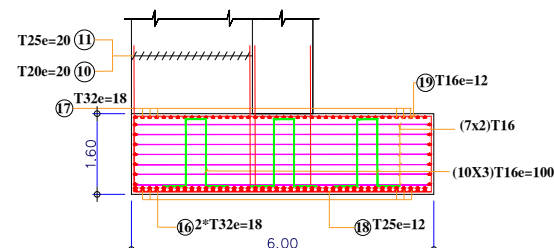
Coupe Transversale sur Semelle Ech:1/150



Coupe Longitudinale sur la DDT Ech:1/150



Coupe Long sur Semelle Ech:1/150



HYPOTHESES DE CALCUL
MATERIAUX:
 ACIER: Fe E 500
 BETON: C30/C40
 ENROBAGE :5.0 cm

Section	N°	Profil	e (cm)	Direction / Type	Face / Nappe
MGG	1	T25	11.25	H	Remblai
MGG	2	T16	18	H	Remblai
MGG	3	T16	18	H	Extérieur
MGG	4	T16	11.25	V	Extérieur
MGG	15	T10	54	Épingle	Liaison des deux faces
MF	5	T16	18	H	Extérieur
MF	6	T20	12.85	H	Extérieur
MF	7	T25	12.85	V	Remblai
MF	8	T16	18	H	Remblai
MF	14	T10	50	Épingle	Liaison des deux faces
MR	10	T20	20	V	Extérieur
MR	11	T25	20	V	Remblai
MR	12	T20	20	H	Extérieur
MR	13	T20	20	H	Remblai
Corbeau	9	14T16	—	Corbeau	—
Semelle	16	2x6T32	18	Y	Nappe inférieure
Semelle	17	6T32	18	Y	Nappe supérieure
Semelle	18	8T25	12	X	Nappe inférieure
Semelle	19	8T16	12	X	Nappe supérieure

Légende AutoCAD

LÉGENDE DE L'IMAGE AUTOCAD	
3 lignes bleues	= Côté Extérieur
3 lignes rouges	= Côté Remblai

FigureX.22 : Nomenclature des aciers de la culée.

X.5. CONCLUSION

L'étude des éléments de l'infrastructure a été établi le long de ce chapitre dans le but d'assurer la stabilité et le bon fonctionnement de ces éléments, donc on peut conclure que la conception et le dimensionnement de l'infrastructure ainsi que les accessoires qu'on a faits, permettra à l'ouvrage d'être exploité en toute sécurité.

CHAPITRE XI

MCT GENERATOR

XI.1. INTRODUCTION — LE CODAGE AU SERVICE DU GENIE CIVIL

L'essor de la programmation dans les disciplines scientifiques et techniques constitue l'une des transformations les plus profondes des pratiques d'ingénierie au cours des dernières décennies. Longtemps réservée aux informaticiens et aux mathématiciens, la maîtrise d'un langage de programmation est aujourd'hui devenue une compétence fondamentale pour l'ingénieur moderne, au même titre que la mécanique des structures ou la résistance des matériaux.

Ce changement de paradigme s'explique par une réalité économique simple : une grande partie du travail d'ingénierie est, par nature, répétitive. La saisie de données dans un logiciel, la définition de géométries similaires d'un projet à l'autre, la génération de combinaisons de charges selon les mêmes règles normatives — toutes ces tâches sont des candidates idéales à l'automatisation. Un code bien écrit peut reproduire en quelques secondes ce qu'un ingénieur accomplirait en plusieurs heures, avec une fiabilité accrue et sans risque d'erreur de saisie.

Le génie civil, et en particulier le calcul de structures, illustre parfaitement ce potentiel. La modélisation d'un pont à poutre, par exemple, suit une logique structurelle bien définie : des poutres longitudinales, des éléments transversaux, des appuis, des charges réglementaires appliquées selon des schémas normalisés. D'un projet à l'autre, la topologie du modèle change peu ; seuls les paramètres géométriques et les données matériaux varient. Cette régularité est précisément ce qui rend l'automatisation pertinente et efficace.

Les logiciels de calcul tels que Midas Civil, SAP2000 ou ETABS permettent d'importer des modèles définis dans des formats texte structurés, ouvrant ainsi la porte à la génération automatique de modèles complets par programme. L'ingénieur n'est plus contraint de construire manuellement son modèle nœud par nœud et élément par élément — il peut déléguer cette tâche à un script qui lit les paramètres du projet et génère le fichier de modèle correspondant.

C'est dans cette perspective que s'inscrit le présent travail : concevoir et développer un générateur automatique de fichiers MCT pour Midas Civil, appliqué aux ponts routiers à poutre composite. L'outil développé incarne cette transition vers l'utilisation d'outils numériques personnalisés par les ingénieurs eux-mêmes — non plus de simples utilisateurs de logiciels commerciaux, mais acteurs de leur propre environnement de calcul

XI.2. MIDAS CIVIL ET LE FORMAT MCT

XI.2.1. Présentation de Midas Civil

Midas Civil est un logiciel de calcul de structures spécialisé dans l'analyse des ponts et des ouvrages d'art. Développé par la société coréenne MIDAS Information Technology, il est largement utilisé dans les bureaux d'études du monde entier pour la modélisation, l'analyse statique et dynamique, et la vérification réglementaire des structures de génie civil. Il permet de modéliser des éléments barres, des éléments de type section composite, et d'appliquer une grande variété de conditions aux limites, de charges et de combinaisons de charges.

XI.2.2. Le Format MCT — Midas Civil Text

Le format MCT (Midas Civil Text) est un format de fichier texte structuré qui décrit intégralement un modèle structurel sous une forme importable directement dans Midas Civil. Un fichier MCT est une séquence de blocs de commandes introduits par un mot-clé précédé d'un astérisque. Voici les principaux blocs et leur rôle :

- ❖ ***NODE** : coordonnées de chaque nœud du modèle (X, Y, Z).
- ❖ ***ELEMENT** : éléments structuraux avec leurs nœuds d'extrémité et leur section assignée.
- ❖ ***MATERIAL** : propriétés matériaux (module d'élasticité, masse volumique, coefficient de Poisson).
- ❖ ***SECTION** : sections transversales des éléments (dimensions, forme, propriétés composites CI/CT).
- ❖ ***STLDCASE** : déclaration des cas de charge statiques.
- ❖ ***SELFWEIGHT** : charge de poids propre automatique.
- ❖ ***BEAMLOAD** : charges réparties ou ponctuelles sur les éléments.
- ❖ ***CONSTRAINT** : conditions aux limites (appuis).
- ❖ ***ELASTICLINK / *RIGIDLINK** : liens élastiques et rigides entre nœuds.
- ❖ ***MVLDCODE, *LINELANE, *VEHICLE, *MVLDCASE** : charges mobiles, voies de circulation, véhicules.
- ❖ ***LOADCOMB** : combinaisons de charges (G, ELU, ELS).

La logique d'un fichier MCT est séquentielle et stateful : l'analyseur de Midas Civil lit les blocs dans un ordre précis. En particulier, les blocs de matériaux et de sections doivent être précédés par les blocs de nœuds et d'éléments, sous peine d'erreurs de parsing. Cette contrainte est l'une des plus importantes à respecter lors de la génération automatique.

XI.2.3. Intérêt du Format MCT pour l'Automatisation

Le format MCT présente trois avantages décisifs pour une démarche d'automatisation. Premièrement, il est entièrement lisible et éditable par un programme. Deuxièmement, sa structure par blocs se prête naturellement à une génération modulaire : chaque bloc peut être produit indépendamment par une fonction dédiée, puis assemblé dans le bon ordre. Troisièmement, le format est documenté et stable.

XI.3. LE CODE PYTHON GENERATEUR MCT POUR PONTS ROUTIERS A POUTRE

XI.3.1.1. Architecture Générale :

Le générateur est organisé en un script Python unique (mct_generator.py) de 1 329 lignes, structuré autour d'une fonction principale main() qui orchestre l'exécution dans un ordre précis. L'architecture suit une logique de pipeline linéaire : lecture des données, construction de la géométrie en mémoire, puis génération des blocs MCT.

```
main()
├── read_sections_materials()  ← Feuille 1 : sections et matériaux
├── read_geometry()           ← Feuille 2 : géométrie de la travée
├── read_loads()              ← Feuille 3 : charges statiques et voies
└── read_combinations()       ← Feuille 4 : combinaisons de charges
```

read_vehicles()	← ML_MCT.xlsx : définitions de véhicules
build_geometry()	→ nœuds, éléments, appuis, listes GC
gen_* (18 fonctions)	→ blocs MCT assemblés dans l'ordre requis

L'ordre de sortie des blocs MCT est fixe et correspond exactement à l'ordre attendu par le parseur de Midas Civil :

```
NODE → ELEMENT → GROUP → BNDR-GROUP → LOAD-GROUP → MATERIAL → SECTION
→ STLDCase → CONSTRAINT → ELASTICLINK → RIGIDLINK → loads
→ MVLDCODE → LINELANE → VEHICLE → MVLDCASE → LOADCOMB → ENDDATA
```

Cet ordre n'est pas arbitraire. Lors du développement, placer les blocs *MATERIAL et *SECTION avant *NODE et *ELEMENT provoquait systématiquement des erreurs de type « The number of parameters are too many » sur chaque section. La raison : le parseur de Midas Civil est stateful — il a besoin de connaître les nœuds et éléments avant de pouvoir valider les blocs de géométrie de sections. Le code garantit donc cet ordre par construction.

XI.3.1.2. Lecture du Fichier Excel

Le code utilise la bibliothèque openpyxl avec l'option data_only=True, qui permet de lire les valeurs calculées par les formules Excel sans moteur de calcul. Les constantes de chemin en tête du script définissent les fichiers d'entrée :

```
MAIN_EXCEL = r"C:\Enstp\PFE\Python\pont routier a poutre.xlsx"
VEHICLE_EXCEL = r"C:\Enstp\PFE\Python\ML_MCT.xlsx"
OUTPUT_DIR = r"C:\Enstp\PFE\Python"
```

Ces trois constantes sont les seules valeurs à modifier avant la première utilisation du script. Elles indiquent au code où trouver les fichiers d'entrée et où écrire le fichier MCT généré.

Chaque feuille du classeur est lue par une fonction dédiée. La lecture se fait par adresse de cellule explicite, ce qui garantit que le code lit exactement la bonne valeur sans ambiguïté. Par exemple, pour les sections :

```
# Lecture de la forme de section depuis la cellule D9
s1_shape = ws.cell(9, 4).value # 'CI' ou 'CT' – zone About
s2_shape = ws.cell(21, 4).value # 'CI' ou 'CT' – zone Médiane
s3_shape = ws.cell(36, 4).value # 'CI' ou 'CT' – zone Inter

# Lecture des noms de section depuis la colonne B
# Lignes 8 à 58 – une ligne par paramètre de dimension
sec_name = ws.cell(8, 2).value # ex: 'About'
```

Un point important : lors du développement, les formes de section avaient été inversées — About recevait la forme CT et Médiane/Inter recevaient CI, ce qui est l'exact opposé de la réalité. La correction a consisté à lire les formes directement depuis les cellules D9, D21 et D36 au lieu de les déduire par position. Ce type d'erreur illustre pourquoi chaque valeur doit tracer jusqu'à une cellule nommée dans l'Excel.

Pour les matériaux factices (dummy), la lecture est similaire. Le code récupère le nom du matériau depuis la cellule B74, puis le retrouve dans la table des matériaux pour extraire ses propriétés. Le matériau factice existe uniquement pour satisfaire l'exigence de Midas Civil

d'assigner une section à chaque élément — ses propriétés mécaniques n'influencent pas les résultats de calcul.

La lecture des véhicules depuis ML_MCT.xlsx suit une logique différente : le code cherche le mot-clé *VEHICLE dans chaque feuille, puis lit les lignes de données jusqu'à rencontrer un séparateur ';' :

```
for row in ws.iter_rows(min_row=start_row):
    # Arrêt au premier séparateur visuel ';'
    if row[mct_col].value == ';':
        break
    tokens = []
    for cell in row[1:mct_col]:
        if cell.value is not None:
            # Nettoyage des virgules finales parasites
            tokens.append(str(cell.value).rstrip(',').strip())
    if tokens:
        lines.append(', '.join(tokens))
```

Ce mécanisme de rupture sur le premier ';' est crucial. Le fichier Excel des véhicules répète visuellement les groupes de roues sur plusieurs lignes pour la lisibilité, mais seul le premier groupe contient les données réelles. Sans ce break, le code collectait 10 positions de roues au lieu d'une seule pour les véhicules MC120 et D240.

XI.3.2. Génération des Nœuds

La génération des nœuds repose sur une fonction get_or_create() qui évite les doublons avec une tolérance numérique. Avant de créer un nœud, le code vérifie si un nœud aux mêmes coordonnées (à 1e-6 m près) existe déjà. Cela garantit que les nœuds aux intersections de poutres longitudinales et d'éléments transversaux sont partagés, créant ainsi une véritable connectivité entre les éléments.

```
def get_or_create(nodes_dict, x, y, z, tol=1e-6):
    for nid, (nx, ny, nz) in nodes_dict.items():
        if abs(nx-x)<tol and abs(ny-y)<tol and abs(nz-z)<tol:
            return nid # nœud existant – réutilisation
    new_id = max(nodes_dict.keys(), default=0) + 1
    nodes_dict[new_id] = (x, y, z)
    return new_id # nouveau nœud créé
```

Les nœuds sont créés en plusieurs passes successives. D'abord, les positions X significatives sont calculées : les limites de zones de section (L_about, L_about + L_inter, etc.), les positions des appuis (B24, B25), et les positions des entretoises (B21, B22 si non nulles). Ensuite, pour chaque poutre longitudinale, les nœuds sont créés à chaque X significatif. Enfin, les nœuds de bord (left_edge, right_edge) sont créés aux stations transversales uniquement — pas à chaque X significatif, ce qui aurait créé des nœuds libres sans éléments connectés.

```
# Nœuds de bord créés uniquement aux stations transversales
# (colonnes H de la feuille Nœuds & Éléments)
trans_stations = read_trans_stations(ws) # ex: [0, 1, 2, ..., 30]

for x_station in trans_stations:
    left_id = get_or_create(nodes, x_station, y_left, 0.0)
    right_id = get_or_create(nodes, x_station, y_right, 0.0)
    trans_left_nodes[x_station] = left_id
    trans_right_nodes[x_station] = right_id
```

Cette distinction entre nœuds de poutre (à tous les X significatifs) et nœuds de bord (aux stations transversales seulement) est le résultat d'un débogage structurel important : dans une première version, des nœuds de bord étaient créés à toutes les positions X, ce qui générerait 320 nœuds au lieu de 308. Les 12 nœuds supplémentaires n'avaient aucun élément connecté, ce qui produisait des avertissements dans Midas Civil.

XI.3.3. Génération des Éléments

Les éléments sont créés après les nœuds, une fois toutes les coordonnées établies. Chaque élément est défini par ses deux nœuds d'extrémité et son identifiant de section. Le code gère quatre types d'éléments longitudinaux et deux types transversaux.

XI.3.4. Poutres Longitudinales

La zone de section de chaque élément poutre dépend de sa position X par rapport aux limites de zones. Le code compare les coordonnées X des nœuds d'extrémité aux seuils L_about et L_about + L_inter :

```
# Zones de section selon la position X de l'élément
# L_about : longueur de la zone About (à chaque extrémité de la travée)
# L_inter : longueur de la zone Intermédiaire
# Le reste : zone Médiane (milieu de la travée)

if x_mid <= L_about or x_mid >= (L_total - L_about):
    section_id = SEC_ABOUT # CI - zone About
elif x_mid <= L_about + L_inter or x_mid >= (L_total - L_about - L_inter):
    section_id = SEC_INTER # CT - zone Intermédiaire
else:
    section_id = SEC_MEDIANE # CT - zone Médiane
```

XI.3.5. Éléments Transversaux et GC

La distinction entre éléments Transversaux et GC est géométrique : les Transversaux sont orientés en Y (perpendiculaires à l'axe du pont) et les GC sont orientés en X (parallèles à l'axe, sur les bords). À chaque station transversale, les sous-segments de la Transversale relient tous les nœuds de la ligne dans l'ordre croissant des Y :

```
# Éléments Transversaux – sens Y, station par station
# left_edge → beam0 → beam1 → ... → beamN → right_edge
for x_station in trans_stations:
    y_nodes = sorted([trans_left_nodes[x_station]]
                     + [beam_nodes[i][x_station] for i in range(n_beams)]
                     + [trans_right_nodes[x_station]],
                     key=lambda nid: nodes[nid][1]) # tri par Y
    for i in range(len(y_nodes)-1):
```

```

        create_element(y_nodes[i], y_nodes[i+1], SEC_TRANS)

# Éléments GC – sens X, sur les bords gauche et droit
# left_edge(station_i) → left_edge(station_i+1)
for i in range(len(trans_stations)-1):
    xa, xb = trans_stations[i], trans_stations[i+1]
    gc_left_elems.append(create_element(trans_left_nodes[xa],
                                       trans_left_nodes[xb], SEC_GC))
    gc_right_elems.append(create_element(trans_right_nodes[xa],
                                       trans_right_nodes[xb], SEC_GC))

```

Les GC gauches sont systématiquement numérotés avant les GC droits. Cette convention est essentielle pour la définition des voies de charge mobile (LINELANE), qui référencent les éléments GC par leur identifiant séquentiel. Si l'ordre était inversé, les voies de charges seraient assignées au mauvais côté du tablier.

XI.3.6.Modélisation des Appuis

Chaque appui est modélisé par une chaîne verticale de trois entités superposées sur le même axe X-Y. Cette conception reproduit fidèlement le comportement d'un appareil d'appui réel tout en permettant à Midas Civil de calculer correctement les réactions d'appui.

```

# Chaîne verticale d'appui pour chaque poutre à chaque position d'appui
# x_bearing : position X de l'appui (lu depuis B24 ou B25)
# y_beam : coordonnée Y de la poutre
# Hp_d : hauteur totale Poutre + Dalle (lu depuis F4)

node_beam = get_or_create(nodes, x_bearing, y_beam, 0.0)
node_inter = get_or_create(nodes, x_bearing, y_beam, -Hp_d)
node_bottom = get_or_create(nodes, x_bearing, y_beam, -(Hp_d + 0.25))

# Lien rigide : nœud poutre → nœud intermédiaire
rigid_links.append((node_beam, node_inter))

# Lien élastique : nœud intermédiaire → nœud de fond
elastic_links.append((node_inter, node_bottom))

# Condition aux limites : blocage vertical sur nœud de fond
constraints.append(node_bottom)

```

Une version précédente du code créait deux nœuds latéraux à ± 0.25 en Y avec des liens élastiques horizontaux. Cette approche était incorrecte car elle modélisait l'appareil d'appui comme un élément horizontal, ce qui ne correspond pas à la réalité physique. La correction consiste à conserver les trois nœuds sur le même axe X-Y et à orienter la chaîne strictement en Z (vertical).

XI.3.7.Modélisation des Appuis

XI.3.7.1.Gestion du Cas de Charge SW (Poids Propre)

Le cas de charge SW est traité différemment de tous les autres. La cellule valeur de la feuille Charges contient le symbole '/' — une valeur non numérique intentionnelle. Le code détecte ce cas par inspection du type de charge et génère la commande *SELFWEIGHT au lieu d'un *BEAMLOAD :

```
# Détection du cas de charge poids propre
def is_zero_end(val):
    return val in (0, None, '/', '0')

for load in loads:
    if load['type'] == 'self weight':
        # Pas de parsing numérique – génération directe de SELFWEIGHT
        mct_lines.append('*SELFWEIGHT')
        mct_lines.append(' 0, 0, -1, SW') # accélération gravitaire en -Z
        continue
    if is_zero_end(load['start']) and is_zero_end(load['end']):
        continue # charge ignorée – start et end tous deux nuls
```

XI.3.7.2.Charges de Pression — Calcul des Fractions D1/D2

Les charges de pression (chaussée, trottoirs, revêtement) sont appliquées aux éléments Transversaux avec des fractions D1 et D2 qui représentent la position relative du début et de la fin de la charge sur chaque élément. Ces fractions sont calculées à partir des coordonnées Y des bords de charge, mesurées depuis le bord extérieur de la dalle :

```
# Calcul des fractions D1/D2 pour une charge de type '_L' (côté gauche)
# start, end : distances depuis le bord extérieur gauche (Y_left)
# y_n1, y_n2 : coordonnées Y des deux nœuds de l'élément transversal

y_load_start = Y_left + load['start'] # Y absolu du début de charge
y_load_end   = Y_left + load['end']   # Y absolu de la fin de charge

elem_len = abs(y_n2 - y_n1)
D1 = max(0.0, (y_load_start - y_n1) / elem_len)
D2 = min(1.0, (y_load_end - y_n1) / elem_len)

# Pour les charges '_R' (côté droit), mesure depuis Y_right vers l'intérieur
if load['name'].endswith('_R'):
    y_load_start = Y_right - load['end']
    y_load_end   = Y_right - load['start']
```

Cette logique a fait l'objet d'une correction importante : dans la première version, D1 et D2 étaient calculés depuis les coordonnées X (longitudinales), ce qui est fondamentalement incorrect — les fractions D1/D2 dans Midas Civil sont des positions relatives sur la longueur de l'élément, qui pour les Transversaux est orienté en Y.

XI.3.7.3.Combinaisons de Charges

La génération des combinaisons ELU et ELS repose sur une correspondance dynamique entre les noms de cas de charge de la feuille Charges et les noms lus dans la feuille Combinaisons. Cette correspondance utilise une comparaison normalisée qui tolère les différences mineures de typographie :

```
def normalize(s):
    """Supprime accents, espaces et met en minuscules pour comparaison robuste."""
    import unicodedata
    s = unicodedata.normalize('NFKD', str(s))
    s = ''.join(c for c in s if not unicodedata.combining(c))
    return s.lower().strip()

# Correspondance nom combinaison → nom cas de charge réel
for comb_name in comb_elu_names:
```



```
matched = None
for load_case in written_load_cases:
    if normalize(comb_name) == normalize(load_case):
        matched = load_case
        break
if matched and comb_factors[comb_name] != 0:
    elu_lines.append(f' {matched}, {comb_factors[comb_name]}')
```

Cette normalisation résout un problème concret rencontré lors de la validation : le nom 'Revetement' (avec accent sur le premier e) apparaissait sous deux formes différentes dans la feuille Charges et dans la feuille Combinaisons. La comparaison exacte échouait silencieusement, produisant des combinaisons avec des entrées nulles et l'erreur Midas « The specified load name (null) does not exist ». La normalisation rend le code robuste à ces incohérences mineures de saisie.

XI.4. GUIDE D'UTILISATION DU FICHIER EXCEL

XI.4.1. Organisation des Feuilles

Le fichier Excel se compose de quatre feuilles de calcul, chacune dédiée à une catégorie de données :

- ❖ **Section & Matériaux** : noms et dimensions des sections (About, Inter, Médiane, Entretoise, Transversale, GC), propriétés des matériaux béton et factice, entraxe des poutres.
- ❖ **Nœuds & Éléments** : paramètres géométriques de la travée (longueurs de zones, nombre de poutres, espacement, porte-à-faux), positions des appuis et des entretoises, liste des stations transversales.
- ❖ **Charges** : définition de toutes les charges statiques (type, valeur, positions de début et de fin, groupe), nombre et largeur des voies, définition des voies de circulation.
- ❖ **Combinaisons de charges** : coefficients G, ELU et ELS pour chaque cas de charge, coefficients d'amplification dynamique.

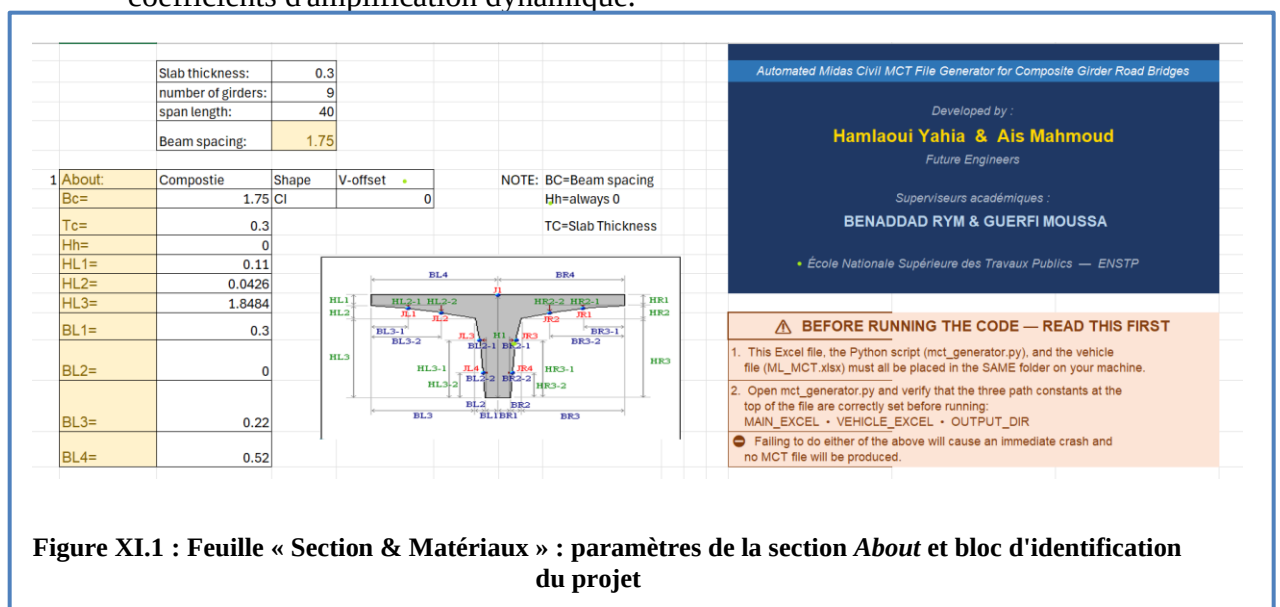


Figure XI.1 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section About et bloc d'identification du projet

2	MEDIANE	Composite	Shape	V-offset
	Bc=	1.75	CI	0
	Tc=	0.3		
	Hh=	0		
	HL1=	0.11		
	HL2=	0.16		
	HL2-1=	0.06		
	HL3=	1.3		
	HL4=	0.23		
	HL5=	0.2		
	BL1=	0.105		
	BL2=	0.52		
	BL3=	0.315		
	BL4=	0.3		

COLOR KEY

- YELLOW — user input cell (fill this)
- BLUE — formula cell (do not modify)
- RED/ORANGE — critical warning / do not touch

Columns G & H — Explanation

Col G → Section Shape
 CI = Composite I-section (About zone)
 CT = Composite T-section (Mediane / Inter zones)
 SB = Solid Box (DBUSER type — Entretoise, Transversale, GC)

Col H → Vertical Offset (m)
 Vertical offset of the section centroid from the beam node.
 Entretoise → -0.30 m | All other sections → 0

BL3=BL2-1

Figure XI.2 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section *Médiane* avec légende des couleurs et explication des colonnes G & H

3	INTER:	Composite	Shape	V-offset
	Bc=	1.75	CI	0
	Tc=	0.3		
	Hh=	0		
	HL1=	0.11		
	HL2=	0.09		
	HL3=	1.4526		
	HL4=	0.1474		
	HL5=	0.2		
	BL1=	0.175		
	BL2=	0.52		
	BL4=	0.3		

COLOR KEY

- YELLOW — user input cell (fill this)
- BLUE — formula cell (do not modify)
- RED/ORANGE — critical warning / do not touch

Columns G & H — Explanation

Col G → Section Shape
 CI = Composite I-section (About zone)
 CT = Composite T-section (Mediane / Inter zones)
 SB = Solid Box (DBUSER type — Entretoise, Transversale, GC)

Col H → Vertical Offset (m)
 Vertical offset of the section centroid from the beam node.
 Entretoise → -0.30 m | All other sections → 0

Figure XI.3 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres de la section *Intermédiaire* et visualisation de son profil en I composite

4	Entretoise:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.01	SB	-0.3
	B=	0.01		
5	Transversale:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.3	SB	0
	B=	1		
6	GC:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.3	SB	0
	B=	0.1		

Figure XI.4 : Feuille « Section & Matériaux » : paramètres des sections secondaires — Entretoise, Transversale et GC (type DBUSER, forme SB)

Material				
Property	C35/45	C40/50	C45/55	C35/45 dummy
standard	EN04(RC)	EN04(RC)	EN04(RC)	None
DB CODE	C35/45	C40/50	C45/55	
E (KN/m2)	34077000	35220000	3.6E+07	34077000
Poisson's ratio	0.2	0.2	0.2	0.2
Thermal coeff (1/C)	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
weight Density (KN/m3)	25	25	25	0
Mass density (KN/m3/g)	2.549	2.549	2.549	2.549
type	CONC	CONC	CONC	CONC
User selection				
Select main concrete for girders+slab	C35/45			
Dummy for transversal	C35/45 dummy			

Figure XI.5 : Feuille « Section & Matériaux » : tableau des propriétés des matériaux béton et sélection du matériau principal par l'utilisateur

Item	Load Case	Type	Value	Unit	Start Y(m)	End Y(m)	Midas Load Group
Corniche_L	Corniche	Line	-5.81	KN/ml	0	1	Corniche
Trottoire_L	Trottoire	Pressure	-5.91	KN/m2	0.6	3	Trottoire
Revetement	Revetement	Pressure	-1.44	KN/m2	3	14.6	Revetement
Trottoire_R	Trottoire	Pressure	-4.49	KN/m2	0	1	Trottoire
Glissiere_L	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Glissiere_R	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Corniche_R	Corniche	Line	0	KN/ml	0	0	Corniche
AL1	AL1	Pressure	-11.85	KN/m2	3.5	7	AL1
AL2	AL2	Pressure	-11.85	KN/m2	3.5	10.5	AL2
ST_L	ST	Pressure	-1.5	KN/m2	0.6	3	ST
ST_R	ST	Pressure	0	KN/m2	0	0	ST
GC_L	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
GC_R	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
SW	SW	self weight	/	/	/	/	SW
AL3	AL3	Pressure	-8.3	KN/m2	3.6	14.1	AL3
AL4	AL4	Pressure	0	KN/m2	0	0	AL4

Figure XI.6 : Feuille « Loads » : tableau de saisie des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

Lane numbers	3		
Lane width	3.5		
Lane_name	Eccentricity	lane width	wheel spacing
BC1	-4.25	2	2
BC2	-5.5	4.5	4.5
BC3	-6.75	7	2
BC4	0	9.5	2
BT1	-4.5	2	2
BT2	-6	5	5
MC120	-5.65	3.8	3.8
D240	-7	1.8	1.8

Figure XI.7 : Feuille « Loads » : définition des voies de chargement — excentricité, largeur de voie et espacement des roues pour chaque convoi

Coeff amplification dynamique BC1	1.085
Coeff amplification dynamique BC2	1.1
Coeff amplification dynamique BC3	1.063
Coeff amplification dynamique BC4	1
Coeff amplification dynamique BT1	1.076
Coeff amplification dynamique BT2	1.053
Coeff amplification dynamique MC12	1.053

Figure XI.8 : Feuille « Loads » : coefficients d'amplification dynamique saisis par l'utilisateur pour chaque convoi.

Load case name(ELU)	Load case name(ELS)
G	
1.35G+1.6AL1+1.6ST	G+1.2AL1+ST
1.35G+1.6AL2+1.6ST	G+1.2AL2+ST
1.35G+1.6BC1+1.6ST	G+1.2BC1+ST
1.35G+1.6BC2+1.6ST	G+1.2BC2+ST
1.35G+1.6BC3+1.6ST	G+1.2BC3+ST
1.35G+1.6BC4+1.6ST	G+1.2BC4+ST
1.35G+1.6BT1+1.6ST	G+1.2BT1+ST
1.35G+1.6BT2+1.6ST	G+1.2BT2+ST
1.35G+1.35MC120	G+MC120
1.35G+1.35D240	G+D240
1.35G+1.6AL3+1.6ST	G+1.2AL3+ST
1.35G+1.6AL4+1.6ST	G+1.2AL4+ST

Figure XI.9 : Combinaisons de charges ELU et ELS selon le RCPR

XI.4.2. Système de Couleurs — Ce qu'il faut Remplir et ce qu'il ne faut pas Toucher

- ❖ **Cellules surlignées en jaune :** cellules d'entrée utilisateur. Ces cellules contiennent des valeurs numériques ou textuelles que l'ingénieur doit renseigner. Elles sont les seules qui doivent être modifiées.
- ❖ **Cellules surlignées en bleu :** cellules de formule. Elles contiennent des formules calculées automatiquement (noms de combinaisons liés à la feuille Charges). Ne pas les modifier.
- ❖ **Cellules en rouge/orange :** cellules critiques à ne pas toucher. La colonne H de la feuille Nœuds & Éléments en particulier contient la liste des stations transversales lue directement par le code.

XI.4.3. Convention Importantes

XI.4.3.1. Valeurs Nulles pour Désactiver un Élément

- ❖ **Entretoises :** $B21 = B22 = 0 \rightarrow$ aucune entretoise créée dans le modèle.
- ❖ **Charges linéaires :** $Start\ X = End\ X = 0 \rightarrow$ charge ignorée automatiquement.
- ❖ **Voies de charge :** excentricité nulle $\rightarrow$ voie ignorée dans LINELANE et MVLDCASE.

XI.4.3.2. Valeurs Négatives pour les Décalages Y

La Poutre 1 est positionnée à l'origine ($Y = 0$). Le porte-à-faux s'étend vers les Y négatifs. Le décalage du bord gauche (cellule C18) doit être saisi comme valeur négative.

XI.4.3.3. Le Symbole '/' dans la Cellule SW

Le symbole '/' dans la cellule valeur de la ligne SW est intentionnel. Il signifie que la valeur numérique n'est pas applicable — le poids propre est calculé automatiquement par Midas Civil via *SELFWEIGHT. Ne pas remplir ni supprimer ce symbole.

XI.4.3.4. Lien entre l'Excel et le Code Python

- ❖ Les trois fichiers (pont_routier_a_poutre.xlsx, mct_generator.py, ML_MCT.xlsx) doivent se trouver dans le même dossier.
- ❖ Les trois constantes MAIN_EXCEL, VEHICLE_EXCEL et OUTPUT_DIR en tête du script doivent correspondre aux chemins réels sur la machine.
- ❖ Aucun nom de cas de charge ni libellé ne doit être modifié dans l'Excel sans mise à jour correspondante dans le code.

Au lancement, le script demande un nom de fichier (sans extension). Le fichier MCT est enregistré sous ce nom dans le dossier OUTPUT_DIR.

XI.5. VALIDATION ET RESULTATS

Ce code Python a été testé sur plusieurs ponts routiers à poutre réels en Algérie, à partir de données issues d'un stage effectué au sein du bureau d'études SETS — Société d'Études

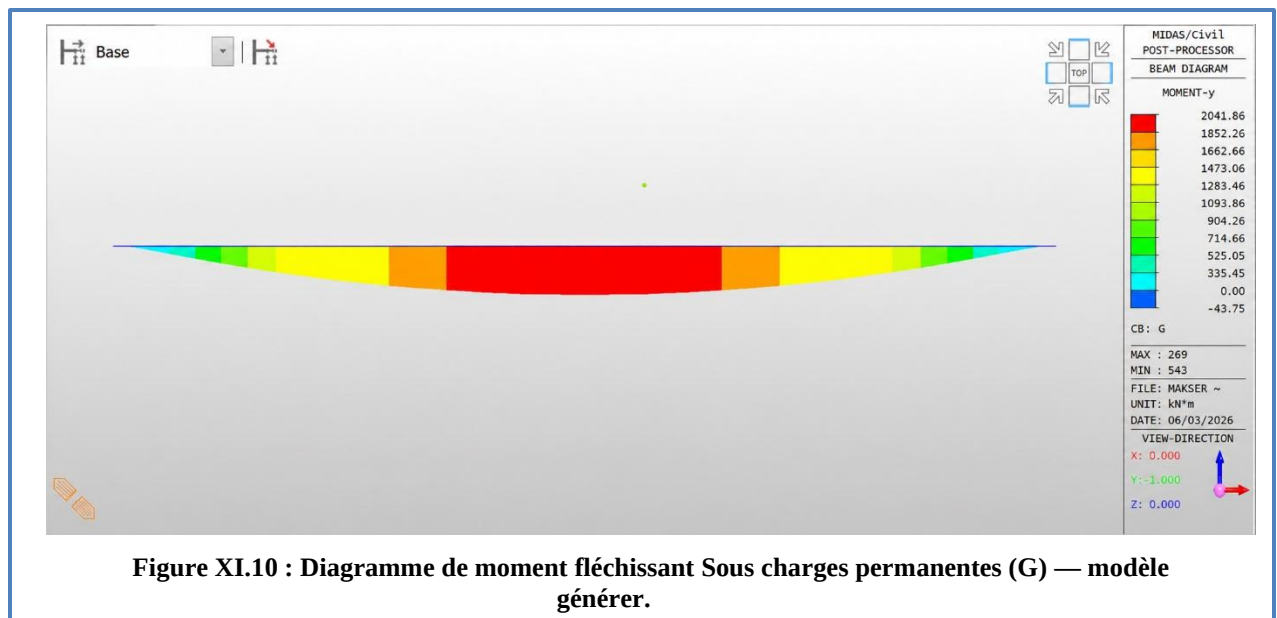
Techniques de Sétif. Les modèles générés ont été vérifiés par l'ingénieure Benaddad Rym, encadreur académique, et validés sous la supervision de Guerfi Moussa, encadreur du mémoire.

Pour chaque pont testé, un modèle de référence a été réalisé dans Robot Structural Analysis par le bureau d'études SETS, puis comparé au modèle généré automatiquement par le code. Les paramètres de comparaison retenus sont le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal sous combinaisons ELU et ELS. Au total, trois ponts ont été testés : deux ponts issus des dossiers de SETS, et le pont de notre PFE. Il est à noter qu'il n'a malheureusement pas été possible de disposer d'un modèle Midas Civil de référence pour une comparaison directe ; la validation s'est donc appuyée sur les résultats Robot fournis par SETS.

XI.5.1. Pont Test n°1: OA MASCARA LOT 1

Tableau XI.1 : Comparaison des résultats — Pont Test n°1

Paramètre	Modèle Manuel (Robot)	Modèle Généré (Code)	Écart (%)
Moment fléchissant max ELU (kN.m)	4207.64	4556.67	7.6
Moment fléchissant max ELS (kN.m)	3116.17	3375.31	7.6
Moment fléchissant sous charges permanentes (kN.m)	1946.44	2041.86	4.6



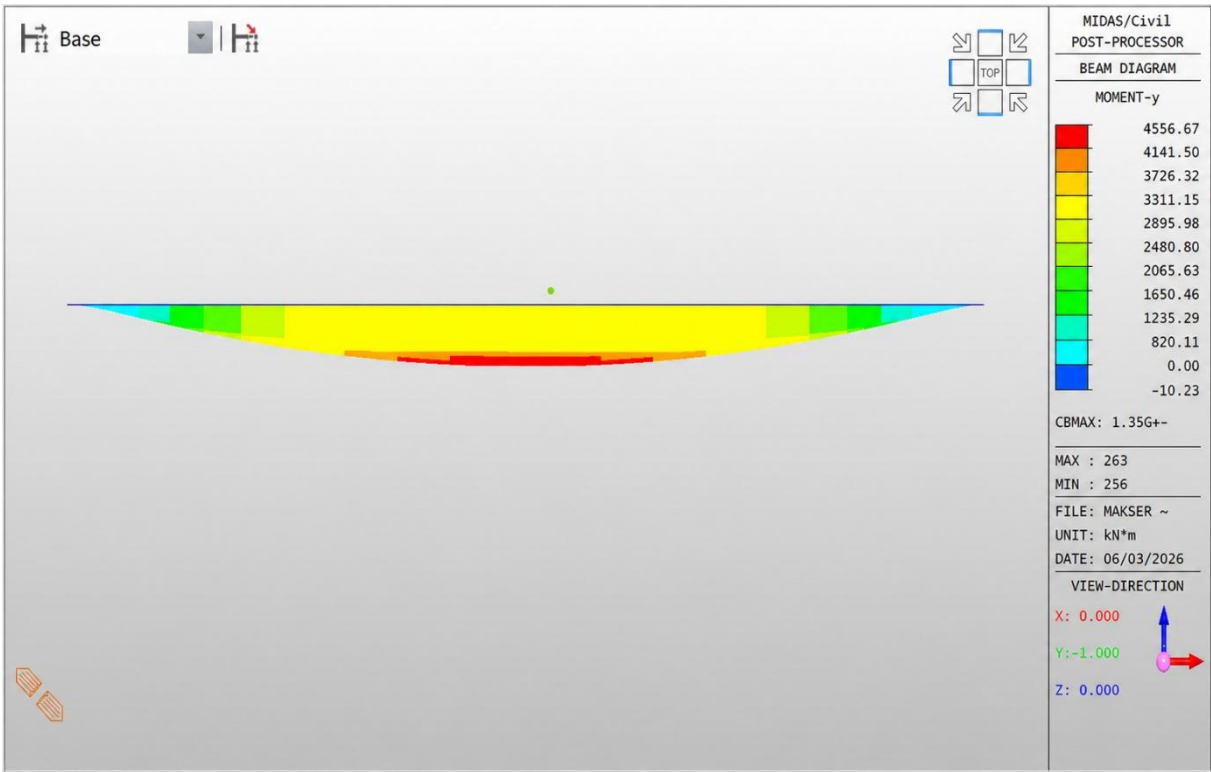


Figure XI.11 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle générer.

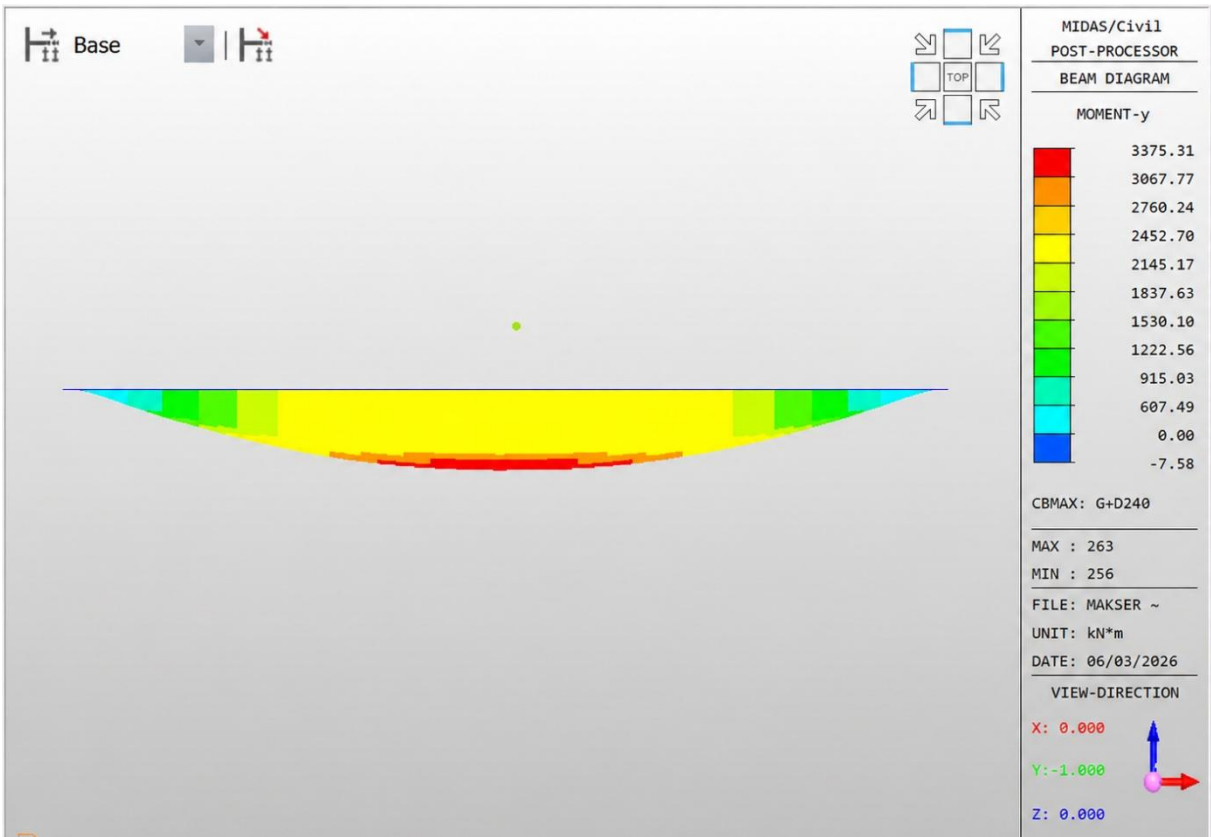


Figure XI.12 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle générer.

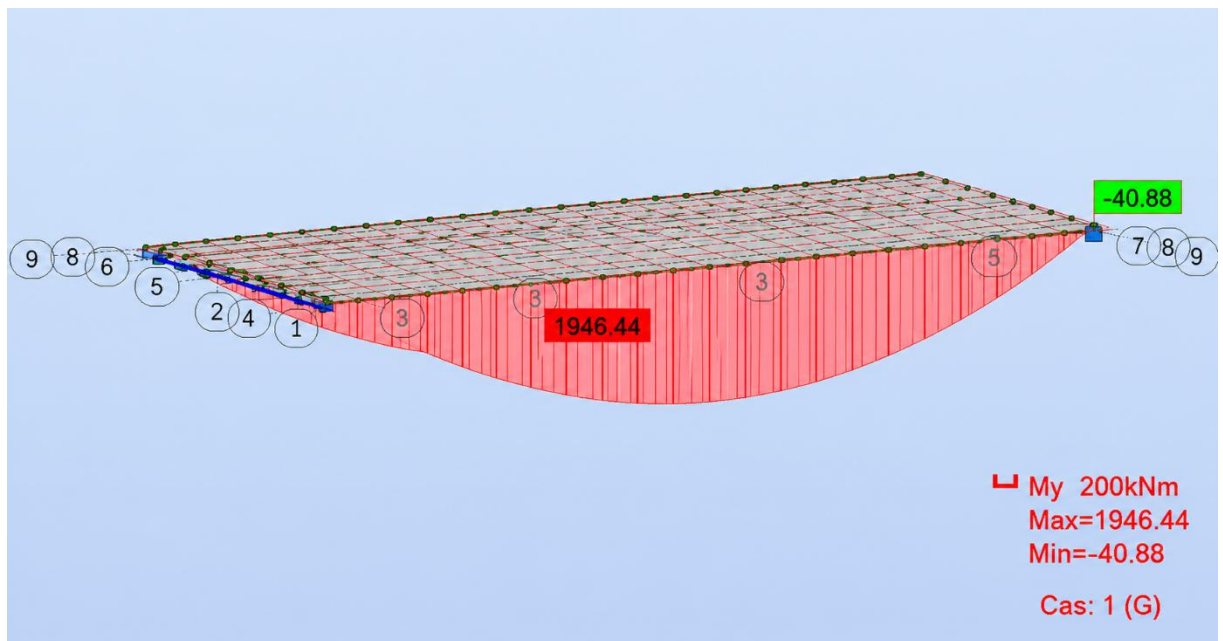


Figure XI.13 : Diagramme de moment fléchissant sous charges permanentes (G) — modèle de référence SETS.

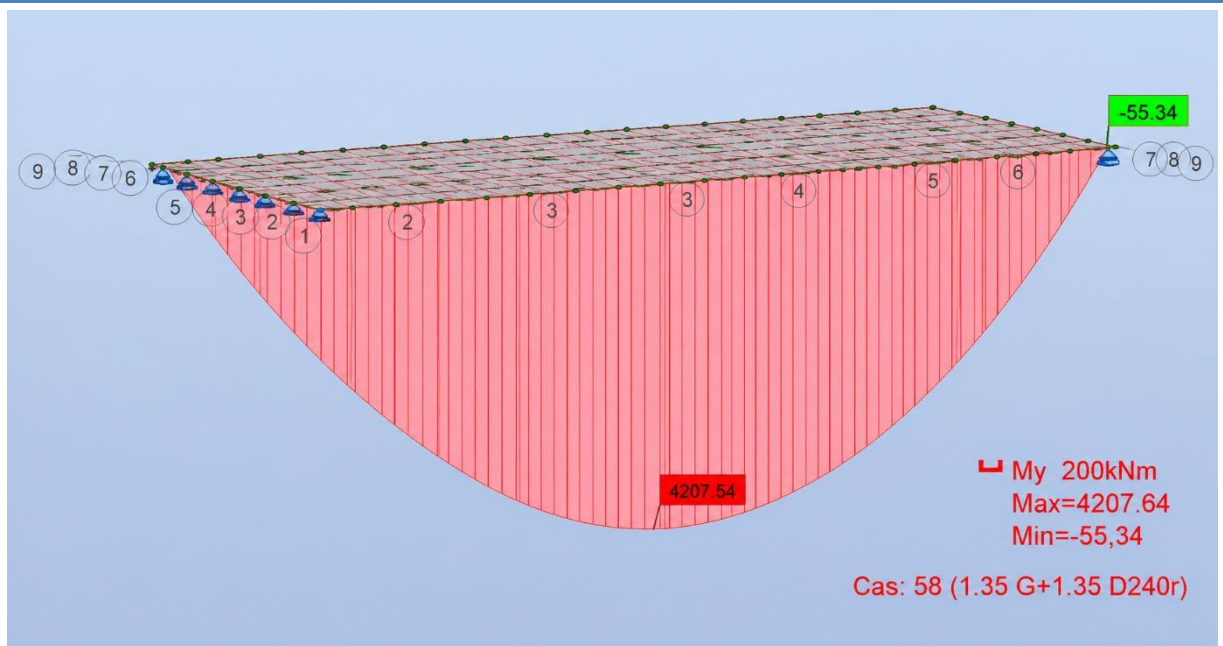


Figure XI.14 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle de référence SETS.

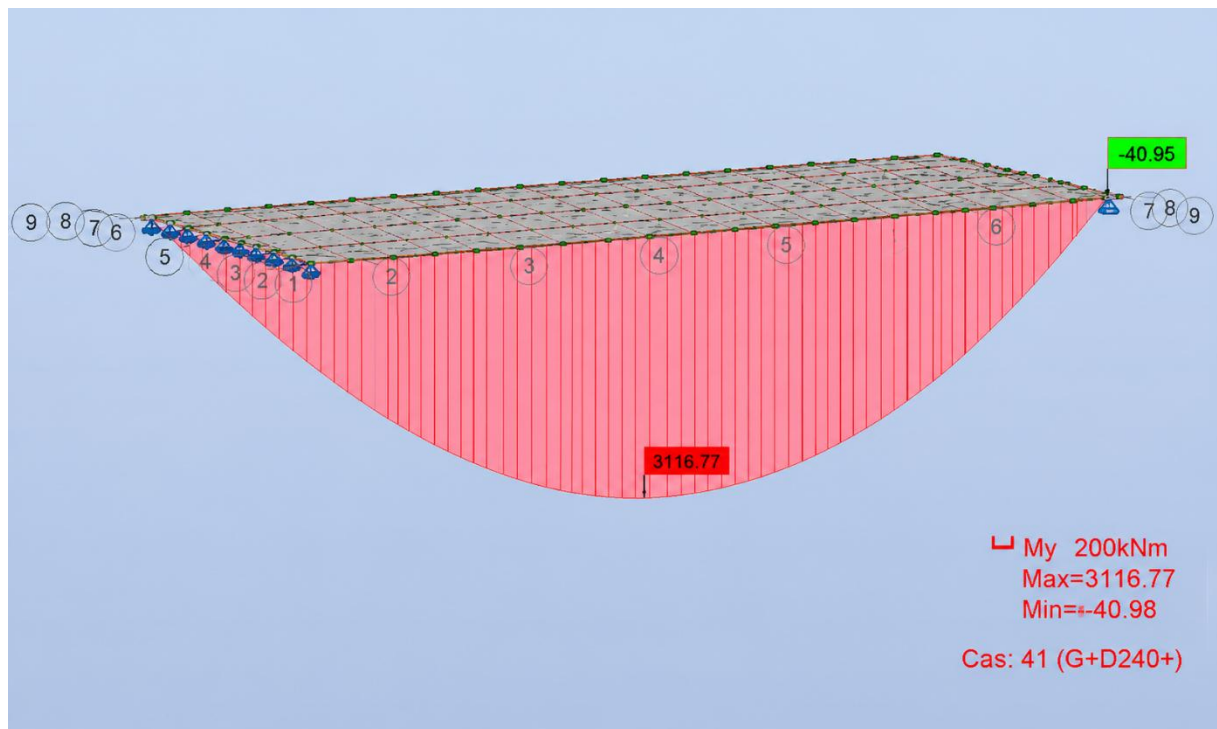


Figure XI.15 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle de référence SETS.

XI.5.2. Pont Test n°2 : OA sur SIDI ABDELLAH

Tableau XI.2 : Comparaison des résultats — Pont Test n°2

Paramètre	Modèle Manuel (ROBOT)	Modèle Généré (Code)	Écart (%)
Moment fléchissant max ELU (kN.m)	12598.56	12836.71	1.9
Moment fléchissant max ELS (kN.m)	9268.72	9508.68	2.5
Moment fléchissant sous charges permanentes G (KN.m)	7394.72	7528.56	1.78

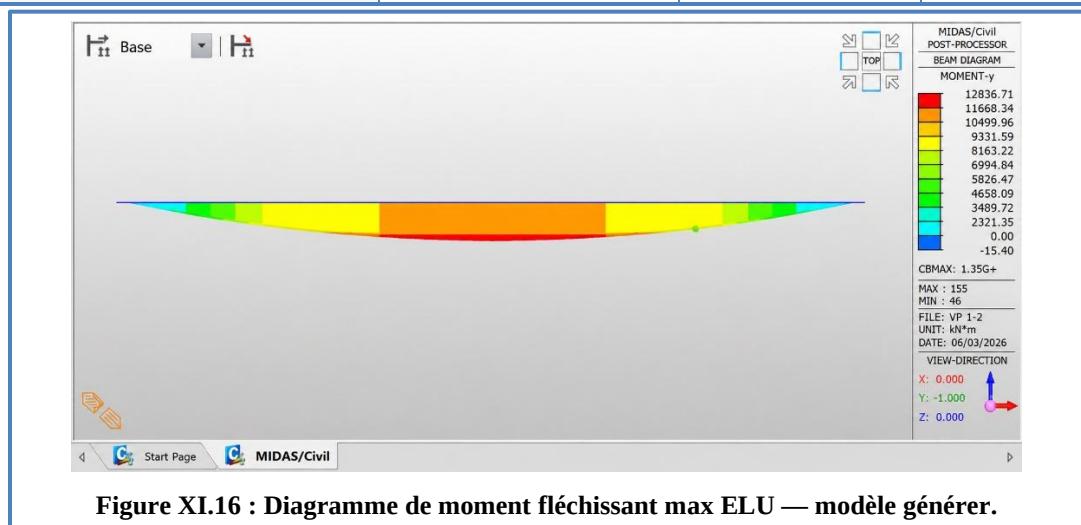


Figure XI.16 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle générer.

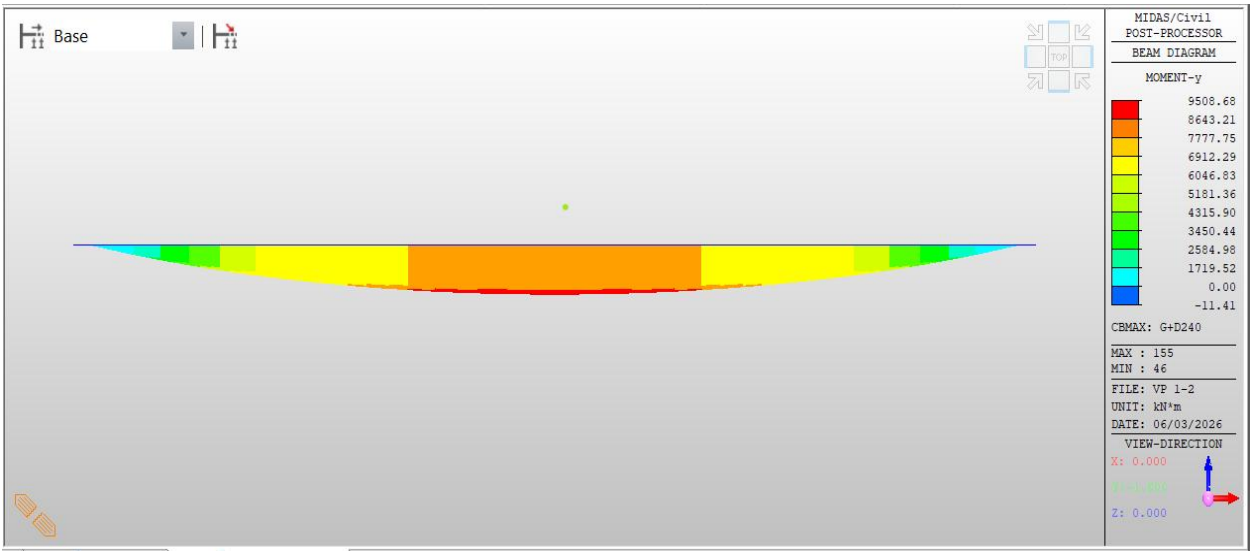


Figure XI.17 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle générer.

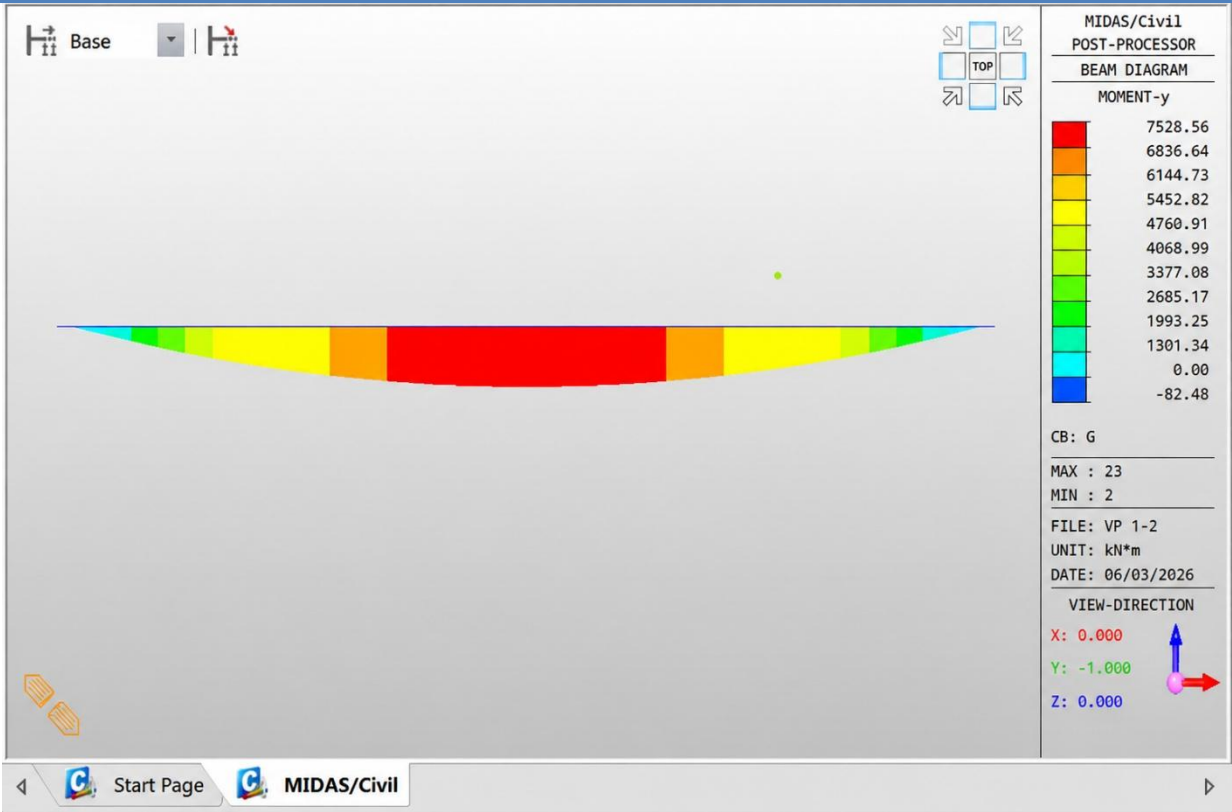


Figure XI.18 : Diagramme de moment fléchissant Sous charges permanentes (G) — modèle générer.

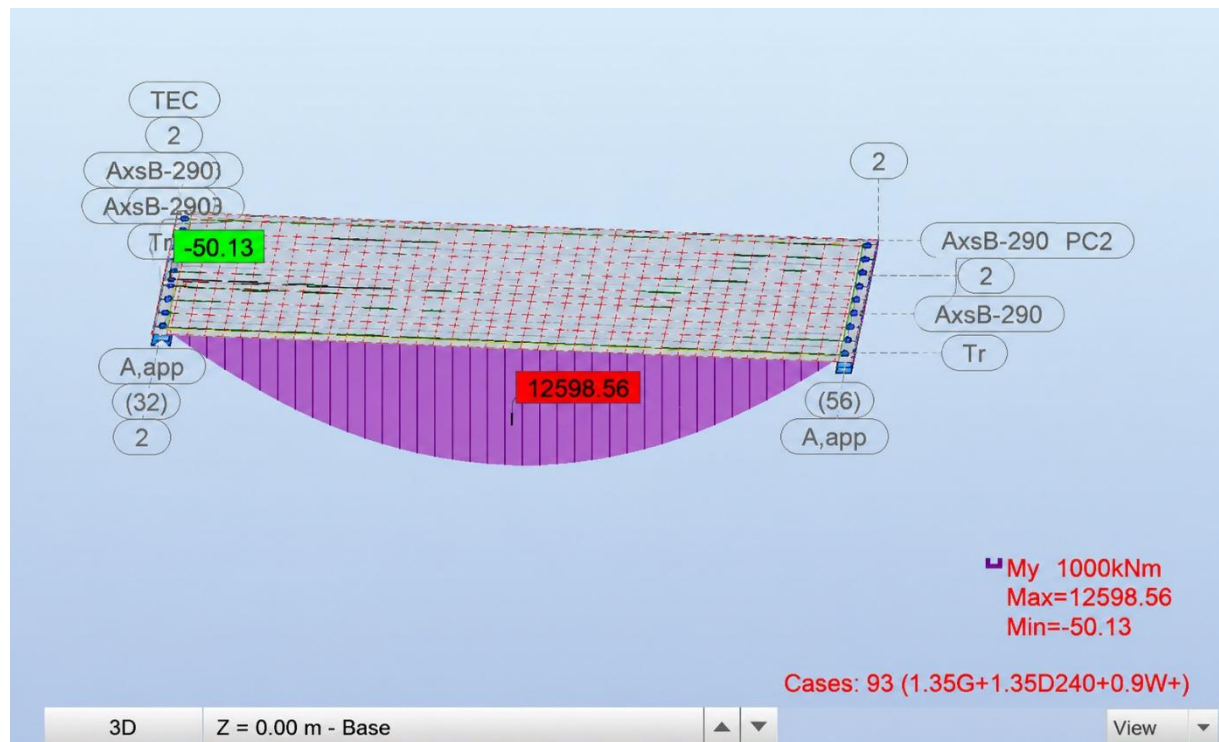


Figure XI.19 : Diagramme de moment fléchissant max ELU — modèle de référence SETS.

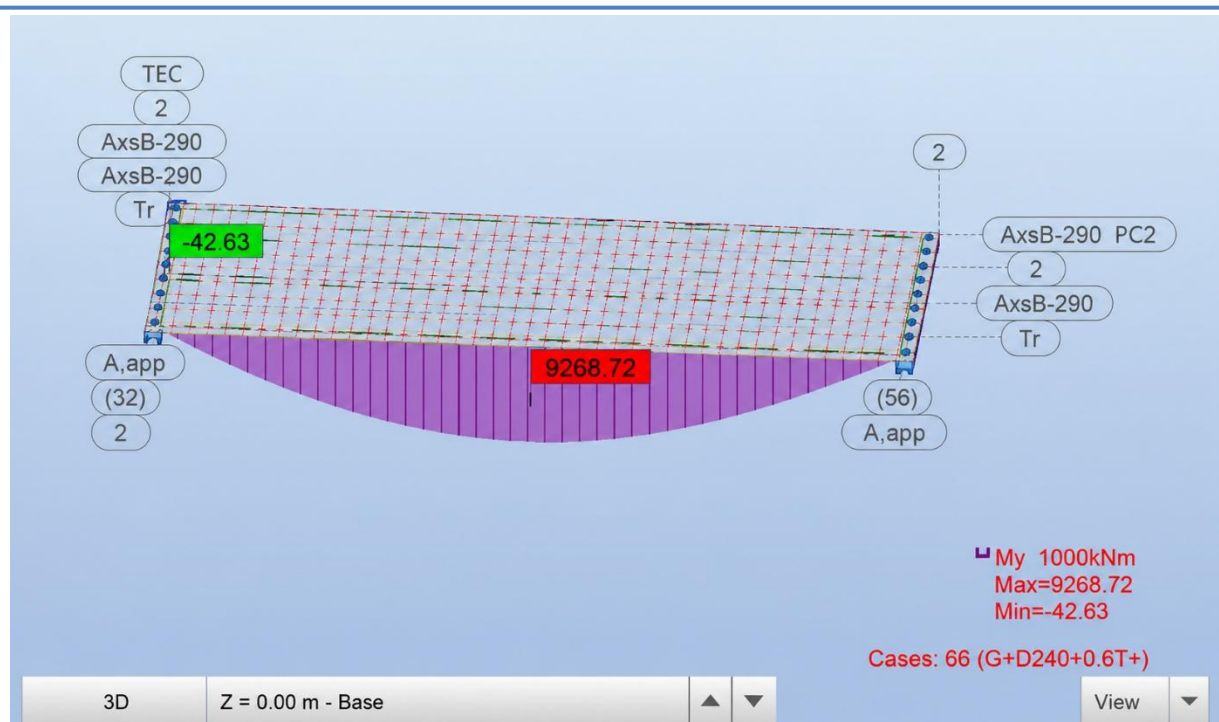


Figure XI.20 : Diagramme de moment fléchissant max ELS — modèle de référence SETS.

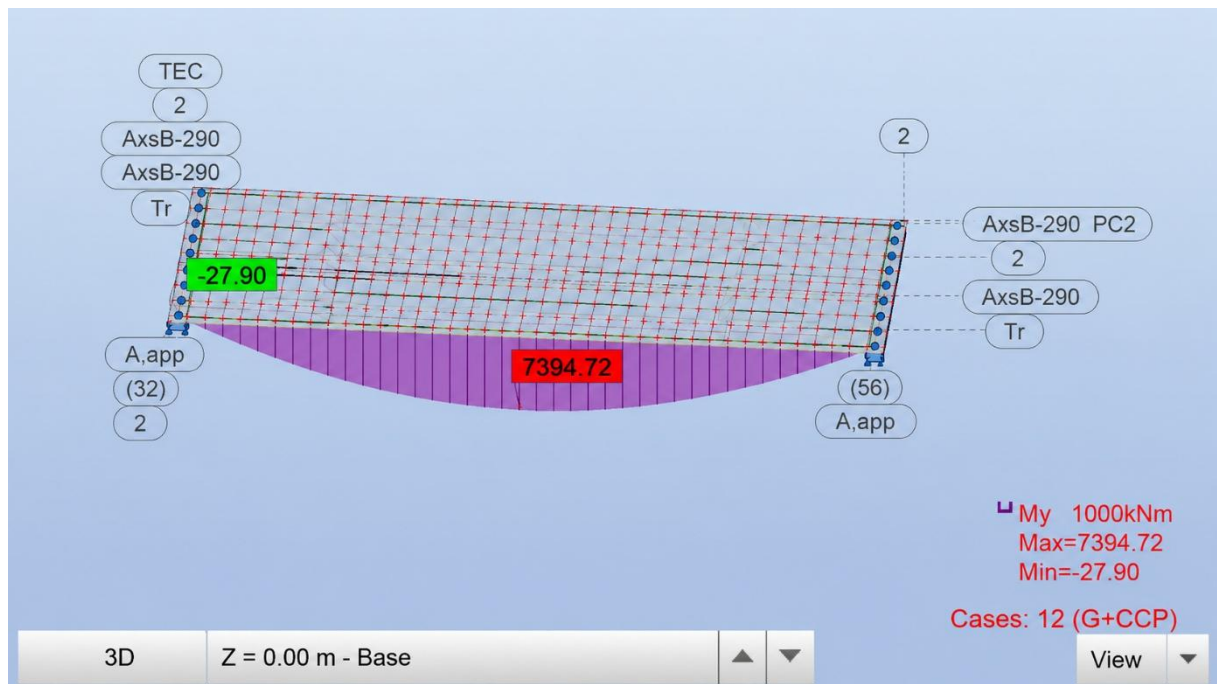


Figure XI.21 : Diagramme de moment fléchissant sous charges permanentes (G) — modèle de référence SETS.

Les écarts observés entre les résultats du code et ceux du modèle Robot de SETS restent inférieurs à 8 %, ce qui est considéré comme acceptable compte tenu des différences de modélisation inhérentes aux deux logiciels, comme établi au Chapitre VII. Par ailleurs, les deux ponts testés ont été modélisés manuellement dans Midas Civil, et les résultats obtenus sont identiques à ceux produits par le code généré, ce qui confirme la fiabilité et la cohérence du générateur MCT.

Les données d'entrée Excel, les informations de sections ainsi que les résultats de toutes les combinaisons de charges — issus du modèle Robot de SETS et du code généré — pour les deux ponts testés sont présentés en **Annexe E**.

Les combinaisons de charges maximales pour les deux ponts testés correspondent au convoi D240. Les diagrammes associés à ce cas de charge étant déjà présentés dans le corps du chapitre, ils ne sont pas reproduits en Annexe E.

XI.6. CONCLUSION

Ce chapitre a présenté le développement d'un outil de génération automatique de fichiers MCT pour Midas Civil, appliqué aux ponts routiers à poutre composite. L'objectif principal était de réduire significativement le temps de modélisation en transformant un processus manuel long et sujet aux erreurs en une opération automatisée, fiable et reproductible.

Les gains apportés par cet outil sont multiples. Sur le plan de l'efficacité, la génération d'un modèle complet — incluant géométrie, sections, charges statiques, charges mobiles et combinaisons — qui nécessiterait plusieurs heures de travail manuel est ramenée à quelques secondes d'exécution. Sur le plan de la fiabilité, la lecture systématique des paramètres depuis un fichier Excel structuré et le respect d'un ordre de génération conforme aux exigences du parseur MCT éliminent les erreurs de saisie et les incohérences de modèle. Sur le plan de la reproductibilité, le même outil peut être appliqué à tout nouveau pont sans aucune modification du code.

Les résultats ont été confirmés par la validation sur deux ouvrages réels issus des dossiers du bureau d'études SETS, où les écarts entre les modèles générés automatiquement et les modèles Robot de référence sont restés dans une marge acceptable.

Il convient toutefois de souligner les limites actuelles de l'outil. Le générateur est conçu spécifiquement pour les ponts à poutre composite, selon la topologie définie dans le fichier Excel. Tout pont sortant de ce cadre nécessiterait une adaptation du code. De même, les hypothèses de modélisation sont fixées par la conception actuelle et devraient être révisées pour d'autres contextes normatifs.

Les perspectives de développement sont nombreuses. À court terme, l'extension du code à d'autres types de ponts routiers courants constitue un prolongement naturel. À moyen terme, le développement d'une interface graphique apporterait une valeur ajoutée significative pour les bureaux d'études. À long terme, l'intégration dans une chaîne de calcul automatique complète — de la saisie des paramètres jusqu'à la vérification réglementaire — constitue une perspective ambitieuse mais réaliste.

CONCLUSION GENERALE

Le travail présenté le long de ce mémoire s'inscrit dans le cadre de notre projet de fin d'études intitulé « CONCEPTION ET ÉTUDE D'UN OA ROUTIER SUR OUED EL HARRACH, ENTRANT DANS LE CADRE DU PROJET DE DÉDOUBLEMENT DE LA LIAISON BIR TOUTA-SIDI MOUSSA AU PK 6+600 ».

En effet, cette étude nous a permis d'apprendre à faire la conception de plusieurs variantes d'un ouvrage, de faire une analyse multicritères pour choisir la conception adéquate pour le projet, de dimensionner, calculer et vérifier la variante la plus avantageuse en s'appuyant durant ce processus sur une bibliographie assez riche en ouvrages, normes, références et cours ainsi qu'en utilisant plusieurs logiciels de calcul et de dessin notamment : AUTOCAD, ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, ROBOT EXPERT, MICROSOFT OFFICE EXCEL, MIDAS CIVIL, CSI BRIDGE et PYTHON.

Ce projet ne fut pas sans difficultés. L'analyse sismique a constitué l'un des plus grands défis de cette étude, le site se trouvant dans une zone de forte sismicité avec un sol de catégorie très faible, ce qui a nécessité une attention particulière dans la modélisation et la vérification du comportement de l'ouvrage. De plus, la prise en main de logiciels jusqu'alors inconnus pour nous, tels que MIDAS CIVIL et CSI BRIDGE, a demandé un effort d'apprentissage considérable. Face à ces obstacles, nous avons choisi de développer, à l'aide du langage de programmation PYTHON, des outils de calcul automatisés permettant de gagner un temps précieux et de s'affranchir de la dépendance à une expertise poussée en logiciels spécialisés, rendant ainsi la démarche plus accessible et plus efficace.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de toutes les connaissances théoriques acquises durant le cursus de l'élève-ingénieur, telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, la mécanique des structures, le béton précontraint et bien d'autres.

A la lumière de ce projet, on a pu mieux visualiser les détails de la démarche à suivre afin d'étudier un pont en faisant recours à une conception visant l'optimisation entre l'économie, la technique, la sécurité et l'esthétique, en tenant compte toujours des contraintes rencontrées, et en surmontant les difficultés grâce à la persévérance et à l'innovation.

Pour conclure, on espère avoir fait de notre mieux pour l'accomplissement de ce travail qui n'est autre que le fruit de trois ans d'études à l'ENSTP et qui représente une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : Richardson, E.V., & Davis, S.R. (2001). HEC-18 – Evaluating Scour at Bridges (4th ed.). Federal Highway Administration, FHWA NHI 01-001, Washington D.C.
- [2] : Melville, B.W., & Coleman, S.E. (2000). Bridge Scour. Water Resources Publications, Highlands Ranch, CO.
- [3] : Lagasse, P.F., Zevenbergen, L.W., Spitz, W.J., & Arneson, L.A. (2009). HEC-23 – Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures (3rd ed.). Federal Highway Administration, FHWA-NHI-09-111, Washington D.C.
- [4] : Froehlich, D.C. (1988). Analysis of onsite measurements of scour at piers. Proceedings of the ASCE National Hydraulic Engineering Conference, Colorado Springs, CO, pp. 534–539.
- [5] : Melville, B.W. (1997). Pier and abutment scour: Integrated approach. *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 123(2), 125–136.
- [6] : Chabert, J., & Engeldinger, P. (1956). *Étude des affouillements autour des piles de ponts*. Laboratoire National d'Hydraulique, Chatou, France.
- [7] : *Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Règlementaire DTR*, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- [8] : *Règles parasismiques applicable aux domaines des ouvrages d'arts RPOA, Document Technique Règlementaire DTR*, Ministère Des Travaux Publics, 2008.
- [9] : Commission générale de normalisation du bâtiment, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites B.P.E.L.91*, document technique unifié DTU, France, 1991.
- [10] : Commission générale de normalisation du bâtiment, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites B.A.E.L.91*, Révisé en 99, document technique unifié DTU, France, 1991.
- [11] : CALGARO, J.A., BERNARD-GELY, A., *Conception des ponts*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1994.
- [12] : *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, Guide De Conception*, Service D'Etude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996.
- [13] : *Pont En Béton Précontraint Construits Par Encorbellement Successifs, Guide De Conception*, Ministère De L'équipement, Des Transports, Du Logement, Du Tourisme Et De La Mer, SETRA, France, 2003.
- [14] : La précontrainte Freyssinet, Soletanche Freyssinet, 2014.
- [15] : CALGARO, J.A., *Projet et construction des ponts, Généralités Fondations Appuis Ouvrages courants*, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris, France, 1999.

- [16] : *Appareils D'appuis En Elastomère Fretté, Guide Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires*, Service D'Etude technique Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, juillet2007.
- [17] : *Ponts courants en zone sismique, Guide de conception*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer, SETRA, France, janvier 2000.
- [18] : Zourgui, N. — Cours de ponts, ENSTP, support pédagogique.
- [19] : Chaussin, R., & Lacroix, Y. — *Béton précontraint*, Eyrolles, Paris.
- [20] : MIDAS Information Technology — *MIDAS Civil User Manual, Beam End Release & Boundary Conditions*. <https://support.midasuser.com/hc/en-us/articles/17922716925337-Beam-End-Release>
- [21] : MIDAS Expert Tips — *Strut-and-Tie Modeling for Pier Caps*. <https://landing.midasuser.com/bridge-library/strut-and-tie-modeling-for-pier-caps>
- [22] : CSI Knowledge Base — *Bridge Modeling Guidelines, CSiBridge Documentation*. <https://wiki.csiamerica.com>
- [23] : NF EN 1992-1-1 — *Eurocode 2 : Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales*. Articles §9.2.1.1, §9.2.1.2 et Annexe J.
- [24] : NF EN 1992-2 — *Eurocode 2 : Ponts en béton, Partie 2 : Règles générales*. §5.3.2.
- [25] : BAEL 91 révisé 99 — *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé*. AFNOR, 1999.
- [26] : Bentley Systems — *LEAP RC-PIER, Pier Cap Flexure Design (AASHTO LRFD)*. <https://docs.bentley.com/LiveContent/web/LEAP%20RC-PIER%20US%20Help-v5/en/GUID-658D21E0-8C46-4613-A39C-F289FD517CCF.html>

ANNEXES



Sondage (SC 01 OEH) Caisse N° 01 : (00.00 –10.00) m



Sondage (SC 01 OEH) Caisse N° 02 : (10.00 –20.00)



Sondage (SC 01 OEH) Caisse N° 03 : (20.00 –30.00) m

المختبر المركزي للأشغال العمومية
LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01 (OEH)

Projet : Etude de dédoublement de la liaison Birtouta Sidi Moussa 2ème Rcade d'Alger Dossier N° : 31.25.0004

Endroit : Ouvrage sur Oued el harrach Client : SETS

Date début :	Coordonnées GPS:	Boue de forage : eau	Etat des échantillons :
Date fin :	X :	Type forage : carotté	Intact Remanié
Profondeur forée (m) : 30	Y :	Foreuse :	Paraffiné Roche
Niveau d'eau (m) :	Z :		

Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0													
4.0													
6.0													
8.0													
10.0													
12.0													
14.0													
16.0												Dépôts alluvionnaires.	
18.0													
20.0													
22.0													
24.0													
26.0													
28.0													
30.0	-30.00	30.00											
32.0												Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
34.0													

REMARQUES :	TYPE CAROTTIER :	ABREVIATIONS :
	CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	AO : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Aterberg(W,L,P) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique(Gd, Gg) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement

Préparé par : Vérifié par : 16/04/2025 Page : 1 de 1

Annexe A.1. Sondage SC01.



Sondage (SC 02 OEH) Caisse N° 01 : (00.00 –10.00) m



Sondage (SC 02 OEH) Caisse N° 02 : (10.00 –20.00) m



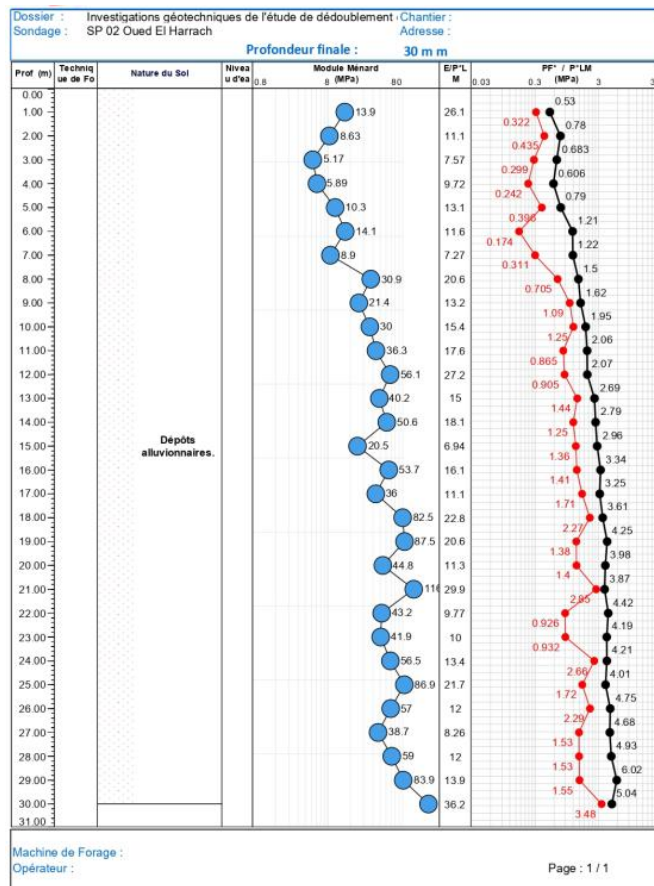
Sondage (SC 02 OEH) Caisse N° 03 : (20.00 –30.00) m

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

 المختبر المركزي للأشغال العمومية LABORATOIRE CENTRAL DES TRAVAUX PUBLICS		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC 02 (OEH)											
Projet : Etude de dédoublement de la liaison Birtouta Sidi Moussa 2ème Rocade d'Alger Dossier N° : 31.25.0004													
Endroit : Ouvrage Oued El Harrach													
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :											
Boue de forage : eau Type forage : carotté Foreuse :		Etat des échantillons : Intact ☒ Remanié ☐ Paraffiné ☐ Roche ☐											
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0	-4.50	4.50										Remblais constitués d'argile beige très graveleuse mélangée à des sables beige jaune contenant des débris de brique.	
4.0												Dépôts alluvionnaires.	
6.0													
8.0													
10.0													
12.0													
14.0													
16.0													
18.0													
20.0													
22.0													
24.0													
26.0													
28.0													
30.0	-30.00	30.00										Fin du forage à une profondeur de 30 m.	
32.0													
34.0													
REMARQUES :												TYPE CAROTTIER : CP : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G _s , G _m) AC : Analyse chimique CIB : Coefficient rectiligne TR : Classement Triaxial Rc : Résistance à la compression CEB : Essai oedométrique G _L : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement
Préparé par :						Vérifié par :						16/04/2025	Page : 1 de 1

Annexe A.2. Sondage SC02.

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

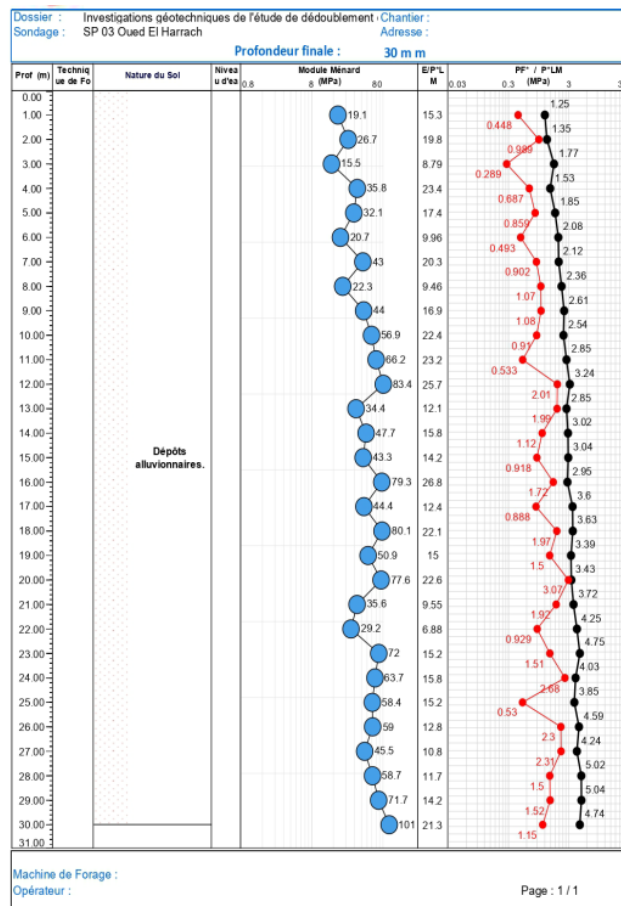


Coupe géologique	Profondeur(m)	Pf (bars)	E (bars)	PL* (bars)	E / PL*
Dépôts alluvionnaires	1.00	3.22	139.0	5.30	26.1
	2.00	4.35	86.3	7.80	11.1
	3.00	2.99	51.7	6.83	7.57
	4.00	2.42	58.9	60.06	9.72
	5.00	3.96	103.0	7.90	13.1
	6.00	7.40	141.0	12.1	11.6
	7.00	3.11	89.0	12.2	7.27
	8.00	7.05	309.0	15.0	20.6
	9.00	10.9	214.0	16.2	13.2
	10.0	12.5	300.0	19.5	15.4
	11.0	8.65	363.0	20.6	17.6
	12.0	9.05	561.0	20.7	27.2
	13.0	14.4	402.0	26.9	15.0
	14.0	12.5	506.0	27.9	18.1
	15.0	13.6	205.0	29.6	6.94
	16.0	14.1	537.0	33.4	16.1
	17.0	17.1	360.0	32.5	11.1
	18.0	22.7	825.0	36.1	22.8
	19.0	13.8	875.0	42.5	20.6
	20.0	14.0	448.0	39.8	11.3
	21.0	28.5	1160	38.7	29.9
	22.0	9.26	432.0	44.2	9.77
	23.0	9.32	419	41.9	10.0
	24.0	26.6	565	42.1	13.4
	25.0	17.2	869	40.1	21.7
	26.0	22.9	570	47.5	12.0
	27.0	15.3	387	46.8	8.26
	28.0	15.3	590	49.3	12.0
	29.0	15.5	839	60.2	13.9
	30.0	34.8	1824.4	50.4	36.2

Annexe A.3. Sondage SP02.

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Coupe géologique	Profondeur(m)	Pf (bars)	E (bars)	PL* (bars)	E / PL *
Dépôts alluvionnaires	1.00	4.48	191	12.5	15.3
	2.00	9.89	267	13.5	19.8
	3.00	2.89	155	17.7	8.79
	4.00	6.87	358	15.3	23.4
	5.00	8.59	321	18.5	17.4
	6.00	4.93	207	20.8	9.96
	7.00	9.02	430	21.2	20.3
	8.00	10.7	223	23.6	9.46
	9.00	10.8	440	26.1	16.9
	10.0	9.10	569	25.4	22.4
	11.0	5.33	662	28.5	23.2
	12.0	20.1	834	32.4	25.7
	13.0	19.9	344	28.5	12.1
	14.0	11.2	477	30.2	15.8
	15.0	9.18	433	30.4	14.2
	16.0	17.2	793	29.5	26.8
	17.0	8.88	444	36.0	12.4
	18.0	19.7	801	36.3	22.1
	19.0	15.0	509	33.9	15.0
	20.0	30.7	776	34.3	22.6
	21.0	19.2	356	37.2	9.55
	22.0	9.29	292	42.5	6.88
	23.0	15.1	720	47.5	15.2
	24.0	26.8	637	40.3	15.8
	25.0	5.30	584	38.5	15.2
	26.0	23.0	590	45.9	12.8
	27.0	23.1	455	42.4	10.8
	28.0	15.0	587	50.2	11.7
	29.0	15.2	717	50.4	14.2
	30.0	11.5	1010	47.4	21.3



Annexe A.3. Sondage SP02.

ANNEXE A : RESULTATS DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

Calcul à longueur imposée : L = 28.00

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-2.00	39.91	1467.0	1.200	0.0	1991.0	995.5	716.7	895.9	1413.6	1652.5
01	-3.00	39.91	1467.0	1.200	150.5	1991.0	1100.8	792.0	992.2	1520.4	1777.4
01	-4.00	39.91	2350.7	1.200	300.9	3190.2	1805.8	1298.9	1628.2	2478.7	2897.7
01	-5.00	39.91	3455.3	1.200	451.4	4689.4	2660.6	1913.9	2399.1	3649.9	4266.8
01	-5.00	39.91	3455.3	1.200	451.4	4689.4	2660.6	1913.9	2399.1	3649.9	4266.8
02	-5.00	120.00	4118.0	1.200	451.4	5588.8	3110.4	2237.7	2803.8	4288.5	5013.4
02	-6.00	120.00	4118.0	1.200	903.8	5588.8	3427.0	2463.9	3093.4	4609.7	5388.8
02	-7.00	120.00	4118.0	1.200	1356.2	5588.8	3743.7	2690.0	3382.9	4930.9	5764.3
02	-8.00	120.00	4118.0	1.200	1808.5	5588.8	4060.4	2916.2	3672.4	5252.1	6139.8
02	-9.00	120.00	4118.0	1.200	2260.9	5588.8	4377.1	3142.4	3962.0	5573.3	6515.3
02	-10.00	120.00	4118.0	1.200	2713.3	5588.8	4693.7	3368.6	4251.5	5894.5	6890.8
02	-11.00	120.00	4118.0	1.200	3165.7	5588.8	5010.4	3594.8	4541.0	6215.7	7266.3
02	-12.00	120.00	4118.0	1.200	3618.1	5588.8	5327.1	3821.0	4830.6	6536.9	7641.7
02	-13.00	120.00	4118.0	1.200	4070.5	5588.8	5643.7	4047.2	5120.1	6858.1	8017.2
02	-14.00	120.00	4118.0	1.200	4522.9	5588.8	5960.4	4273.4	5409.6	7179.3	8392.7
02	-15.00	120.00	4118.0	1.200	4975.3	5588.8	6277.1	4499.6	5699.1	7500.5	8768.2
02	-16.00	120.00	4118.0	1.200	5427.7	5588.8	6593.8	4725.8	5988.7	7821.7	9143.7
02	-17.00	120.00	4118.0	1.200	5880.0	5588.8	6910.4	4952.0	6278.2	8142.9	9519.2
02	-18.00	120.00	4118.0	1.200	6332.4	5588.8	7227.1	5178.2	6567.7	8464.1	9894.6

Annexe A.4 : Vérification de la capacité portante en compression du pieu SP2 (FOXTA)

Calcul à longueur imposée : L = 28.00

couche	cote	qsl	ple	kp	Qs	Qp	Fluage	ELS-QP	ELS-Rare	ELU-FOND	ELU-ACC
01	-2.00	39.91	1467.0	1.200	0.0	1991.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
01	-3.00	39.91	1467.0	1.200	150.5	1991.0	105.3	0.0	75.2	106.8	115.9
01	-4.00	39.91	2350.7	1.200	300.9	3190.2	210.6	0.0	150.5	213.6	231.7
01	-5.00	39.91	3455.3	1.200	451.4	4689.4	316.0	0.0	225.7	320.5	347.6
01	-5.00	39.91	3455.3	1.200	451.4	4689.4	316.0	0.0	225.7	320.5	347.6
02	-5.00	120.00	4118.0	1.200	451.4	5588.8	316.0	0.0	225.7	320.5	347.6
02	-6.00	120.00	4118.0	1.200	903.8	5588.8	632.6	0.0	451.9	641.7	695.9
02	-7.00	120.00	4118.0	1.200	1356.2	5588.8	949.3	0.0	678.1	962.9	1044.2
02	-8.00	120.00	4118.0	1.200	1808.5	5588.8	1266.0	0.0	904.3	1284.1	1392.6
02	-9.00	120.00	4118.0	1.200	2260.9	5588.8	1582.7	0.0	1130.5	1605.3	1740.9
02	-10.00	120.00	4118.0	1.200	2713.3	5588.8	1899.3	0.0	1356.7	1926.5	2089.3
02	-11.00	120.00	4118.0	1.200	3165.7	5588.8	2216.0	0.0	1582.9	2247.7	2437.6
02	-12.00	120.00	4118.0	1.200	3618.1	5588.8	2532.7	0.0	1809.0	2568.8	2785.9
02	-13.00	120.00	4118.0	1.200	4070.5	5588.8	2849.3	0.0	2035.2	2890.0	3134.3
02	-14.00	120.00	4118.0	1.200	4522.9	5588.8	3166.0	0.0	2261.4	3211.2	3482.6
02	-15.00	120.00	4118.0	1.200	4975.3	5588.8	3482.7	0.0	2487.6	3532.4	3831.0
02	-16.00	120.00	4118.0	1.200	5427.7	5588.8	3799.4	0.0	2713.8	3853.6	4179.3
02	-17.00	120.00	4118.0	1.200	5880.0	5588.8	4116.0	0.0	2940.0	4174.8	4527.6
02	-18.00	120.00	4118.0	1.200	6332.4	5588.8	4432.7	0.0	3166.2	4496.0	4876.0

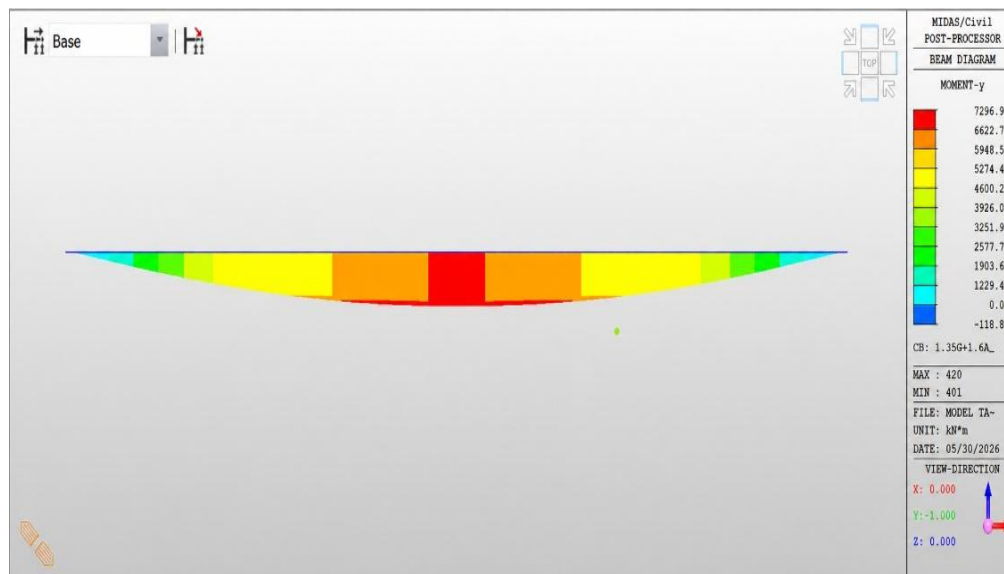
Annexe A.4 : Vérification de la capacité portante en traction du pieu SP2 (FOXTA)

RESULTATS DES COMBINAISONS DES CHARGES

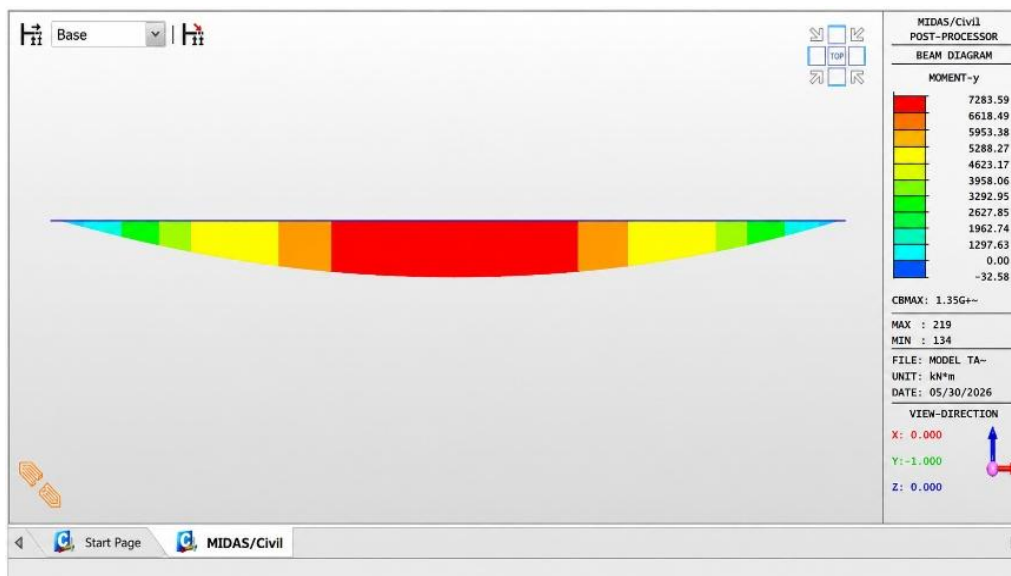
Elèves Ingénieurs : HAMLAOUI & AIS.

Projet : PFE.

MIDAS CIVIL



Annexe B.1 : Moment à l'ELU sous la combinaison AL2



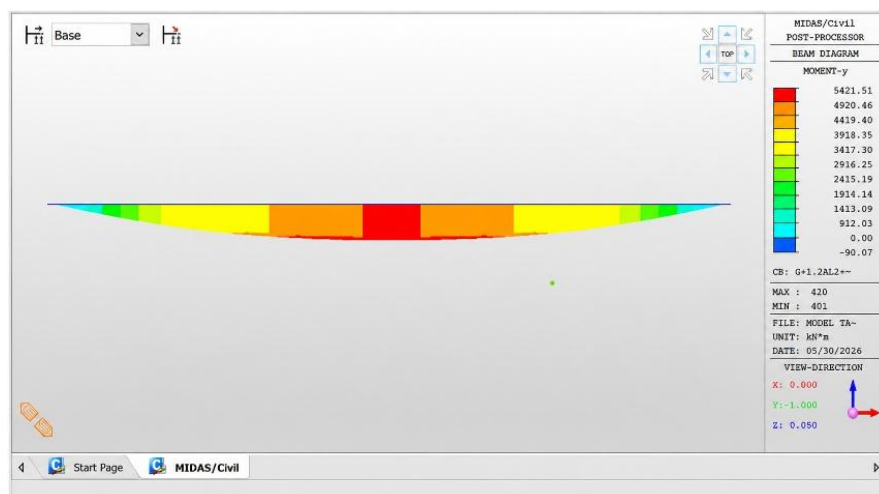
Annexe B.2 : Moment à l'ELU sous la combinaison BC2



Annexe B.3 : Moment à l'ELU sous la combinaison BT2.



Annexe B.4 : Moment à l'ELU sous la combinaison MC120



Annexe B.5 : Moment à l'ELS sous la combinaison AL2



Annexe B.6 : Moment à l'ELS sous la combinaison BC2.



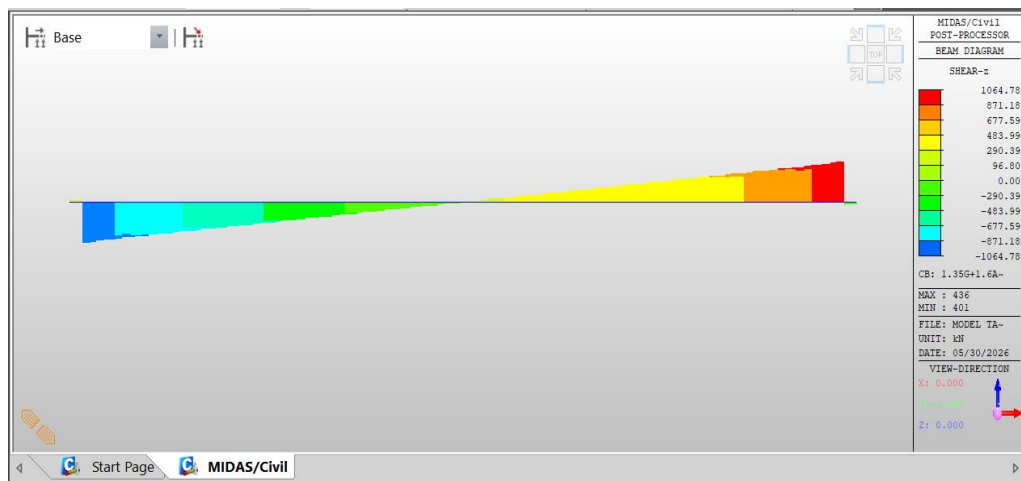
Annexe B.7 : Moment à l'ELS sous la combinaison BT2



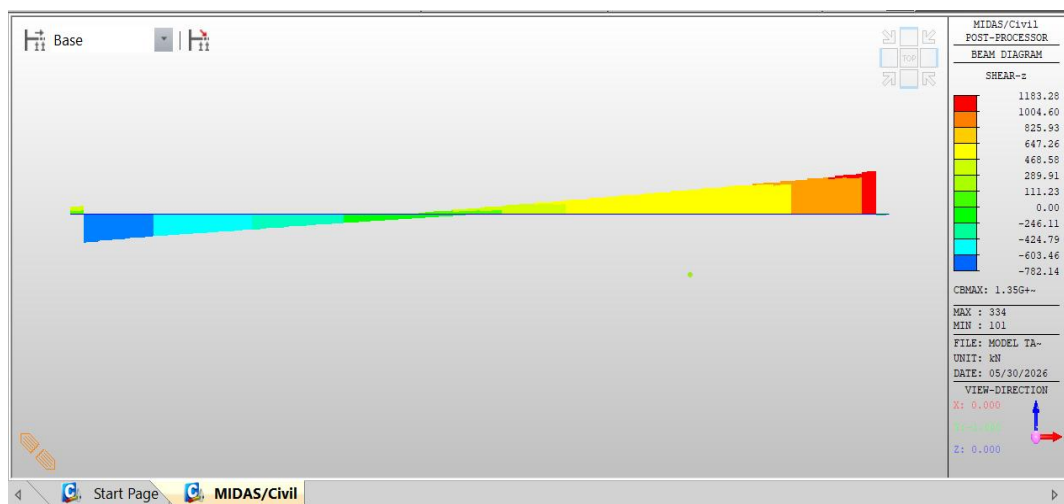
Annexe B.8 : Moment à l'ELS sous la combinaison MC120



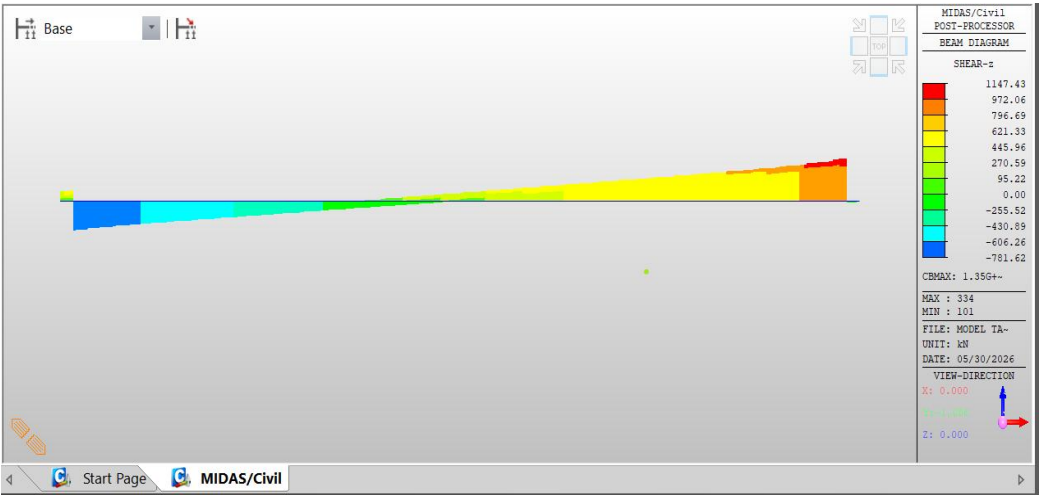
Annexe B.9 : Moment sous la combinaison G (CP+CCP)



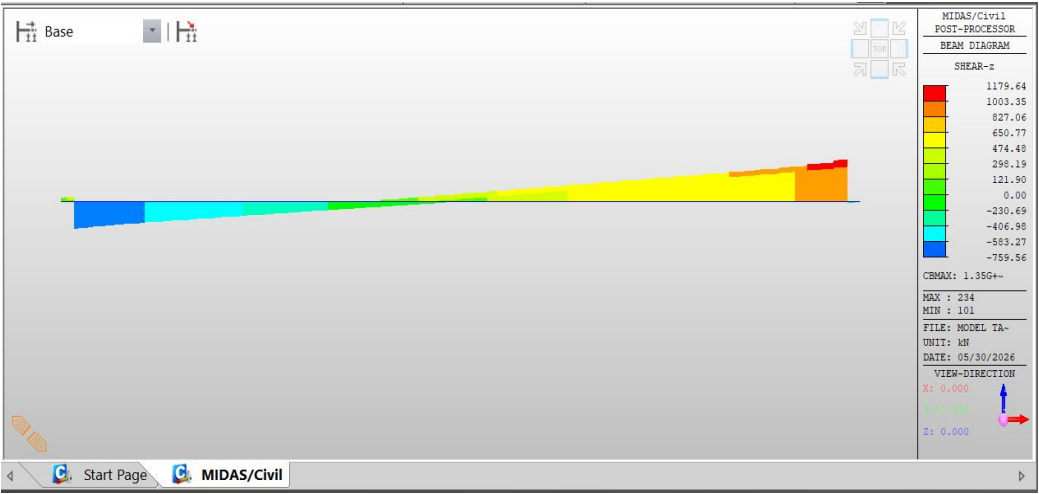
Annexe B.10 : Effort tranchant sous la combinaison AL2 a l'ELU



Annexe B.11 : Effort tranchant sous la combinaison BC2 a l'ELU.

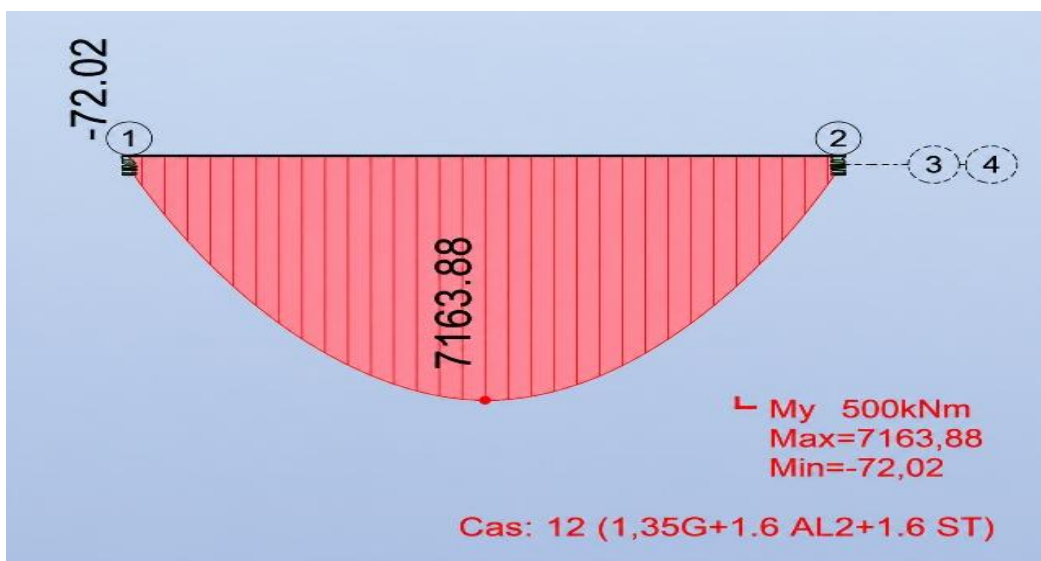


Annexe B.12 : Effort tranchant sous la combinaison BT2 a l'ELU.

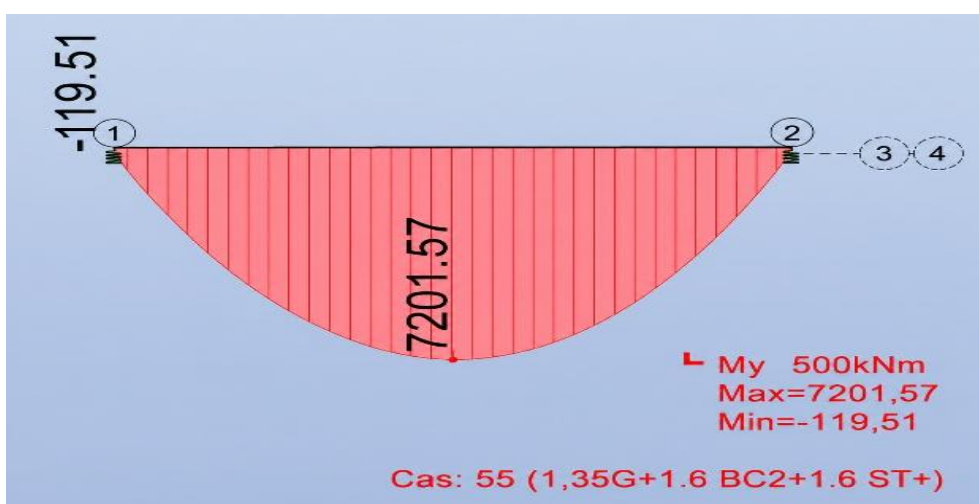


Annexe B.13 : Effort tranchant sous la combinaison MC120 a l'ELU.

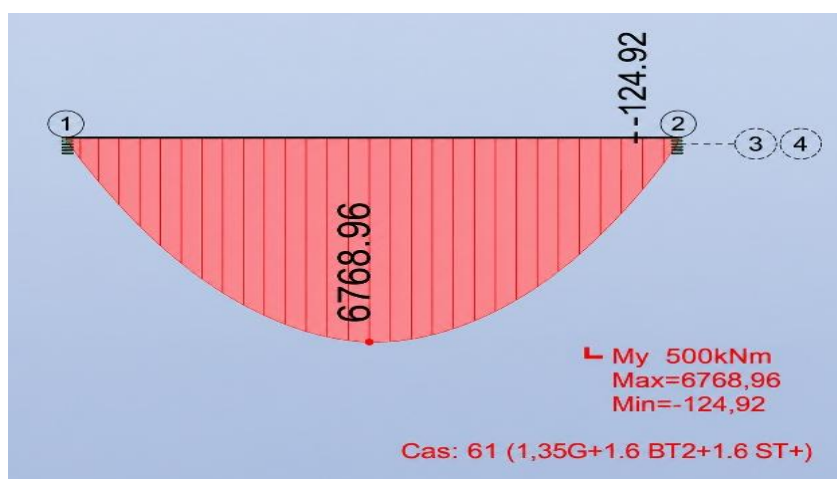
ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS



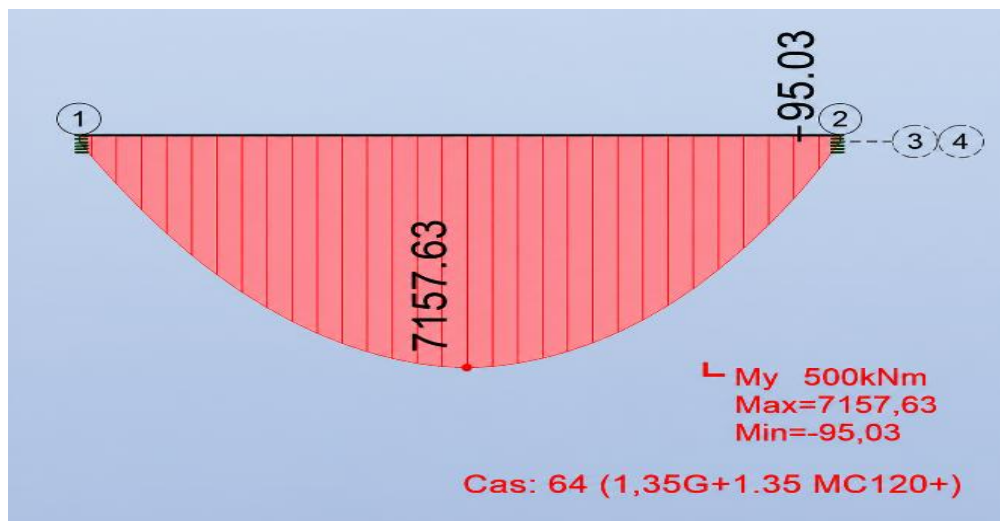
Annexe B.14 : Moment à l'ELU sous la combinaison AL2.



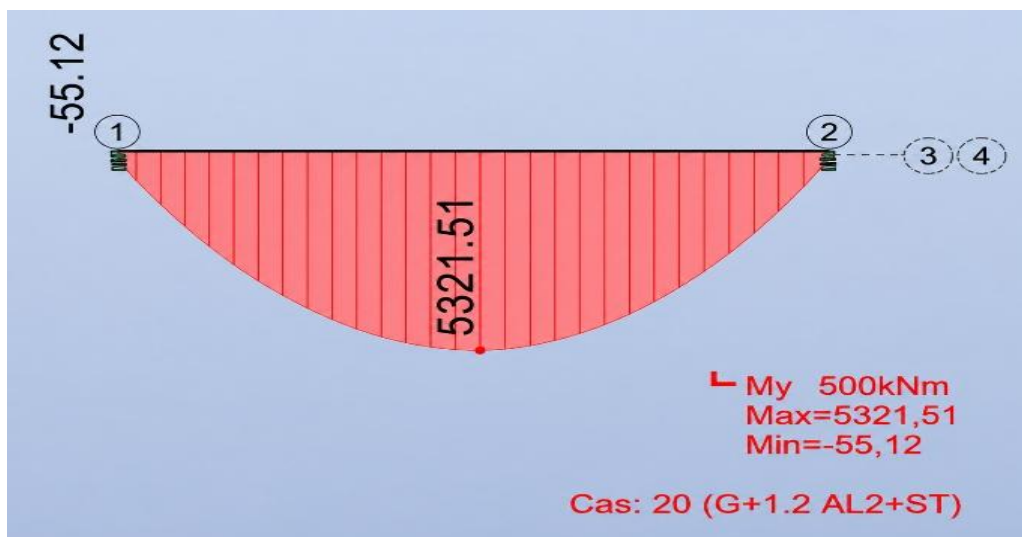
Annexe B.15 : Moment à l'ELU sous la combinaison BC2.



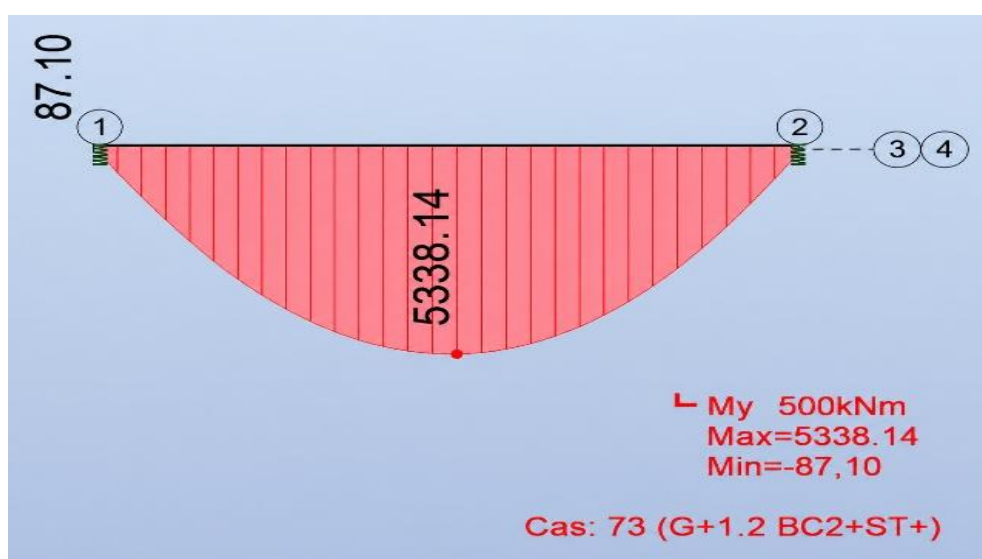
Annexe B.16 : Moment à l'ELU sous la combinaison BT2.



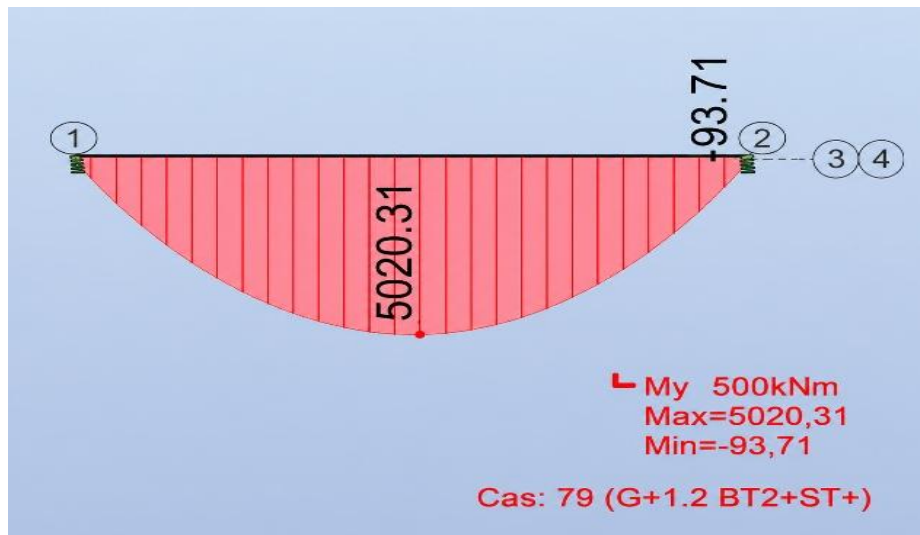
Annexe B.17 Moment à l'ELU sous la combinaison MC120



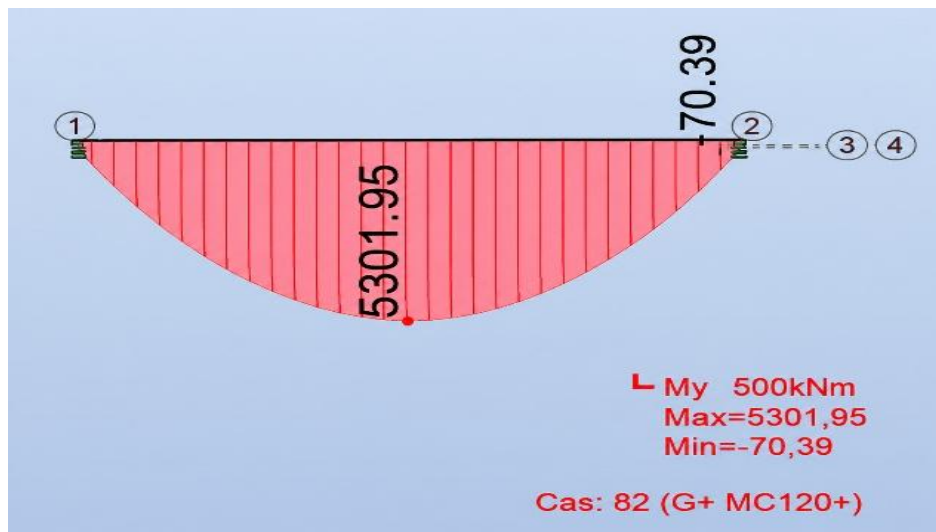
Annexe B.18 : Moment à l'ELS sous la combinaison AL2.



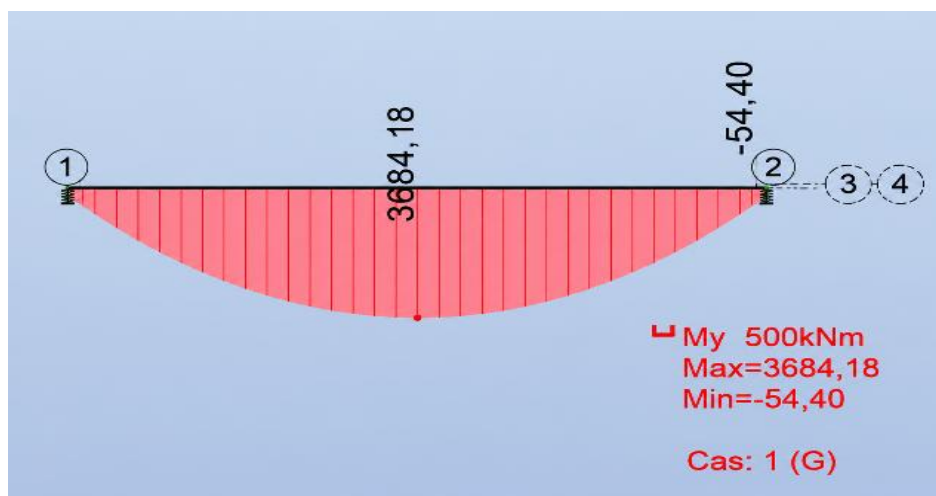
Annexe B.19 : Moment à l'ELS sous la combinaison BC2.



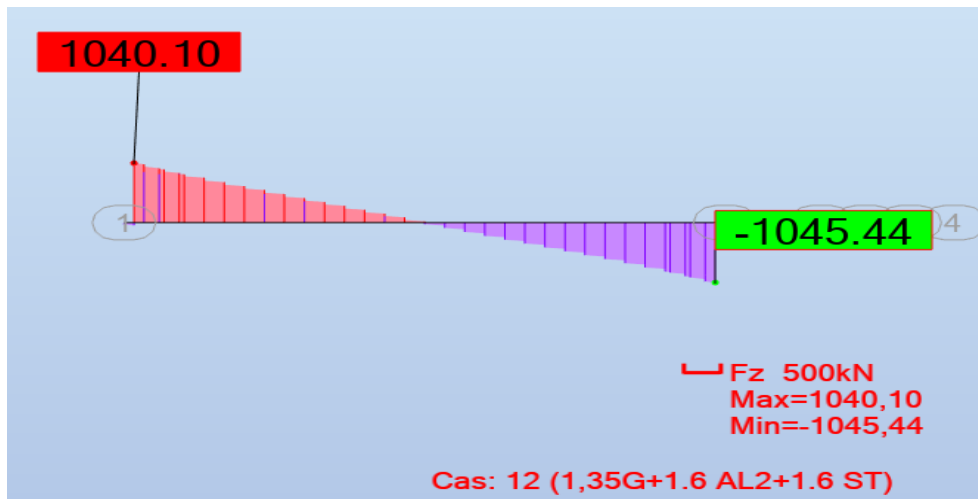
Annexe B.20 : Moment à l'ELS sous la combinaison BT2.



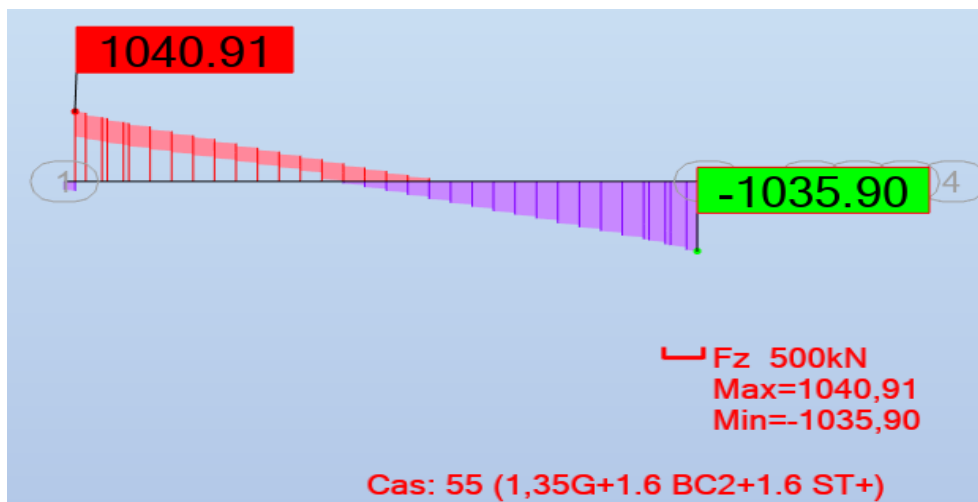
Annexe B.21 : Moment à l'ELS sous la combinaison MC120.



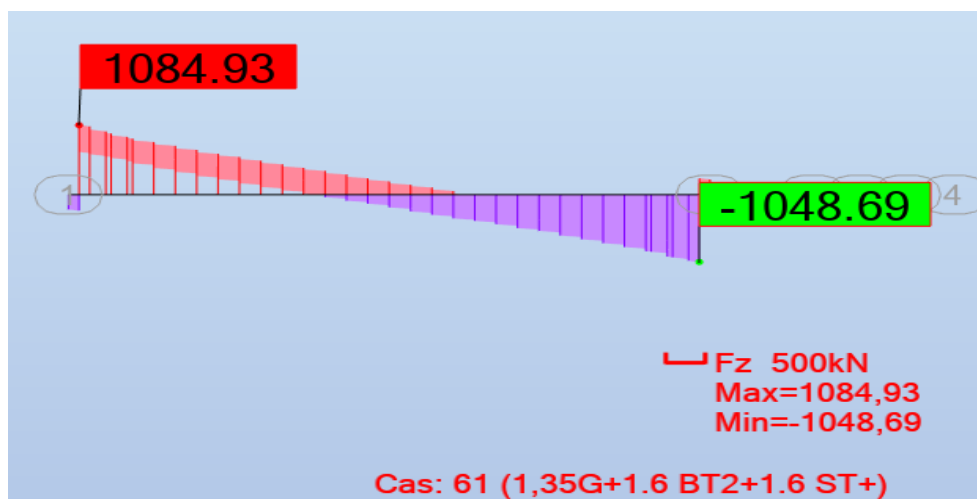
Annexe B.22 : Moment sous la combinaison G (CP+CCP).



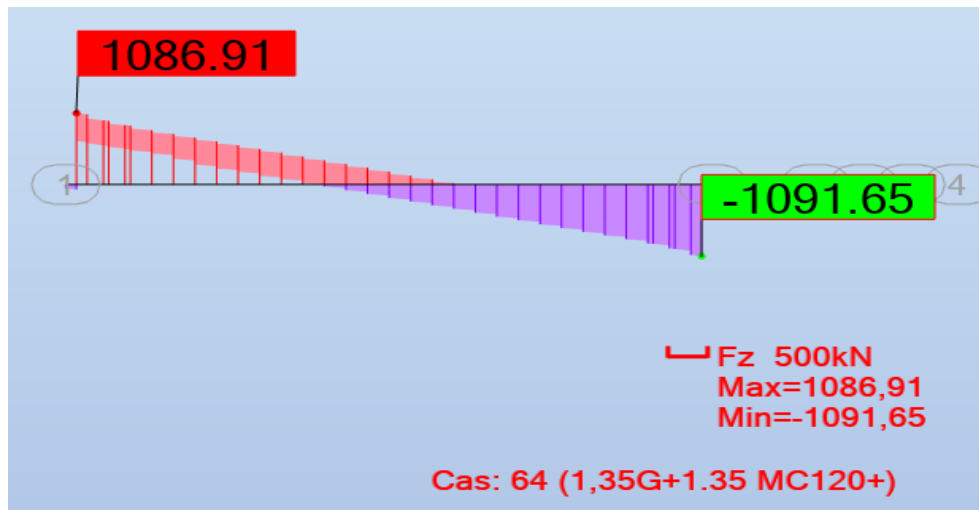
Annexe B.23 : Effort tranchant sous la combinaison AL2 a l'ELU.



Annexe B.24 : Effort tranchant sous la combinaison BC2 a l'ELU.

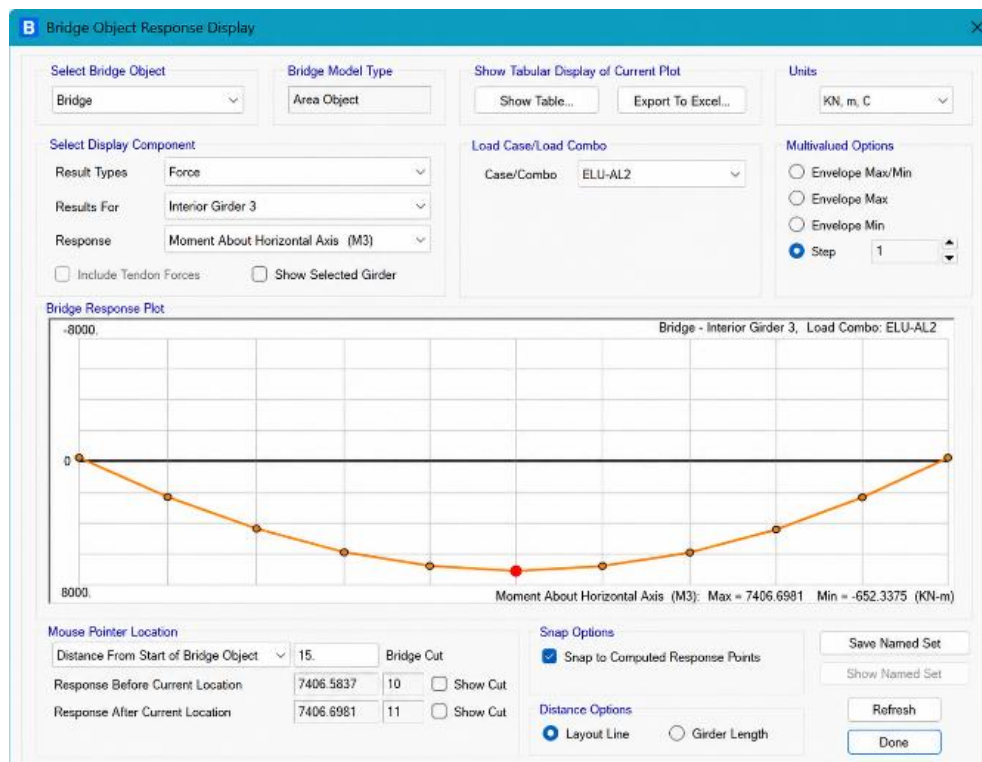


Annexe B.25 : Effort tranchant sous la combinaison BT2 a l'ELU.

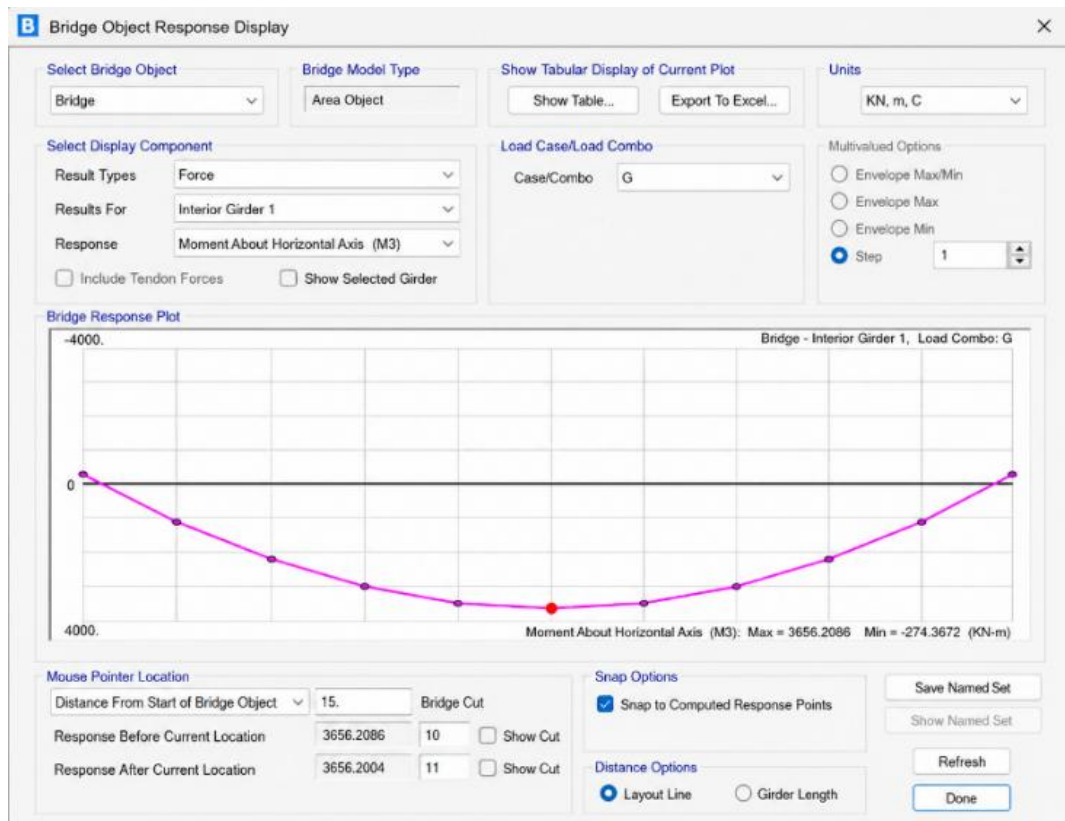


Annexe B.26 : Effort tranchant sous la combinaison MC120 a l'ELU.

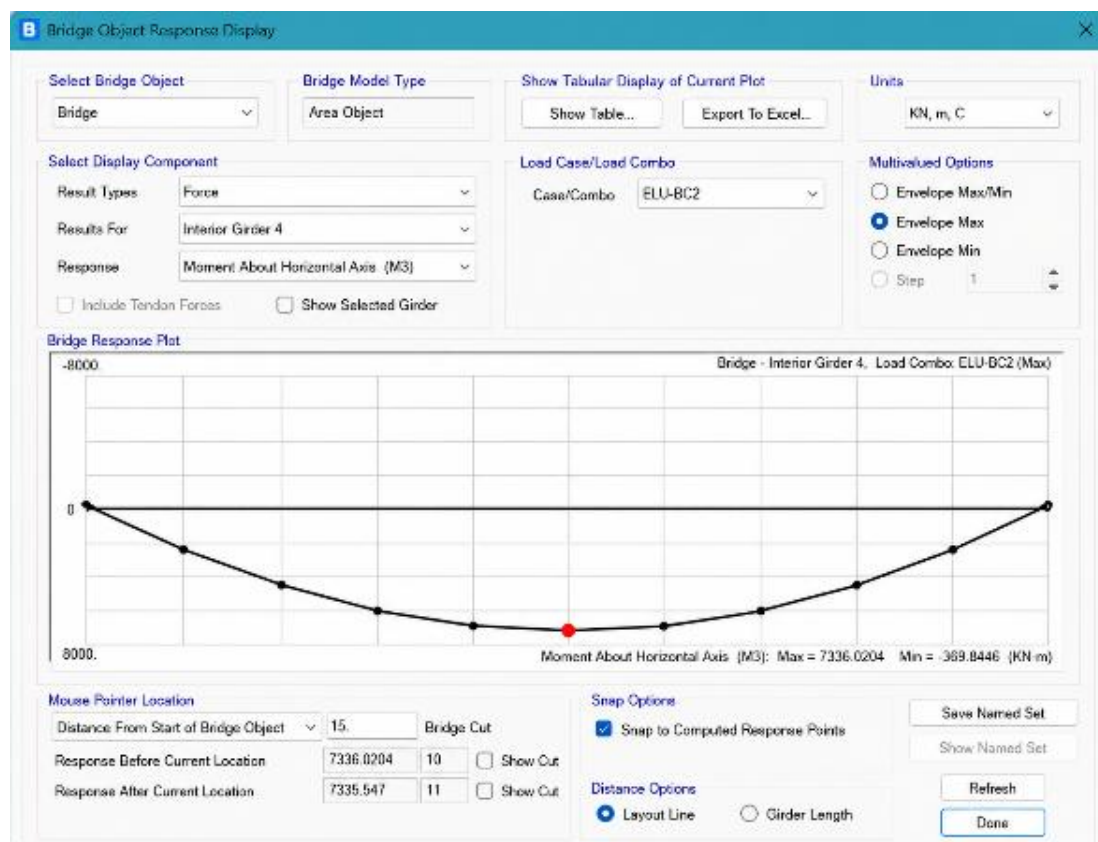
CSI BRIDGE



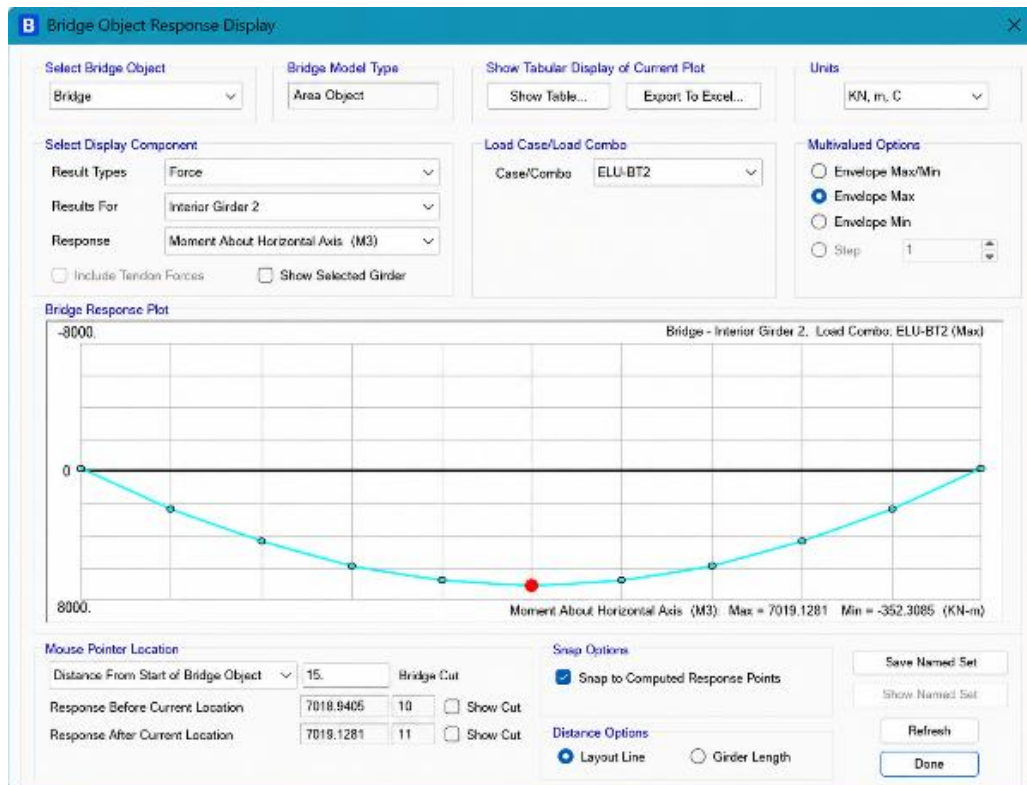
Annexe B.27 : Moment à l'ELU sous la combinaison AL2.



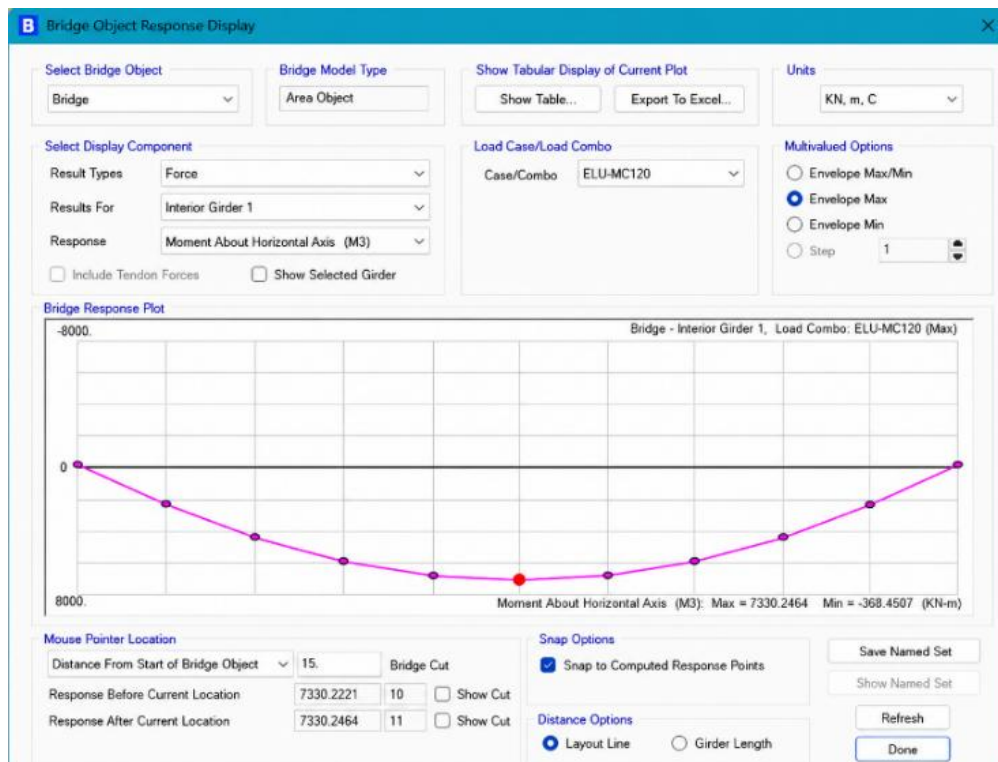
Annexe B.28 : Moment à l'ELU sous la combinaison G (CP+CCP).



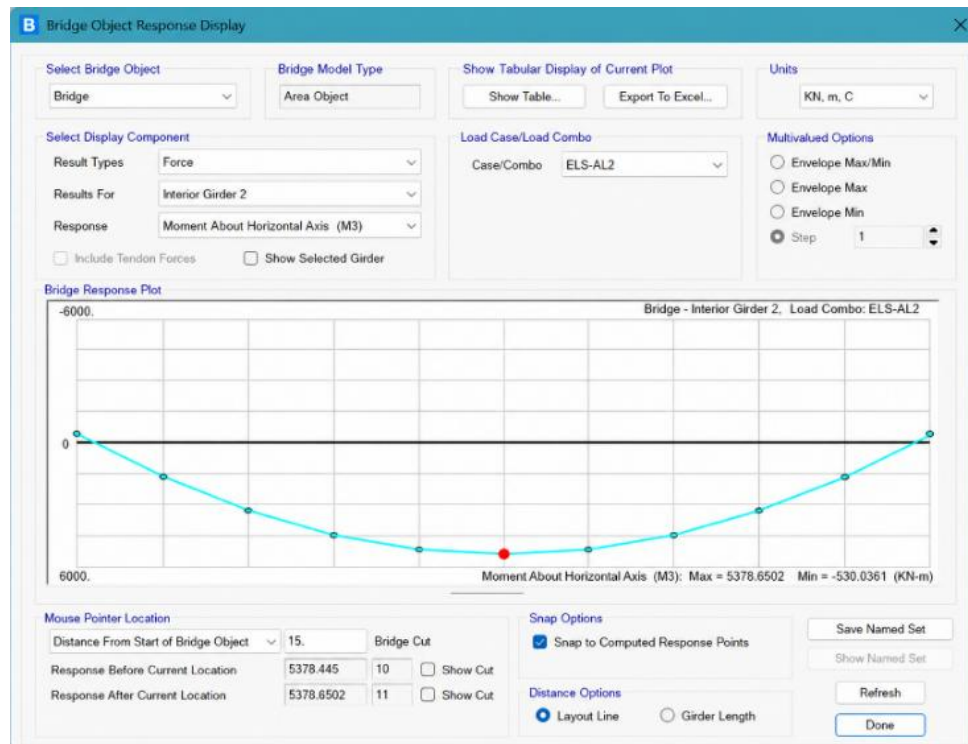
Annexe B.29 : Moment à l'ELU sous la combinaison BC2.



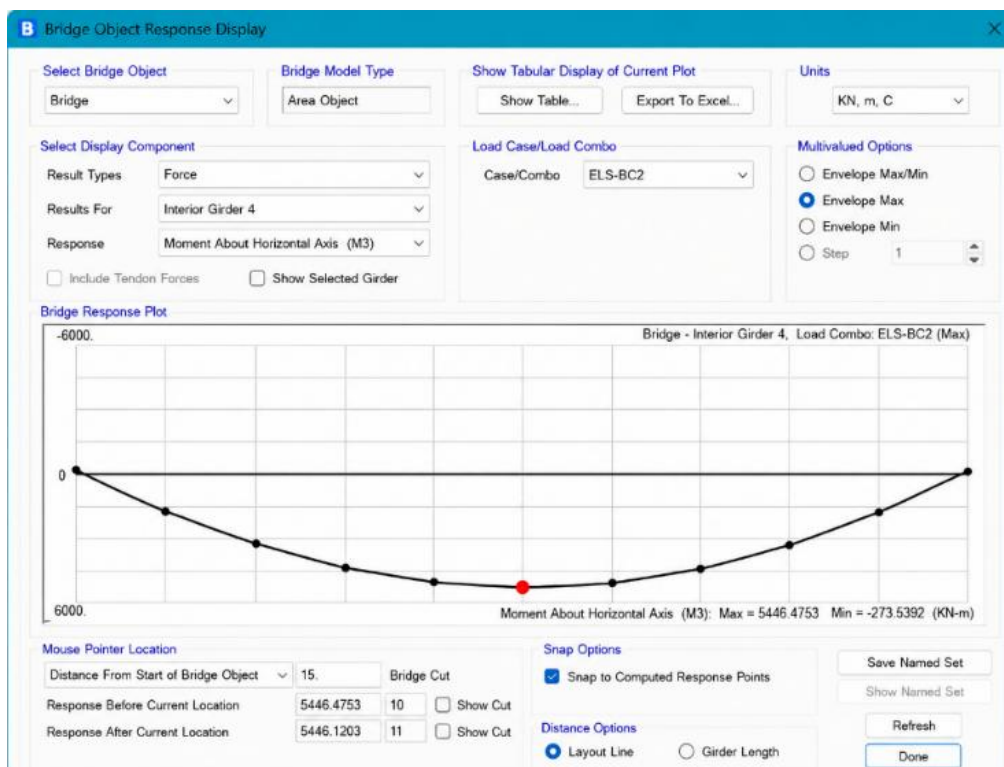
Annexe B.30 : Moment à l'ELU sous la combinaison BT2.



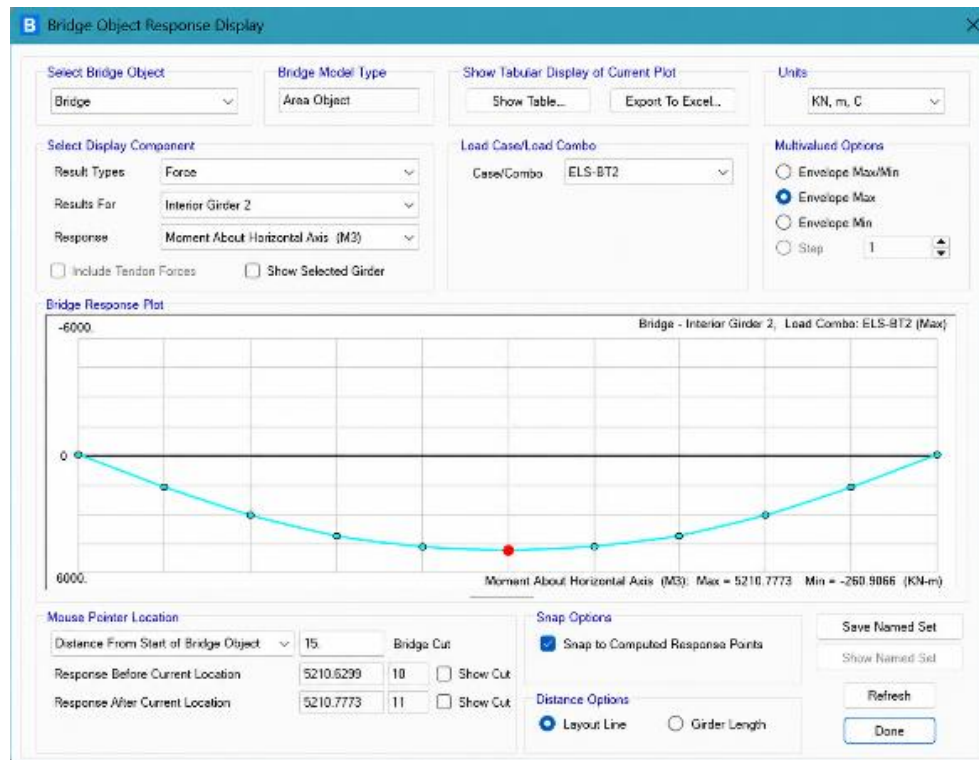
Annexe B.31 : Moment à l'ELU sous la combinaison MC120.



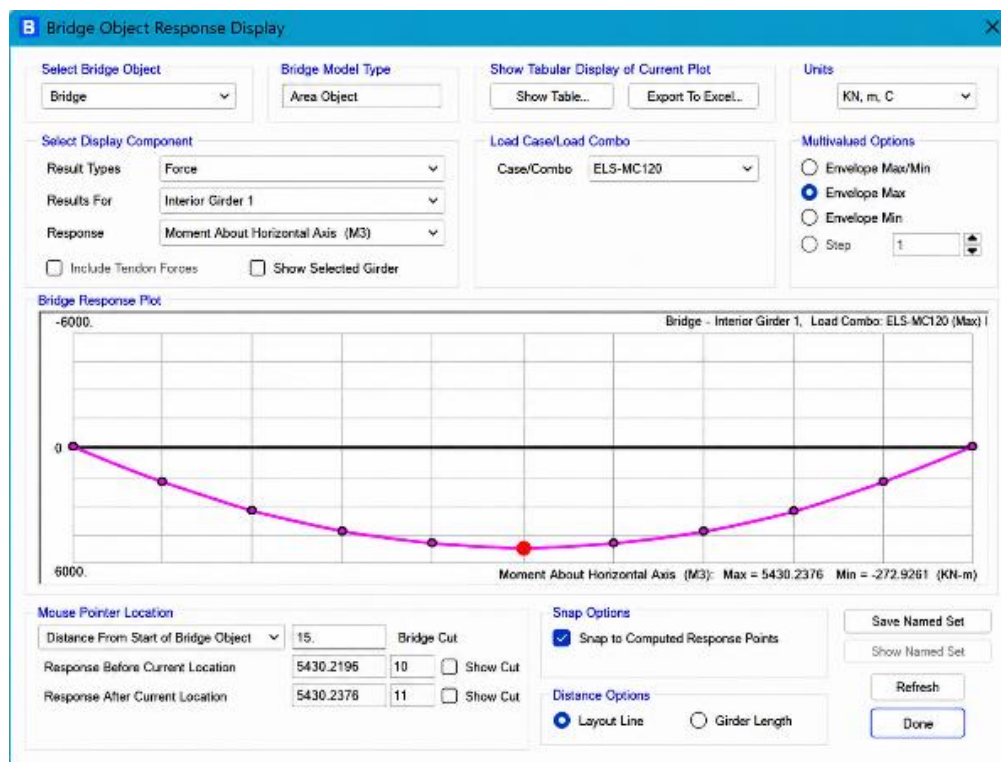
Annexe B.32 : Moment à l'ELS sous la combinaison AL2.



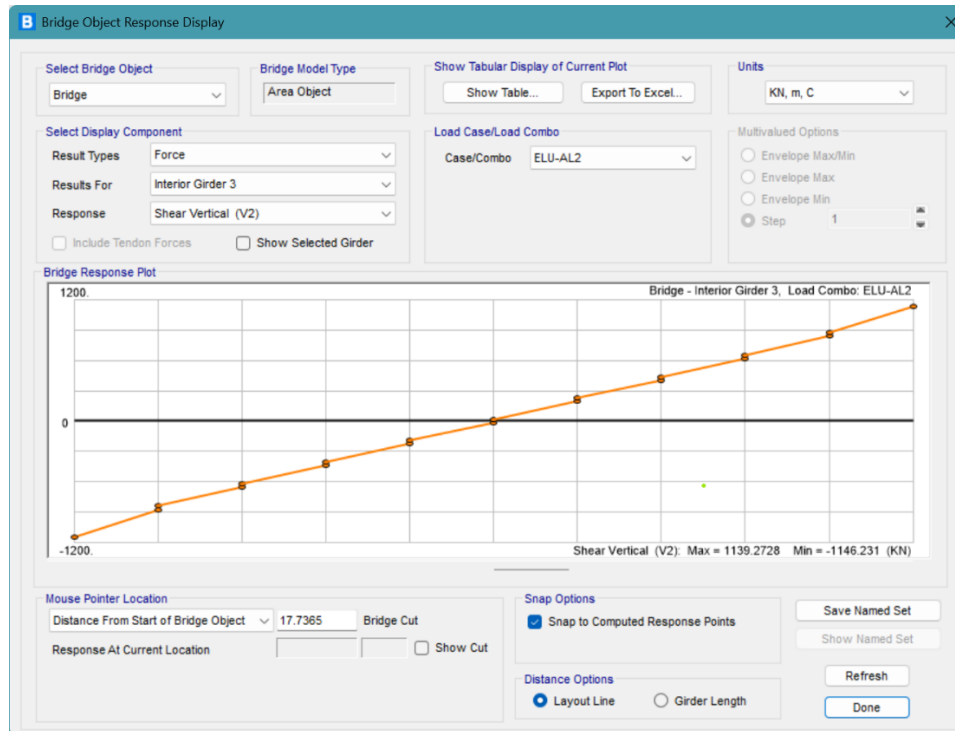
Annexe B.33 : Moment à l'ELS sous la combinaison BC2.



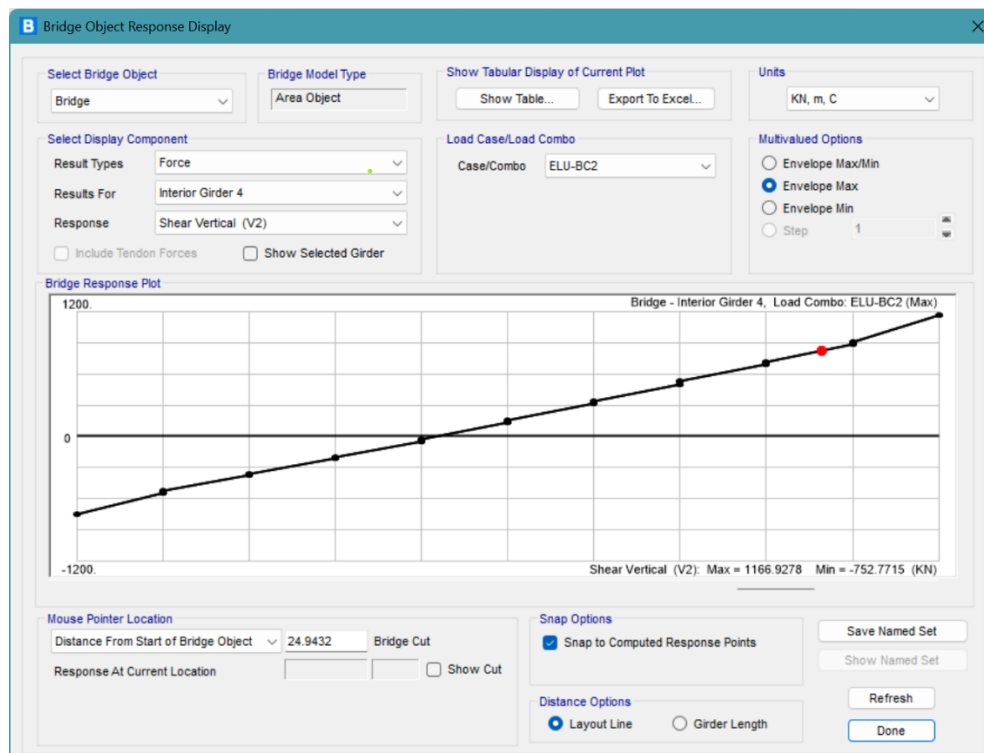
Annexe B.34 : Moment à l'ELS sous la combinaison BT2.



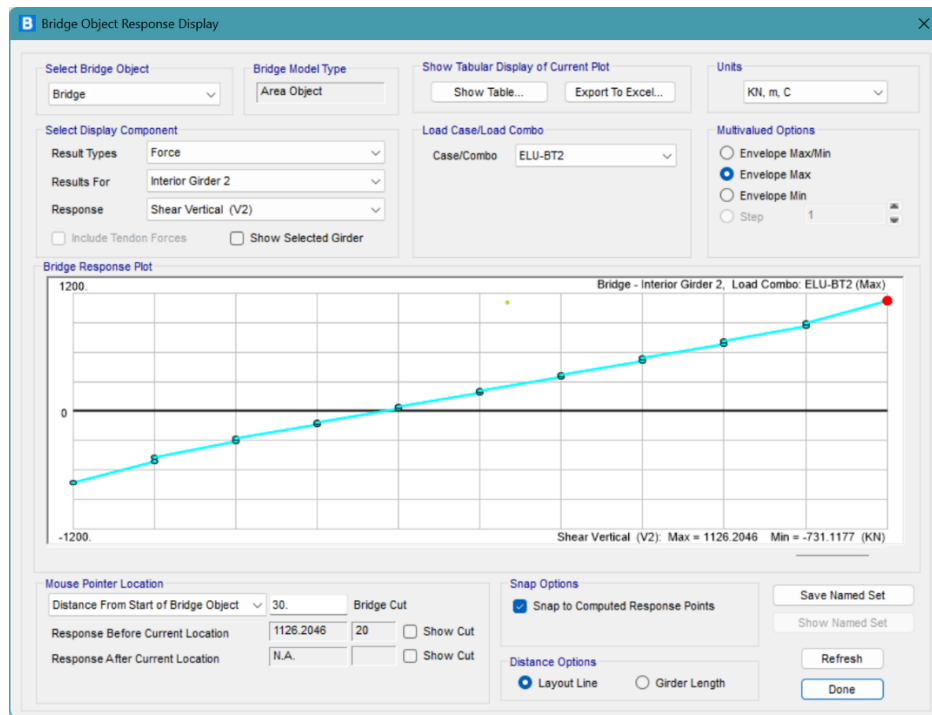
Annexe B.35 : Moment à l'ELS sous la combinaison MC120.



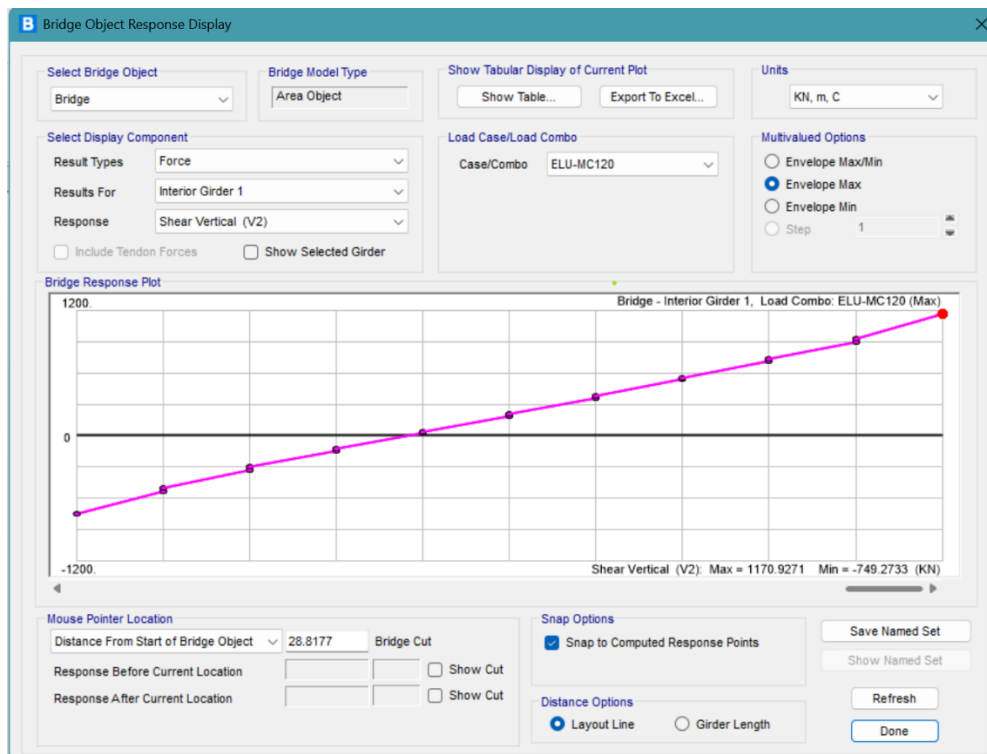
Annexe B.36 : Effort tranchant sous la combinaison AL2 a l'ELU.



Annexe B.37 : Effort tranchant sous la combinaison BC2 a l'ELU.



Annexe B.38 : Effort tranchant sous la combinaison BT2 a l'ELU.



Annexe B. Effort tranchant sous la combinaison MC120 a l'ELU.

Résultats des moments pour la variante 2

Combinaison de charges	Moment fléchissant Sur appui (kN·m)	Moment fléchissant à mi-travée (kN·m)	Effort tranchant (KN)
1,35G + 1,6AL2 + 1,6ST (ELU)	-123760.07	60752.92	12785.51
1,35G + 1,6BC2 + 1,6ST (ELU)	-96251.30	57721.61	11028.07
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	-91570.36	53243.55	10274.84
1,35G+1,35MC120 (ELU)	-91221.72	54354.63	10346.78
1,35G + 1,35D240 (ELU)	-99371.19	64326.38	11633.49
G + 1,2AL2 + ST (ELS)	-91822.91	45076.85	9465.10
G + 1,2BC2 + ST (ELS)	-71191.38	42803.45	8167.27
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	-67680.68	39444.78	7602.35
G + MC120 (ELS)	-67571.65	40262.69	7644.28
G + D240 (ELS)	-73608.29	47649.17	8617.40

Résultats des moments pour la variante 3

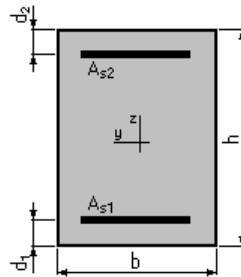
Combinaison de charges	Moment fléchissant Sur appui (kN·m)	Moment fléchissant à mi-travée (kN·m)	Effort tranchant (KN)
1,35G + 1,6AL2 + 1,6ST (ELU)	-40524.02	22089.76	4397.73
1,35G + 1,6BC2 + 1,6ST (ELU)	-29970.39	23349.39	3938.62
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	-27130.80	20602.48	3398.59
1,35G+1,35MC120 (ELU)	-27160.81	21647.86	3923.91
1,35G + 1,35D240 (ELU)	-29252.62	23923.53	3836.13
G + 1,2AL2 + ST (ELS)	-30093.65	16404.32	3265.57
G + 1,2BC2 + ST (ELS)	-22178.46	17349.08	2921.24
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	-20048.77	16035.45	2516.22
G + MC120 (ELS)	-20119.12	16035.45	2906.60
G + D240 (ELS)	-21668.61	17721.13	2841.57

Ferrailage longitudinal de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:**Béton:** $f_{c28} = 35.0$ (MPa)**Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section: $b = 100.0$ (cm) $h = 25.0$ (cm) $d_1 = 5.0$ (cm) $d_2 = 5.0$ (cm)**3. Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	24.49	-79.94
Etat Limite de Service	18.34	-59.22
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:**Sections d'Acier:**Section théorique $A_{s1} = 4.0$ (cm²)Section théorique $A_{s2} = 13.5$ (cm²)Section minimum $A_{s\ min} = 3.1$ (cm²)théorique $\rho = 0.88$ (%)minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)**Analyse par Cas:****Cas ELU** $M_{max} = 24.49$ (kN*m) $M_{min} = -79.94$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.37 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4.0$ (cm)Bras de levier: $Z = 18.4$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 2.51$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 18.34$ (kN*m) $M_{min} = -59.22$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 7.1$ (cm)Bras de levier: $Z = 17.6$ (cm)Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.1$ (MPa)Contrainte limite: $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)comprimée: $\sigma'_s = 40.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferraillage longitudinal pour la nappe inférieure de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

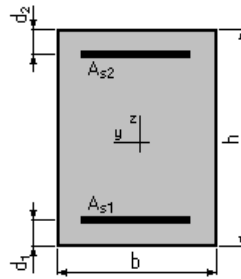
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-79.94	0.00
Etat Limite de Service	-59.22	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique

$A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 13.5$ (cm²)

Section Minimum $A_{s_{min}} = 0.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.67$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -79.94$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.36 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 18.5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.26$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -59.22$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 7.2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 17.6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9.4$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s_{lim}} = 250.0$ (MPa)

Ferraillage transversal pour la nappe supérieure de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

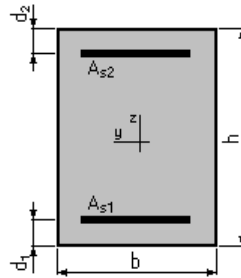
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	65.52	0.00
Etat Limite de Service	49.27	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique (cm ²)	$A_{s1} = 11.1$ (cm ²)	Section Théorique $A_{s2} = 0.0$
Section Minimum $A_{s\ min} = 3.1$ (cm ²)		
Théorique $\rho = 0.55$ (%)		
Minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 65.52$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.38	Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 3.0$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 18.8$ (cm)	
Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.79$ (‰)	
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 49.27$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 1.00	
Position de l'axe neutre : $y = 6.7$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 17.8$ (cm)	
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8.3$ (MPa)	
Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier : Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)	

Ferrailage transversal pour la nappe inférieure de la dalle

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

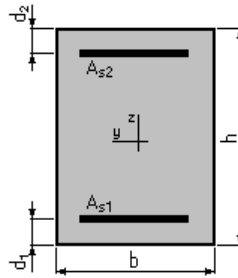
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 25.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

Etat Limite Ultime (fondamental)

-117.89

M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

0.00

Etat Limite de Service

-87.18

0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)

0.00

0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique

$A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 20.3$ (cm²)

Section Minimum $A_{s_{min}} = 0.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.01$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.16$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -117.89$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.33 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 5.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 17.8$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 9.10$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -87.18$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 8.4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 17.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 12.1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s_{lim}} = 250.0$ (MPa)

Ferraillage de la nappe inférieure de l'entretoise

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

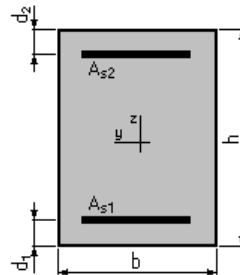
Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 50.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	115.65	0.00
Etat Limite de Service	75.85	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 6.3$ (cm ²)	Section Théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section Minimum $A_{s\ min} = 6.3$ (cm ²)			
Théorique $\rho = 0.11$ (%)			
Minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)			

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 115.65$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2.67	Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 3.4$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 113.6$ (cm)	
Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.31$ (‰)	
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier :	
Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 75.85$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2.24	
Position de l'axe neutre : $y = 19.0$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 108.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.6$ (MPa)	
Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier :	
Tendue : $\sigma_s = 8.2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	
$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)	

Ferraillage de la nappe supérieur de l'entretoise

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

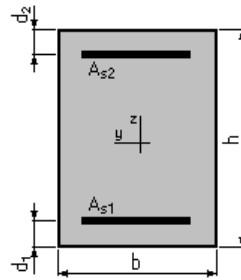
Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 50.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-76.65	0.00
Etat Limite de Service	-56.93	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section Théorique	$A_{s2} = 6.3$ (cm ²)
Section Minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm ²)			
Théorique $\rho = 0.11$ (%)			
Minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)			

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -76.65$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 4.04	Pivot : A
Position de l'axe neutre : $y = 3.4$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 113.6$ (cm)	
Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.31$ (‰)	
Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Contrainte de l'acier :	
Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = -56.93$ (kN*m)	$M_{min} = 0.00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité : 2.99	
Position de l'axe neutre : $y = 19.0$ (cm)	
Bras de levier : $Z = 108.7$ (cm)	
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.4$ (MPa)	
Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier :	
Comprimée : $\sigma'_s = 6.2$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier :	
$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)	

Ferraillage de la pile.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

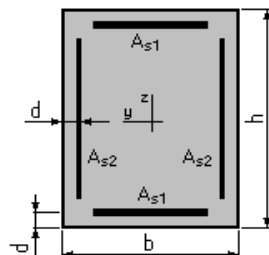
- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 500.0$ (cm)

$h = 210.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	18171.00	-3137.20	-863.20
2.	ELS	13476.10	-2344.10	-639.40
3.	ELA	9745.16	62482.40	22317.31
4.	ELA	9812.35	18839.91	74170.60
5.	ELA	7264.78	18843.35	22465.16

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 456.2$ (cm²)

Section Théorique $A_{s2} = 104.1$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\min} = 210.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 5250.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.07$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU $N = 18171.00$ (kN) $M_y = -3137.20$ (kN*m) $M_z = -863.20$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 10.07 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 249.1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 119.5$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.30$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 13476.10 (kN)** **M_y = -2344.10 (kN*m)** **M_z = -639.40 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 11.04

Position de l'axe neutre : $y = 366.5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 127.5$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.6$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 24.1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 3: Type ELA **N = 9745.16 (kN)** **M_y = 62482.40 (kN*m)** **M_z = 22317.31 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 48.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 206.6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 2.63$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 469.4$ (MPa)

Cas N° 4 : Type ELA **N = 9812.35 (kN)** **M_y = 18839.91 (kN*m)** **M_z = 74170.60 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1.77 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 163.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 392.7$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 6.78$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Cas N° 5 : Type ELA $N = 7264.78$ (kN) $M_y = 18843.35$ (kN*m) $M_z = 22465.16$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.44 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 117.5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 256.9$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 6.02$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 500.0$ (MPa)

Ferrailage de la nappe supérieur du chevrete.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

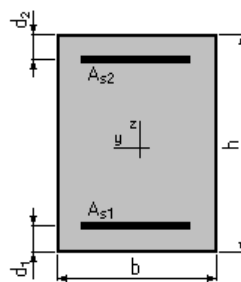
2. Section :

$b = 210.0$ (cm)

$h = 140.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

Etat Limite Ultime (fondamental)

M_{max} (kN*m)

3621.65

M_{min} (kN*m)

0.00

Etat Limite de Service

2676.07

0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)

3462.70

0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 86.8$ (cm²)

Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\ min} = 28.4$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.31$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 3621.65$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 13.2$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 129.7$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.09$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 2676.07$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 35.2$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 123.3$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.9$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 3462.70$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.63 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11.7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 130.3$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.95$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous Pile, nappe inferieur longitudinal.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

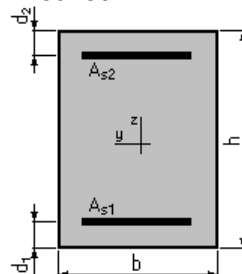
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 200.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2239.21	0.00
Etat Limite de Service	1661.56	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	6118.15	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 65.2$ (cm ²)	Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section Minimum $A_{s\ min} = 19.5$ (cm ²)	
Théorique $\rho = 0.33$ (%)	
Minimum $\rho_{\min} = 0.10$ (%)	

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 2239.21$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.36 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 20.8$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 186.7$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.20$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 1661.56$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.74
 Position de l'axe neutre : $y = 52.8$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 177.4$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3.6$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 143.6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 6118.15$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 18.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 187.6$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.04$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous Pile, nappe supérieur longitudinal.

Calcul de Section en Flexion Simple

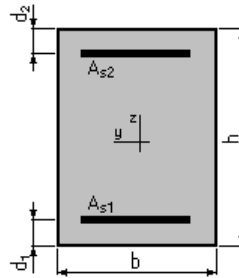
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 200.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-927.23	0.00
Etat Limite de Service	-687.51	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-3403.24	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 0.0$ (cm ²)	Section Théorique	$A_{s2} = 35.6$ (cm ²)
Section Minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm ²)			
Théorique $\rho = 0.18$ (%)			
Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)			

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -927.23$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 3.18 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 190.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.62$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -687.51$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 2.35
 Position de l'axe neutre : $y = 40.6$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 181.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.9$ (MPa)
 Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma'_s = 13.3$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -3403.24$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 10.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 191.0$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.54$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous Pile, nappe inférieure transversal.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

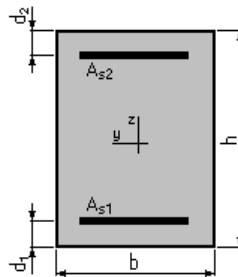
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 200.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

Etat Limite Ultime (fondamental)

2802.45

M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

0.00

Etat Limite de Service

2078.97

0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)

7101.02

0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique
(cm²)

$A_{s1} = 76.2$ (cm²)

Section Théorique $A_{s2} = 0.0$

Section Minimum $A_{s\ min} = 19.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.39$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2802.45$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.19 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 24.4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 185.3$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.43$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 2078.97$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.61

Position de l'axe neutre : $y = 56.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 176.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.2$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 154.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 7101.02$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 21.5$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 186.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1.24$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous Pile, nappe supérieur transversal.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

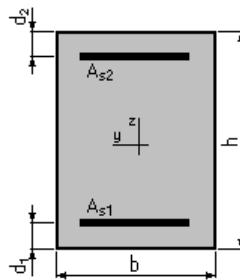
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 200.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-991.40	0.00
Etat Limite de Service	-735.29	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-3531.25	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 37.0$ (cm²)
 Section Minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.19$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -991.40$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 3.09 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11.8$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 190.3$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.65$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -735.29$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.28
 Position de l'axe neutre : $y = 41.3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 181.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 1.0$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma_s' = 14.2$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -3531.25$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 10.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 190.8$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.57$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage des pieux de la pile.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

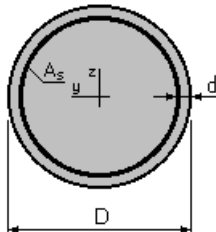
Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	-2996.30	162.19	-74.60
2.	ELS	-2222.20	120.31	-55.47
3.	ELA	-5629.21	-714.15	731.50

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_s = 153.2$ (cm²)

Section Minimum $A_{s \text{ min}} = 22.6$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 565.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.35 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5.00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU $N = -2996.30 \text{ (kN)}$ $M_y = 162.19 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -74.60 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.99 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = -4.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 0.0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.00 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = -2222.20 \text{ (kN)}$ $M_y = 120.31 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -55.47 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.42

Position de l'axe neutre : $y = -193.7 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 55.0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 176.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA $N = -5629.21 \text{ (kN)}$ $M_y = -714.15 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 731.50 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 5.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 111.9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.54 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 13.0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage Verticale du mur frontal (cote remblais).

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

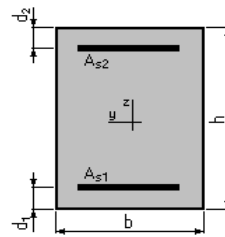
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-1751.00	493.19
2.	ELS	-1189.00	354.63
3.	ELA	-1189.73	1190.84

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 36.8$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\min} = 24.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.61$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

Section Théorique $A_{s2} = 36.8$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 600.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU N = -1751.00 (kN) M = 493.19 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.21 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = -3.3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELS N = -1189.00 (kN) M = 354.63 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = -41.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 249.2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA N = -1189.73 (kN) M = 1190.84 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.11 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3.5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 113.6$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.31$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage Verticale du mur frontal (cote extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

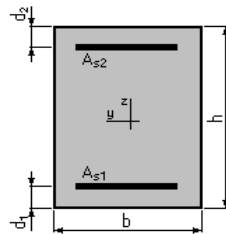
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-1156.00	-46.90
2.	ELS	-910.00	-33.47
3.	ELA	-498.70	-61.70

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 19.5$ (cm²)

Section Minimum $A_{s \text{ min}} = 24.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.32$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0.20$ (%)

Section Théorique $A_{s2} = 19.5$ (cm²)

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 600.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\text{max}} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU $N = -1156.00$ (kN) $M = -46.90$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.36 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = -20.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELS $N = -910.00$ (kN) $M = -33.47$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = -763.1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.0$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 12.6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA $N = -498.70$ (kN) $M = -61.70$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3.19 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = -15.7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage Horizontale du mur frontal (cote remblais).

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

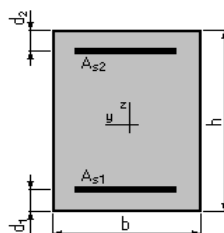
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 120.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-423.75	195.96
2.	ELS	-186.79	142.35
3.	ELA	-211.93	279.89

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 12.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section Théorique	$A_{s2} = 12.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section Minimum	$A_{s \text{ min}} = 24.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 600.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0.20 \text{ (\%)}\text{}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0.20 \text{ (\%)}\text{}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}\text{}$

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU N = -423.75 (kN) M = 195.96 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.34	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 0.4	(cm)
Bras de levier :	Z = 114.9	(cm)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.03$	(‰)
Contrainte de l'acier :		

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2 : Type ELS N = -186.79 (kN) M = 142.35 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.35
Position de l'axe neutre :	y = 7.3 (cm)
Bras de levier :	Z = 112.6 (cm)
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 0.4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite :	0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 9.8 \text{ (MPa)}$
Comprimée :	$\sigma'_s = 5.3 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3 : Type ELA N = -211.93 (kN) M = 279.89 (kN*m)

Coefficient de sécurité :	1.70	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	y = 1.7	(cm)
Bras de levier :	Z = 114.3	(cm)
Déformation de l'acier :	$\epsilon_s = 10.00$	(‰)
Déformation du béton :	$\epsilon_b = 0.15$	(‰)
Contrainte de l'acier :		

Tendue : $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage Horizontale du mur frontal (extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

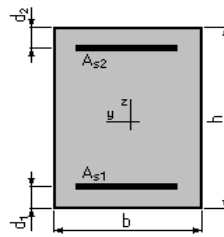
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 120.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-423.50	-106.93
2.	ELS	-186.79	-76.65
3.	ELA	-211.93	-135.21

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 12.0$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\min} = 24.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.20$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

Section Théorique $A_{s2} = 12.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 600.0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU N = -423.50 (kN) M = -106.93 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.69 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = -4.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2 : Type ELS N = -186.79 (kN) M = -76.65 (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.84

Position de l'axe neutre : $y = -13.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 115.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 6.3$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 1.8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELA **N = -211.93 (kN)** **M = -135.21 (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2.65 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 0.7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 114.7$ (cm)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.06$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage Verticale du mur garde de grève (cote remblai).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

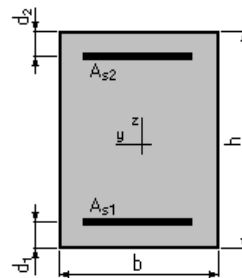
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

Etat Limite Ultime (fondamental)

261.48

$M_{\max}$ (kN*m) $M_{\min}$ (kN*m)

0.00

Etat Limite de Service

191.39

0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel)

392.72

0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 37.9$ (cm²)

Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\ min} = 3.2$ (cm²)

Théorique $\rho = 1.52$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.13$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 261.48$ (kN*m)

$M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité :

1.27

Pivot : B

Position de l'axe neutre :

$y = 12.1$

(cm)

Bras de levier : $Z = 20.2$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 3.72$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 191.39$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.04
 Position de l'axe neutre : $y = 12.1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 21.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 15.1$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 240.9$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 392.72$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : B
 Position de l'axe neutre : $y = 10.7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 20.7$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 4.69$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage Verticale du mur garde de grève (cote extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

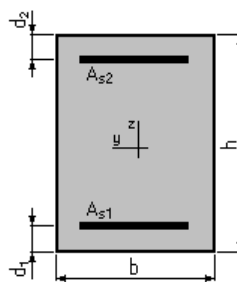
- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-50.46	0.00
Etat Limite de Service	-36.96	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-75.71	0.00



4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 6.4$ (cm²)
 Section Minimum $A_{s\ min} = 0.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.26$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.13$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -50.46$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.34 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 2.1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 24.2$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.90$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -36.96$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 6.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 23.0$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.3$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -75.71$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.03 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 1.8$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 24.3$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.78$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferrailage horizontal du mur garde de grève (cote remblai).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

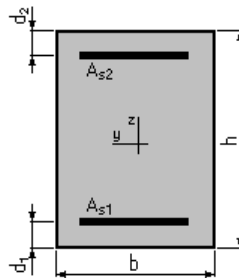
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 30.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	54.98	0.00
Etat Limite de Service	39.82	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	81.70	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 7.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section Théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section Minimum $A_{s \min} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Théorique $\rho = 0.28 \text{ (\%)}\br/>
 Minimum $\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 54.98 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.33 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 2.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 24.1 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.98 \text{ (\%)}\br/>
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\br/>
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$$$

Cas ELS $M_{\max} = 39.82 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 6.3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 22.9 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 81.70 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.03 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 2.0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 24.2 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.85 \text{ (\%)}\br/>
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}\br/>
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$$$

Ferraillage horizontale du mur garde de grève (cote extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Simple

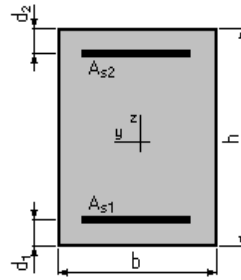
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$ Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 30.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-16.18	0.00
Etat Limite de Service	-11.90	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-50.96	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique

$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section Théorique $A_{s2} = 4.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section Minimum $A_{s \min} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0.17 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = -16.18$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.73 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 1.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 24.5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.56$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -11.90$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.04

Position de l'axe neutre : $y = 5.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 23.3$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.8$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 7.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = -50.96$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 1.2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 24.5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.49$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage du mur en retour M_{xx} (Cote remblai).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

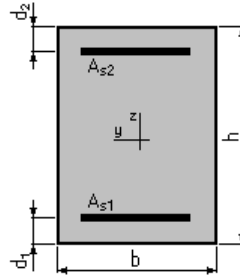
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 50.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-304.40	0.00
Etat Limite de Service	-225.17	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-419.36	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique

$A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 22.4$ (cm²)

Section Minimum $A_{s min} = 0.0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.50$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -304.40$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 7.2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 42.1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.89$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -225.17$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 14.4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 40.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7.8$ (MPa)

Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -419.36$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.14 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 6.3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 42.5$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.63$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage du mur en retour M_{xx} (Cote extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

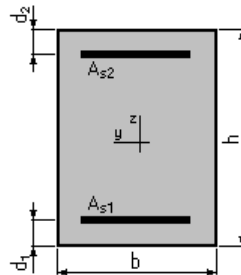
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 50.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	134.40	0.00
Etat Limite de Service	99.44	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	182.49	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 9.5$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)
 Section Minimum $A_{s\ min} = 4.9$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.21$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 134.40$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 3.1$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 43.8$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.73$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 99.44$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 10.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 41.7$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 2.3$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 26.4$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 182.49$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.15
 Position de l'axe neutre : $y = 2.7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 43.9$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.64$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage du mur en retour M_{yy} (cote remblai).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

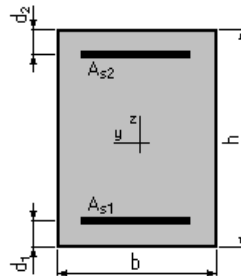
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 50.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-142.31	0.00
Etat Limite de Service	-105.40	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-197.03	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique
 Section Minimum $A_{s \text{ min}} = 0.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.23$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.11$ (%)

$A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 10.1$ (cm²)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -142.31$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 3.2$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 43.7$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.78$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -105.40$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 10.3$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 41.6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 4.9$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -197.03$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.13 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 2.9$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 43.9$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.68$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage du mur en retour M_{yy} (cote extérieurs).

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

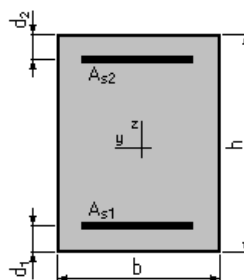
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 50.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	48.67	0.00
Etat Limite de Service	36.18	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	65.40	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 4.9$ (cm ²)	Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm ²)
Section Minimum $A_{s \min} = 4.9$ (cm ²)	
Théorique $\rho = 0.11$ (%)	
Minimum $\rho_{\min} = 0.11$ (%)	

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 48.67$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.96 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 1.6$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 44.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.36$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 36.18$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.45
 Position de l'axe neutre : $y = 7.5$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 42.5$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.9$ (MPa)
 Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 10.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 65.40$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.68 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 1.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 44.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.32$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la dalle de transition.

Calcul de Section en Flexion Simple

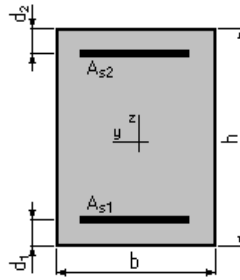
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa) Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 30.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués :

	$M_{\max} \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	101.17	0.00
Etat Limite de Service	75.24	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 13.5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section Théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section Minimum	$A_{s \min} = 3.2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0.54 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0.13 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 101.17 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité : 1.35 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 4.3 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 23.3 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.09 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 75.24 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 8.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 22.3 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8.2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Ferrailage du corbeau.

Calcul d'une Section Comprimée

1. Hypothèses :

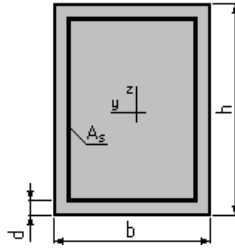
Béton : $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 65.0 \text{ (cm)}$
 $d = 5.0 \text{ (cm)}$



3. Forces :

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	101.17
Etat Limite de Service	75.24
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00

4. Résultats :

Résistance des Matériaux :

Section brute	$B = 6500.0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 6174.0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3.0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3.0$	(m)
Inertie	$I_y = 2288541.7$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 5416666.7$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 18.8$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28.9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 16.0$		Elancement	$\lambda_z = 10.4$	
	$\alpha = 0.82$		N_u (béton seul)	$= 11194.80$	(kN)

Béton :

$\sigma \text{ (ELS)} = 0.1 \text{ (MPa)}$
 $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$

Acier :

Section Théorique	$A_s = 13.2$	(cm ²)
Section Minimum $A_{s \min}$	$= 13.2$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 325.0$	(cm ²)
Théorique	$\rho = 0.30$	(%)
Minimum	$\rho_{\min} = 0.20$	(%)
Maximum	$\rho_{\max} = 5.00$	(%)

Ferrailage de la semelle sous culée, nappe inférieur transversale.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

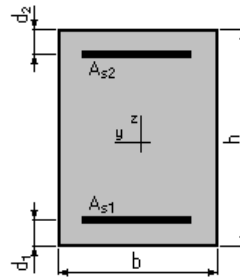
Béton : $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0 \text{ (cm)}$
 $h = 160.0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$



3. Moments appliqués :

	$M_{max} \text{ (kN*m)}$	$M_{min} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-4231.59	0.00
Etat Limite de Service	-3030.68	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-5411.01	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique	$A_{s1} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section Théorique	$A_{s2} = 88.1 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section Minimum $A_{s \min} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$			
Théorique $\rho = 0.57 \text{ (\%)} $			
Minimum $\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)} $			

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -4231.59 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.30 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 28.2 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 143.7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 2.22 \text{ (\%)}$
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = -3030.68 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00
 Position de l'axe neutre : $y = 52.1 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 137.6 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8.4 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{max} = -5411.01 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.18 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 24.8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier : $Z = 145.1 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.91 \text{ (\%)}$
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Ferraillage de la semelle sous culée, nappe supérieur transversale.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

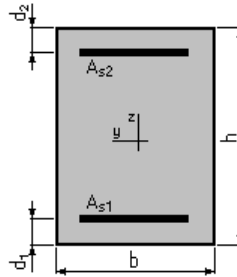
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 160.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2324.37	0.00
Etat Limite de Service	1622.58	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2165.84	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 45.8$ (cm²)

Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section Minimum $A_{s\ min} = 15.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.30$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2324.37$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.28 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 14.6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 149.1$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.04$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 1622.58$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 39.8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 141.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.8$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 2165.84$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.58 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 12.9$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 149.8$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.91$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous culée, nappe inférieure longitudinale.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

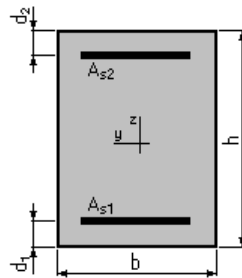
Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100.0$ (cm)
 $h = 160.0$ (cm)
 $d_1 = 5.0$ (cm)
 $d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-1601.94	0.00
Etat Limite de Service	-1297.22	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-2219.26	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 0.0$ (cm²) Section Théorique $A_{s2} = 36.3$ (cm²)
 Section Minimum $A_{s_{min}} = 0.0$ (cm²)
 Théorique $\rho = 0.23$ (%)
 Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = -1601.94$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité : 1.48 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11.6$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 150.4$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.81$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = -1297.22$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 36.0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 143.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 5.0$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = -2219.26$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.23 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 10.2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 150.9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 0.71$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage de la semelle sous culée, nappe supérieure longitudinale.

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

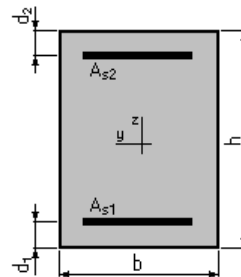
2. Section :

$b = 100.0$ (cm)

$h = 160.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	447.33	0.00
Etat Limite de Service	311.78	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	850.13	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_{s1} = 15.5$ (cm²)

Section Minimum $A_{s \text{ min}} = 15.5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.10$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0.10$ (%)

Section Théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 447.33$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2.31 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 5.0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 153.0$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.33$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 311.78$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.82
 Position de l'axe neutre : $y = 24.6$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 146.8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.7$ (MPa)
 Contrainte limite : $0.6 f_{cj} = 18.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 9.8$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s\ lim} = 250.0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 850.13$ (kN*m) $M_{min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.40 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 4.4$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 153.3$ (cm)
 Déformation du béton : $\varepsilon_b = 0.29$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Ferraillage des pieux de la culée.

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30.0$ (MPa)

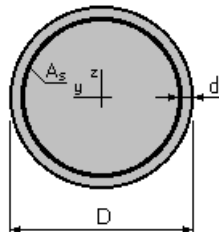
Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$D = 120.0$ (cm)

$d = 5.0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	-4188.76	-1129.44	64.65
2.	ELS	-2957.82	-809.67	47.54
3.	ELA	-4200.01	-1353.19	-340.03

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section Théorique $A_s = 236.2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section Minimum $A_{s \min} = 22.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \max} = 565.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique

$\rho = 2.09 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\max} = 5.00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU $N = -4188.76 \text{ (kN)}$ $M_y = -1129.44 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 64.65 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.59 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 11.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 109.3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1.11 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $\sigma'_s = 126.1 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2 : Type ELS $N = -2957.82 \text{ (kN)}$ $M_y = -809.67 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 47.54 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 4.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 112.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 0.7 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s \lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELA $N = -4200.01 \text{ (kN)}$ $M_y = -1353.19 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -340.03 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.68 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13.1 \text{ (cm)}$

ANNEXE C : FERRAILLAGE DES SECTIONS

Bras de levier : $Z = 108.6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1.28$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 158.3$ (MPa)

Périodes propres de vibration par mode.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
1	6.773917	1.078102	0.927556	0		
2	6.957386	1.107302	0.903096	0		
3	6.965753	1.108634	0.902011	0		
4	7.013401	1.116217	0.895883	0		
5	7.014322	1.116364	0.895765	0		
6	7.0277	1.118493	0.89406	0		
7	7.029596	1.118795	0.893819	0		
8	7.034911	1.119641	0.893144	0		
9	7.048039	1.12173	0.89148	0		
10	7.053123	1.122539	0.890837	0		
11	7.055687	1.122948	0.890514	0		
12	7.056966	1.123151	0.890352	0		
13	7.065274	1.124473	0.889305	0		
14	7.077915	1.126485	0.887717	0		
15	7.085195	1.127644	0.886805	0		
16	7.086874	1.127911	0.886595	0		
17	10.538443	1.677245	0.596216	0		
18	10.617461	1.689821	0.591779	0		
19	10.638324	1.693142	0.590618	0		
20	10.646011	1.694365	0.590192	0		
21	10.664825	1.69736	0.58915	0		
22	10.671528	1.698426	0.58878	0		
23	10.675641	1.699081	0.588553	0		
24	10.676524	1.699222	0.588505	0		

Annexe D.1 : Périodes propres de vibration des modes 1 à 24.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
25	25.364055	4.036815	0.24772	0		
26	25.389733	4.040902	0.24747	0		
27	25.398607	4.042314	0.247383	0		
28	25.409371	4.044027	0.247278	0		
29	25.410839	4.044261	0.247264	0		
30	25.429406	4.047216	0.247083	0		
31	25.435906	4.04825	0.24702	0		
32	25.453739	4.051088	0.246847	0		
33	29.349389	4.6711	0.214082	0		
34	29.599299	4.710875	0.212275	0		
35	29.692413	4.725694	0.211609	0		
36	29.7625	4.736849	0.211111	0		
37	29.874038	4.754601	0.210323	0		
38	29.92357	4.762484	0.209974	0		
39	29.945591	4.765989	0.20982	0		
40	29.953791	4.767294	0.209763	0		
41	41.857673	6.661856	0.150108	0		
42	53.039337	8.441473	0.118463	0		
43	53.039463	8.441493	0.118462	0		
44	53.039582	8.441512	0.118462	0		
45	53.039595	8.441514	0.118462	0		
46	53.039702	8.441531	0.118462	0		
47	53.039728	8.441535	0.118462	0		
48	53.039732	8.441536	0.118462	0		
49	53.041581	8.44183	0.118458	0		
50	64.012808	10.187955	0.098155	0		
51	79.834124	12.705995	0.078703	0		
52	93.302143	14.849497	0.067342	0		
53	94.472974	15.035841	0.066508	0		
54	94.945211	15.111	0.066177	0		

Annexe D.2 : Périodes propres de vibration des modes 25 à 54.

ANNEXE D : Participation massique et périodes des modes propres de vibration.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
55	95.203631	15.152129	0.065997	0		
56	95.355997	15.176378	0.065892	0		
57	95.565828	15.209774	0.065747	0		
58	95.653631	15.223748	0.065687	0		
59	95.796978	15.246563	0.065589	0		
60	96.036985	15.284761	0.065425	0		
61	96.076891	15.291112	0.065397	0		
62	96.265059	15.32106	0.06527	0		
63	97.757814	15.558639	0.064273	0		
64	98.222275	15.632561	0.063969	0		
65	98.616318	15.695275	0.063713	0		
66	98.694901	15.707781	0.063663	0		
67	102.105857	16.250652	0.061536	0		
68	102.985645	16.390674	0.06101	0		
69	102.986534	16.390816	0.06101	0		
70	102.98725	16.39093	0.061009	0		
71	102.987793	16.391016	0.061009	0		
72	102.988042	16.391056	0.061009	0		
73	102.988149	16.391073	0.061009	0		
74	102.990263	16.39141	0.061008	0		
75	102.996004	16.392323	0.061004	0		
76	106.649699	16.973827	0.058914	0		
77	107.821755	17.160365	0.058274	0		
78	111.031659	17.671237	0.056589	0		
79	111.104775	17.682874	0.056552	0		
80	111.11253	17.684108	0.056548	0		
81	111.145753	17.689396	0.056531	0		
82	111.153259	17.690591	0.056527	0		
83	111.159079	17.691517	0.056524	0		
84	111.165995	17.692618	0.056521	0		

Annexe D.3 : Périodes propres de vibration des modes 55 à 84.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
85	111.243952	17.705025	0.056481	0		
86	119.051271	18.947598	0.052777	0		
87	119.071744	18.950857	0.052768	0		
88	119.541069	19.025552	0.052561	0		
89	119.555562	19.027859	0.052555	0		
90	119.562997	19.029042	0.052551	0		
91	119.583152	19.03225	0.052542	0		
92	119.591361	19.033556	0.052539	0		
93	119.619615	19.038053	0.052526	0		
94	119.949454	19.090549	0.052382	0		
95	120.782203	19.223085	0.052021	0		
96	128.848132	20.506817	0.048764	0		
97	158.837492	25.279772	0.039557	0		
98	158.837701	25.279805	0.039557	0		
99	158.837741	25.279812	0.039557	0		
100	158.837857	25.27983	0.039557	0		
101	158.837939	25.279843	0.039557	0		
102	158.838003	25.279853	0.039557	0		
103	158.838436	25.279922	0.039557	0		
104	158.847053	25.281294	0.039555	0		
105	167.785792	26.703938	0.037448	0		
106	167.789541	26.704535	0.037447	0		
107	167.796795	26.705689	0.037445	0		
108	167.800708	26.706312	0.037444	0		
109	167.805955	26.707147	0.037443	0		
110	167.806015	26.707157	0.037443	0		
111	167.807908	26.707458	0.037443	0		
112	167.823014	26.709862	0.037439	0		
113	170.984765	27.213071	0.036747	0		
114	177.549713	28.257914	0.035388	0		

Annexe D.4 : Périodes propres de vibration des modes 85 à 114.

ANNEXE D : Participation massique et périodes des modes propres de vibration.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
115	181.332505	28.859964	0.03465	0		
116	182.379422	29.026587	0.034451	0		
117	182.386539	29.027719	0.03445	0		
118	182.388342	29.028006	0.034449	0		
119	182.389681	29.028219	0.034449	0		
120	182.390707	29.028383	0.034449	0		
121	182.392282	29.028633	0.034449	0		
122	182.392405	29.028653	0.034449	0		
123	182.39407	29.028918	0.034448	0		
124	187.136665	29.783725	0.033575	0		
125	192.714123	30.671405	0.032604	0		
126	195.566307	31.125345	0.032128	0		
127	196.07568	31.206414	0.032045	0		
128	196.542805	31.280759	0.031969	0		
129	197.227786	31.389777	0.031858	0		
130	197.349901	31.409212	0.031838	0		
131	197.596985	31.448537	0.031798	0		
132	197.947463	31.504317	0.031742	0		
133	198.172252	31.540093	0.031706	0		
134	199.096172	31.68714	0.031559	0		
135	199.21142	31.705482	0.03154	0		
136	199.254392	31.712321	0.031533	0		
137	208.311448	33.153797	0.030162	0		
138	213.6627	34.005475	0.029407	0		
139	217.395197	34.59952	0.028902	0		
140	219.473147	34.930236	0.028628	0		
141	220.193039	35.044811	0.028535	0		
142	220.589684	35.107939	0.028484	0		
143	220.641234	35.116143	0.028477	0		
144	220.734505	35.130988	0.028465	0		

Annexe D.5 : Périodes propres de vibration des modes 115 à 144.

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
EIGENVALUE ANALYSIS						
Mode No	Frequency	Frequency	Period	Tolerance		
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
145	220.831259	35.146386	0.028452	0		
146	220.86215	35.151303	0.028448	0		
147	220.889197	35.155607	0.028445	0		
148	220.89967	35.157274	0.028444	0		
149	220.917012	35.160034	0.028441	0		
150	221.087644	35.187191	0.028419	0		
151	221.122109	35.192677	0.028415	0		
152	221.149481	35.197033	0.028411	0		
153	223.400687	35.555324	0.028125	0		
154	223.532132	35.576244	0.028109	0		
155	227.466219	36.202373	0.027622	0		
156	230.355285	36.662182	0.027276	0		
157	233.964173	37.236555	0.026855	0		

Annexe D.6 : Périodes propres de vibration des modes 145 à 157.

ANNEXE D : Participation massique et périodes des modes propres de vibration.

Taux de participation massique par mode.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	29.14	29.14	0	0	0	0	0	0	0.01	0.01	0	0
2	0	29.14	28.83	28.83	0	0	2.38	2.38	0	0.01	0.2	0.2
3	5.5	34.64	0	28.83	0	0	0	2.38	0	0.01	0	0.2
4	29.07	63.71	0.01	28.83	0	0	0	2.38	0.01	0.01	0.02	0.22
5	0.02	63.73	5.45	34.28	0	0	0.46	2.83	0	0.01	21.72	21.94
6	3.35	67.09	0	34.28	0	0	0	2.83	0	0.01	0	21.94
7	0	67.09	29.06	63.34	0	0	2.42	5.25	0	0.01	1.44	23.37
8	0	67.09	2.2	65.54	0	0	0.18	5.43	0	0.01	27.03	50.4
9	0	67.09	2.64	68.18	0	0	0.22	5.65	0	0.01	0	50.4
10	0	67.09	0.05	68.23	0	0	0	5.65	0	0.01	11.62	62.02
11	0	67.09	3.14	71.37	0	0	0.26	5.91	0	0.01	0.12	62.15
12	0	67.09	7.54	78.92	0	0	0.62	6.53	0	0.01	21.78	83.93
13	2.72	69.81	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.01	0	83.93
14	0.16	69.97	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.01	0	83.93
15	9.93	79.9	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
16	0.11	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
17	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
18	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
19	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
20	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
21	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
22	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0	83.93
23	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0.82	84.75
24	0	80.01	0	78.92	0	0	0	6.53	0	0.02	0.88	85.63
25	0	80.01	0	78.92	20.16	20.16	0	6.54	0.3	0.32	0	85.63
26	0	80.01	0	78.92	0.09	20.25	0	6.54	8.19	8.51	0	85.63

Annexe D.7 : Taux de participation massique des modes 1 à 26.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
27	0	80.01	0	78.92	13.25	33.5	0	6.54	3.54	12.06	0	85.63
28	0	80.01	0	78.92	0.06	33.56	0	6.54	10.83	22.89	0	85.63
29	0	80.01	0	78.92	8.45	42.02	0	6.54	2.13	25.02	0	85.63
30	0	80.01	0	78.92	3.69	45.71	0	6.54	6.66	31.68	0	85.63
31	0	80.01	0	78.92	4.27	49.98	0	6.54	11.53	43.21	0	85.63
32	0	80.01	0	78.92	6.32	56.3	0	6.54	16.7	59.91	0	85.63
33	0	80.01	0	78.92	0	56.3	20.41	26.96	0	59.91	0	85.63
34	0	80.01	0	78.92	0	56.3	2.09	29.05	0	59.92	0	85.63
35	0	80.01	0	78.92	0	56.31	16.05	45.09	0	59.92	0	85.63
36	0	80.01	0	78.92	0	56.31	0.16	45.25	0	59.92	0	85.63
37	0	80.01	0	78.92	0	56.31	1.92	47.17	0	59.92	0	85.63
38	0	80.01	0	78.92	0	56.31	0.22	47.39	0	59.92	0	85.63
39	0	80.01	0	78.92	0	56.31	5.68	53.06	0	59.92	0	85.63
40	0	80.01	0	78.92	0	56.31	0.02	53.08	0	59.92	0	85.63
41	3.07	83.08	0	78.92	0	56.31	0	53.08	0.02	59.94	0	85.63
42	0	83.08	0	78.92	0.01	56.32	0	53.08	0	59.94	0	85.63
43	0	83.08	0	78.92	0.01	56.32	0	53.08	0	59.95	0	85.63
44	0	83.08	0	78.92	0	56.33	0	53.08	0.01	59.95	0	85.63
45	0	83.08	0	78.92	0.01	56.33	0	53.08	0	59.96	0	85.63
46	0	83.08	0	78.92	0	56.33	0	53.08	0	59.96	0	85.63
47	0	83.08	0	78.92	0	56.33	0	53.08	0	59.96	0	85.63
48	0	83.08	0	78.92	0	56.34	0	53.08	0.01	59.97	0	85.63
49	0	83.08	0	78.92	0	56.34	0	53.08	0.01	59.98	0	85.63
50	2.84	85.92	0	78.92	0	56.34	0	53.08	0.02	59.99	0	85.63
51	0	85.92	1.9	80.82	0	56.34	1.61	54.69	0	59.99	0	85.63
52	0	85.92	0.34	81.16	0	56.34	0.19	54.89	0	59.99	0.02	85.65
53	0.46	86.38	0	81.16	0	56.34	0	54.89	0.17	60.17	0	85.65
54	0	86.38	0	81.16	0	56.34	0	54.89	0	60.17	0	85.65
55	0.09	86.48	0	81.16	0	56.34	0	54.89	0.14	60.31	0	85.65
56	0	86.48	0	81.17	0	56.34	0	54.89	0	60.31	0	85.65

Annexe D.8 : Taux de participation massique des modes 27 à 56.

ANNEXE D : Participation massique et périodes des modes propres de vibration.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
57	0.02	86.5	0.01	81.18	0	56.34	0.01	54.9	0.05	60.36	0	85.65
58	0	86.5	0.01	81.18	0	56.35	0.01	54.9	0.03	60.39	0	85.65
59	0.01	86.51	0	81.19	0	56.35	0	54.91	0.02	60.41	0	85.66
60	0.01	86.52	0	81.19	0	56.35	0	54.91	0.15	60.56	0	85.66
61	0	86.52	0.03	81.22	0	56.35	0.03	54.94	0	60.56	0	85.66
62	0	86.52	0	81.22	0	56.35	0	54.94	0.08	60.64	0	85.66
63	0	86.52	0	81.22	0	56.35	0	54.94	0	60.64	0.02	85.68
64	0	86.52	0.08	81.3	0	56.35	0.02	54.96	0	60.64	0	85.68
65	0	86.52	0	81.31	0	56.35	0	54.96	0	60.64	0	85.68
66	0	86.53	0	81.31	0	56.35	0	54.96	0	60.65	0	85.68
67	0	86.53	1.38	82.68	0	56.35	0.83	55.79	0	60.65	0	85.68
68	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.79	0	60.65	0	85.68
69	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0.01	55.8	0	60.65	0	85.68
70	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.8	0	60.65	0	85.68
71	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.8	0	60.65	0	85.68
72	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.8	0	60.65	0	85.68
73	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.8	0	60.65	0	85.68
74	0	86.53	0	82.68	0	56.35	0	55.8	0	60.65	0	85.68
75	0	86.53	0.02	82.7	0	56.35	0.03	55.83	0	60.65	0	85.68
76	0	86.53	0	82.7	0	56.35	0	55.83	0	60.65	0	85.68
77	4.46	90.99	0	82.7	0	56.35	0	55.83	0	60.65	0	85.68
78	0	90.99	0.01	82.71	0	56.35	0.02	55.85	0	60.65	0.01	85.69
79	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0.04	55.9	0	60.65	0	85.69
80	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0	55.9	0	60.65	0	85.7
81	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0	55.9	0	60.65	0	85.7
82	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0	55.9	0	60.65	0	85.7
83	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0	55.9	0	60.65	0	85.7
84	0	90.99	0	82.71	0	56.35	0.01	55.92	0	60.65	0	85.7
85	0	90.99	0.02	82.73	0	56.35	0.07	55.99	0	60.65	0	85.7
86	0	90.99	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7

Annexe D.9 : Taux de participation massique des modes 57 à 86.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
87	1.33	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7
88	0	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7
89	0	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7
90	0	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7
91	0	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.65	0	85.7
92	0	92.32	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.66	0	85.7
93	0.02	92.34	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.66	0	85.7
94	0	92.34	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.66	0	85.7
95	3.29	95.63	0	82.73	0	56.35	0	55.99	0	60.66	0	85.7
96	0	95.63	1.93	84.66	0	56.35	0.44	56.43	0	60.66	0.47	86.17
97	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
98	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
99	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
100	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
101	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
102	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
103	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
104	0	95.63	0	84.66	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.17
105	0	95.63	0.01	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0.01	86.18
106	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
107	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
108	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
109	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
110	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
111	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
112	0	95.63	0	84.67	0	56.35	0	56.43	0	60.66	0	86.18
113	0	95.63	1.25	85.92	0	56.35	0.32	56.75	0	60.66	1.74	87.92
114	0	95.63	0.68	86.61	0	56.35	1.07	57.82	0	60.66	0.44	88.36
115	0	95.63	0.02	86.63	0	56.35	0.01	57.83	0	60.66	0.13	88.49
116	0	95.63	0	86.63	0.02	56.37	0	57.83	0	60.66	0	88.49

Annexe D.10 : Taux de participation massique des modes 87 à 116.

ANNEXE D : Participation massique et périodes des modes propres de vibration.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
117	0	95.63	0	86.63	0	56.37	0	57.83	0.01	60.67	0	88.49
118	0	95.63	0	86.63	0.01	56.38	0	57.83	0	60.67	0	88.49
119	0	95.63	0	86.63	0	56.38	0	57.83	0	60.68	0	88.49
120	0	95.63	0	86.63	0	56.38	0	57.83	0	60.68	0	88.49
121	0	95.63	0	86.63	0	56.38	0	57.83	0	60.68	0	88.49
122	0	95.63	0	86.63	0	56.38	0	57.83	0	60.68	0	88.49
123	0	95.63	0	86.63	0	56.38	0	57.83	0	60.68	0	88.49
124	0	95.63	0.07	86.7	0	56.38	0.13	57.96	0	60.68	0.04	88.53
125	0	95.63	0.01	86.7	4.88	61.26	0.03	57.99	0.04	60.72	0	88.53
126	0	95.63	0	86.7	0.23	61.49	0	57.99	2.66	63.38	0	88.53
127	0	95.63	0.3	87	0.4	61.89	2.2	60.19	0.02	63.4	0.01	88.54
128	0	95.63	0.03	87.03	2.51	64.4	0.16	60.35	0.12	63.52	0	88.54
129	0.01	95.64	0.01	87.04	0.15	64.55	0.01	60.37	2.15	65.66	0	88.54
130	0	95.64	0.01	87.05	0.02	64.58	0.37	60.73	0.37	66.03	0	88.54
131	0	95.64	0	87.05	0.18	64.76	0	60.74	0.02	66.05	0	88.54
132	0	95.64	0	87.05	0.21	64.97	0.03	60.76	0.16	66.21	0	88.54
133	0	95.64	0.15	87.2	0	64.97	0.9	61.67	0.11	66.32	0.02	88.56
134	0	95.65	0.01	87.21	0.11	65.08	0	61.67	0.52	66.83	0	88.56
135	0	95.65	0	87.21	0.55	65.63	0.11	61.78	1.23	68.07	0	88.56
136	0	95.65	0.01	87.22	0.1	65.73	0.11	61.89	0.32	68.38	0	88.56
137	0	95.65	0.04	87.26	0	65.73	0.05	61.94	0	68.38	0.03	88.59
138	0	95.65	0.01	87.28	0	65.73	0.02	61.96	0	68.38	0.04	88.63
139	0	95.65	1.39	88.67	0	65.73	1.83	63.79	0	68.39	1.46	90.09
140	0	95.65	0.23	88.91	0	65.74	0.28	64.07	0	68.39	0.1	90.19
141	0	95.65	0	88.91	0.39	66.13	0	64.07	0	68.39	0	90.19
142	0	95.65	0	88.91	0.03	66.15	0	64.07	0.21	68.6	0	90.19
143	0	95.65	0.01	88.92	0	66.16	0.01	64.08	0.01	68.61	0	90.19
144	0	95.65	0	88.92	0.3	66.45	0	64.08	0.03	68.63	0	90.19
145	0	95.66	0	88.92	0.02	66.48	0	64.08	0.27	68.9	0	90.19
146	0	95.66	0	88.92	0	66.48	0	64.08	0	68.9	0	90.19

Annexe D.11 : Taux de participation massique des modes 117 à 146.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
147	0	95.66	0	88.92	0	66.48	0	64.09	0	68.9	0	90.19
148	0	95.66	0	88.92	0	66.48	0	64.09	0	68.9	0	90.19
149	0	95.66	0	88.92	0.04	66.51	0	64.09	0.01	68.91	0	90.19
150	0	95.66	0	88.92	0	66.52	0	64.09	0.03	68.94	0	90.19
151	0	95.66	0	88.92	0.02	66.53	0	64.09	0.05	68.99	0	90.19
152	0	95.66	0	88.92	0.09	66.63	0	64.09	0.23	69.22	0	90.19
153	0	95.66	0.96	89.88	0	66.63	0.88	64.97	0	69.22	1.16	91.35
154	0	95.66	0	89.88	0	66.63	0	64.97	0	69.22	0.03	91.38
155	0	95.66	0	89.88	0	66.63	0	64.97	0	69.22	0.06	91.44
156	0	95.66	1.75	91.63	0	66.63	1.03	66	0	69.22	0.84	92.28
157	0	95.66	0	91.63	0	66.63	0	66	0	69.22	0	92.28

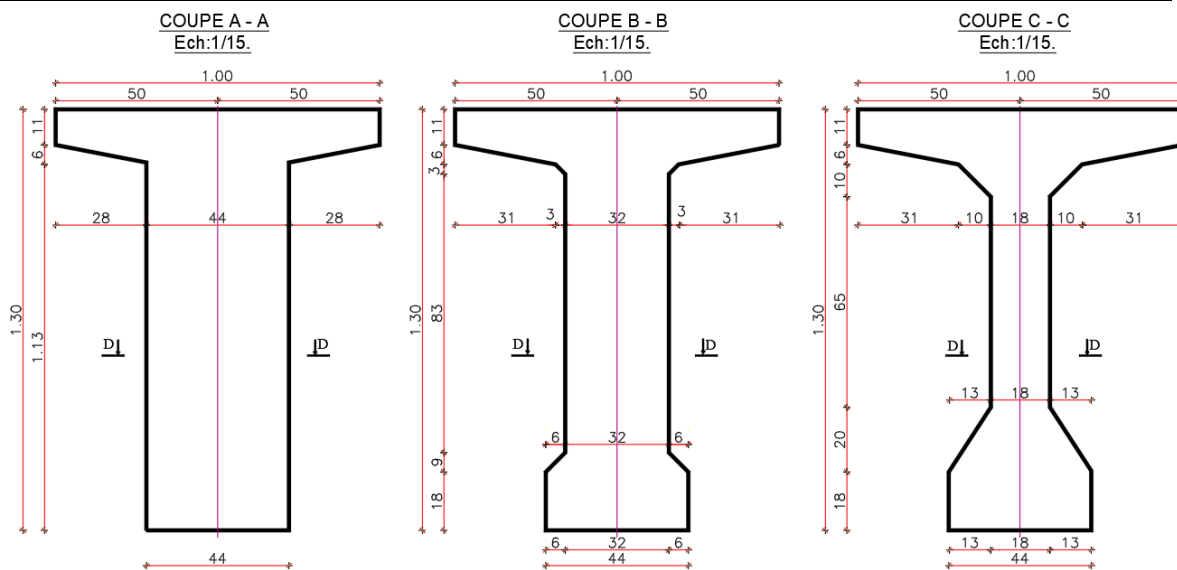
Annexe D.12 : Taux de participation massique des modes 147 à 157.

DONNÉES D'ENTRÉE, PLANS ET RÉSULTATS DES PONTS TESTÉS

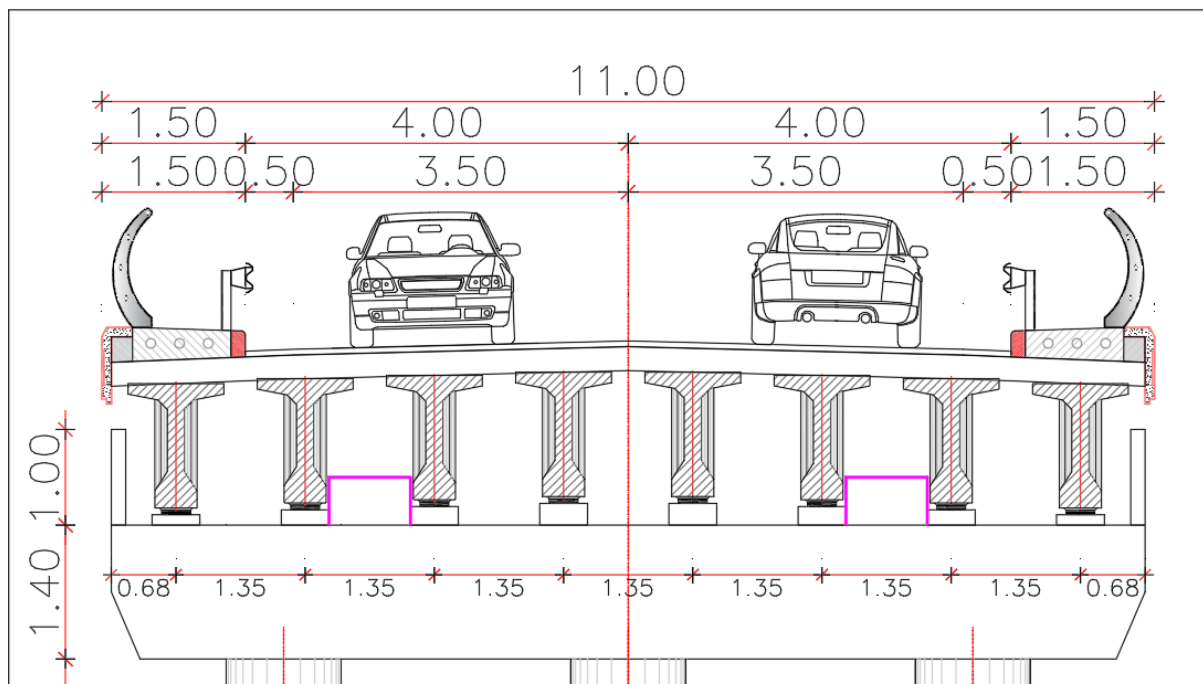
Elèves Ingénieurs : HAMLAOUI & AIS.

Projet : PFE.

PONT TEST N°01: (OA MASKER LOT 01).

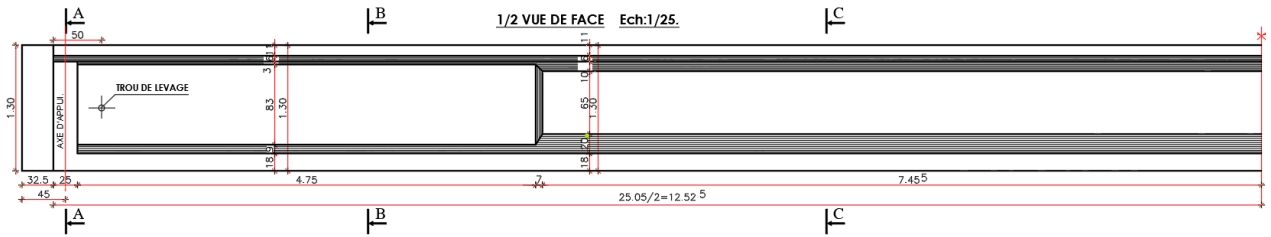


Annexe E.1 : Dimensions des sections About, Intermédiaire et Médiane — Pont testé n°1



AnnexE.2 : Profil en travers — Pont testé n°1

ANNEXE E : DONNEES D'ENTREE, PLANS ET RESULTATS DES PONTS TESTES.



Annexe E.3 : Vue de face de la poutre (1/2 vue) — Pont testé n°1

Slab thickness:		0.25
number of girders:		8
span length:		25.7
Beam spacing:		1.35

1 About:	Compositie	Shape	V-offset	NOTE: BC=Beam spacing Hh=always 0 TC=Slab Thickness
Bc=	1.35	CI	0	
Tc=	0.25			
Hh=	0			
HL1=	0.11			
HL2=	0.006			
HL3=	1.13			
BL1=	0.22			
BL2=	0			
BL3=	0.28			
BL4=	0.5			

Automated Midas Civil MCT File Generator for Composite Girder Road Bridges

Developed by:

Hamlaoui Yahia & Ais Mahmoud

Future Engineers

Superviseurs académiques:

BENADDAD RYM & GUERFI MOUSSA

École Nationale Supérieure des Travaux Publics — ENSTP

⚠ BEFORE RUNNING THE CODE — READ THIS FIRST

- This Excel file, the Python script (mct_generator.py), and the vehicle file (ML_MCT.xlsx) must all be placed in the SAME folder on your machine.
- Open mct_generator.py and verify that the three path constants at the top of the file are correctly set before running:
MAIN_EXCEL + VEHICLE_EXCEL + OUTPUT_DIR

⚠ Failing to do either of the above will cause an immediate crash and no MCT file will be produced.

Annexe E.4 : Saisie Excel : section About — Pont testé n°1

2 MEDIANE	Composite	Shape	V-offset
Bc=	1.35	CI	0
Tc=	0.25		
Hh=	0		
HL1=	0.11		
HL2=	0.16		
HL2-1=	0.006		
HL3=	0.65		
HL4=	0.2		
HL5=	0.18		
BL1=	0.09		
BL2=	0.5		
BL3=	0.31		
BL4=	0.22		

BL3=BL2-1

COLOR KEY

- YELLOW — user input cell (fill this)
- BLUE — formula cell (do not modify)
- RED/ORANGE — critical warning / do not touch

Columns G & H — Explanation

Col G → Section Shape
CI = Composite I-section (About zone)
CT = Composite T-section (Mediane / Inter zones)
SB = Solid Box (DBUSER type — Entree, Transversale, GC)

Col H → Vertical Offset (m)
Vertical offset of the section centroid from the beam node.
Entree → -0.30 m | All other sections → 0

Annexe E.4 : Saisie Excel : section Médiane — Pont testé n°1

3 INTER:	Composite	Shape	V-offset
Bc=	1.35	CI	0
Tc=	0.25		
Hh=	0		
HL1=	0.11		
HL2=	0.09		
HL3=	0.83		
HL4=	0.009		
HL5=	0.18		
BL1=	0.16		
BL2=	0.5		
BL4=	0.22		

Annexe E.5 : Saisie Excel : section Intermédiaire — Pont testé n°1

ANNEXE E : DONNEES D'ENTREE, PLANS ET RESULTATS DES PONTS TESTES.

4	Entretoise:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.7	SB	-0.25
	B=	0.25		
5	Transversale:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.25	SB	0
	B=	1		
6	GC:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.25	SB	0
	B=	0.1		

Annexe E.6 : Saisie Excel : sections Entretoise, Transversale et GC — Pont testé n°1

Item	Load Case	Type	Value	Unit	Start Y(m)	End Y(m)	Midas Load Group
Corniche_L	Corniche	Line	-2.43	KN/ml	0	1	Corniche
Trottoire_L	Trottoire	Pressure	-7.61	KN/m2	0	1.5	Trottoire
Revetement	Revetement	Pressure	-1.44	KN/m2	1.5	9.3	Revetement
Trottoire_R	Trottoire	Pressure	-7.61	KN/m2	0	1.5	Trottoire
Glissiere_L	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Glissiere_R	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Corniche_R	Corniche	Line	-2.43	KN/ml	0	0	Corniche
AL1	AL1	Pressure	-11.85	KN/m2	2	5.5	AL1
AL2	AL2	Pressure	-11.85	KN/m2	2	9	AL2
ST_L	ST	Pressure	-1.5	KN/m2	0	1.5	ST
ST_R	ST	Pressure	-1.5	KN/m2	0	1.5	ST
GC_L	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
GC_R	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
SW	SW	self weight	/	/	/	/	SW
AL3	AL3	Pressure	0	KN/m2	0	0	AL3
AL4	AL4	Pressure	0	KN/m2	0	0	AL4

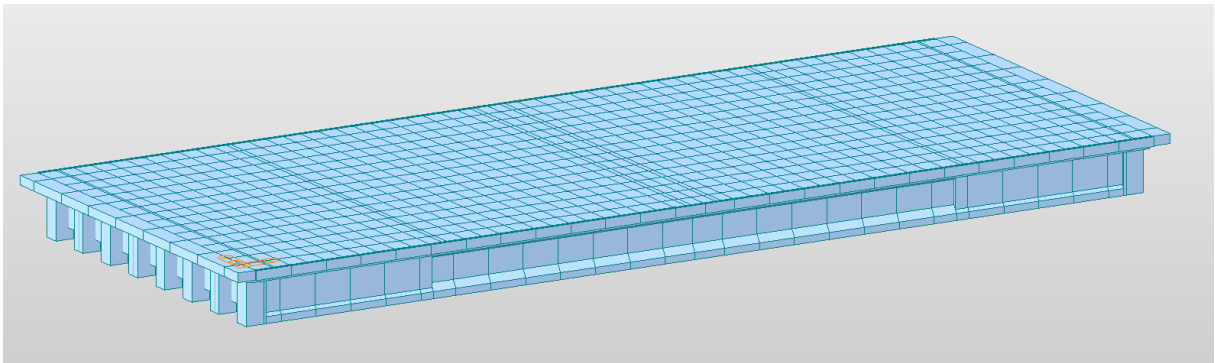
Annexe E.7 : Saisie Excel : charges permanentes et surcharges d'exploitation — Pont testé n°1

Lane numbers	2		
Lane width	3.5		
Lane_name	Eccentricity	lane width	wheel spacing
BC1	-2.75	2	2
BC2	-4	4.5	4.5
BC3	0	7	2
BC4	0	9.5	2
BT1	-3	2	2
BT2	-4.5	5	5
MC120	-4.15	3.8	3.8
D240	-5.5	1.8	1.8

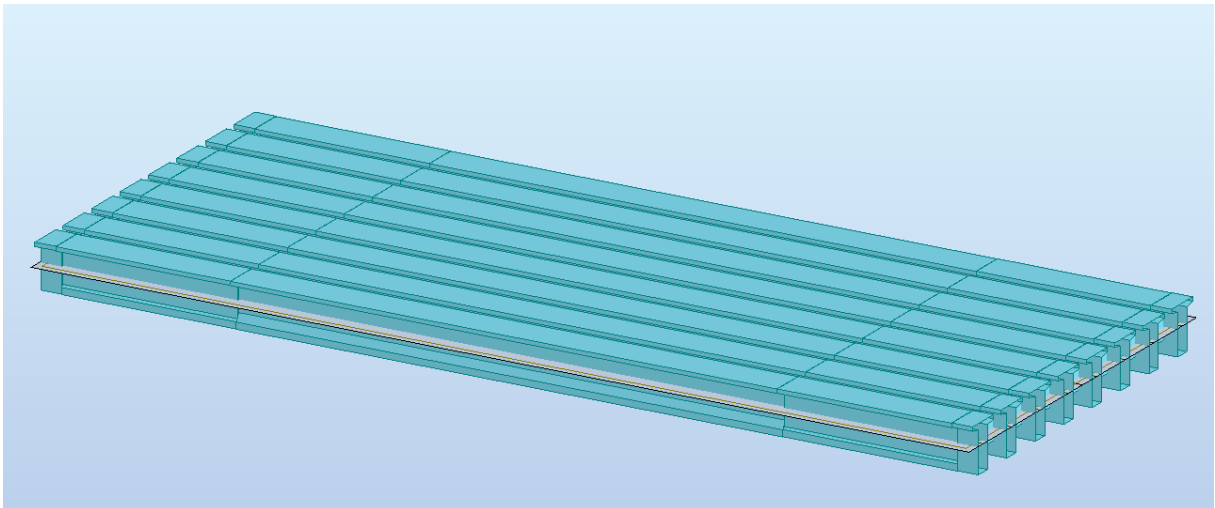
Annexe E.8 : Saisie Excel : définition des voies de chargement — Pont testé n°1

Coeff amplification dynamique BC1	1.085
Coeff amplification dynamique BC2	1.1
Coeff amplification dynamique BC3	0
Coeff amplification dynamique BC4	0
Coeff amplification dynamique BT1	1.076
Coeff amplification dynamique BT2	1.086
Coeff amplification dynamique MC120	1.094

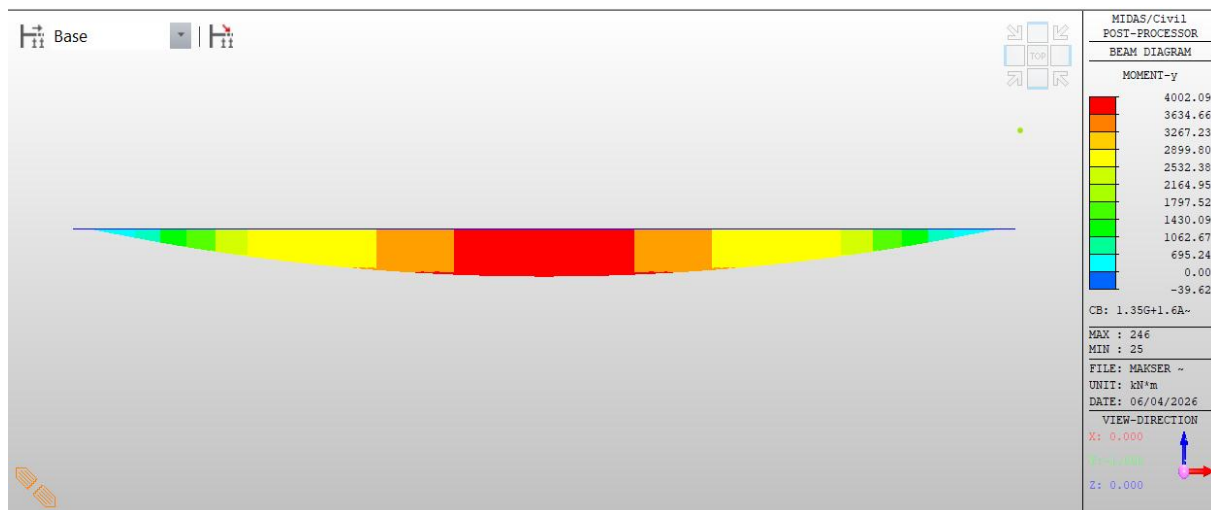
Annexe E.9: Saisie Excel : coefficients d'amplification dynamique — Pont testé n°1



Annexe E.10 : Vue 3D du modèle Midas Civil généré — Pont testé n°1



Annexe E.11 : Vue 3D du modèle Robot de référence SETS — Pont testé n°1



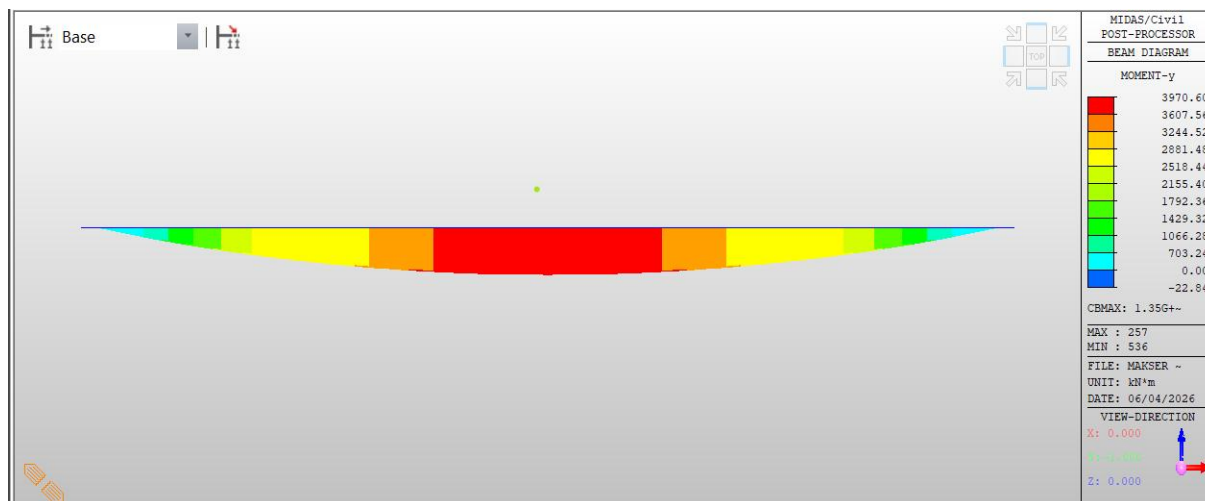
Annexe E.12 : Diagramme du moment fléchissant M_y — ELU AL2 — Pont testé n°1



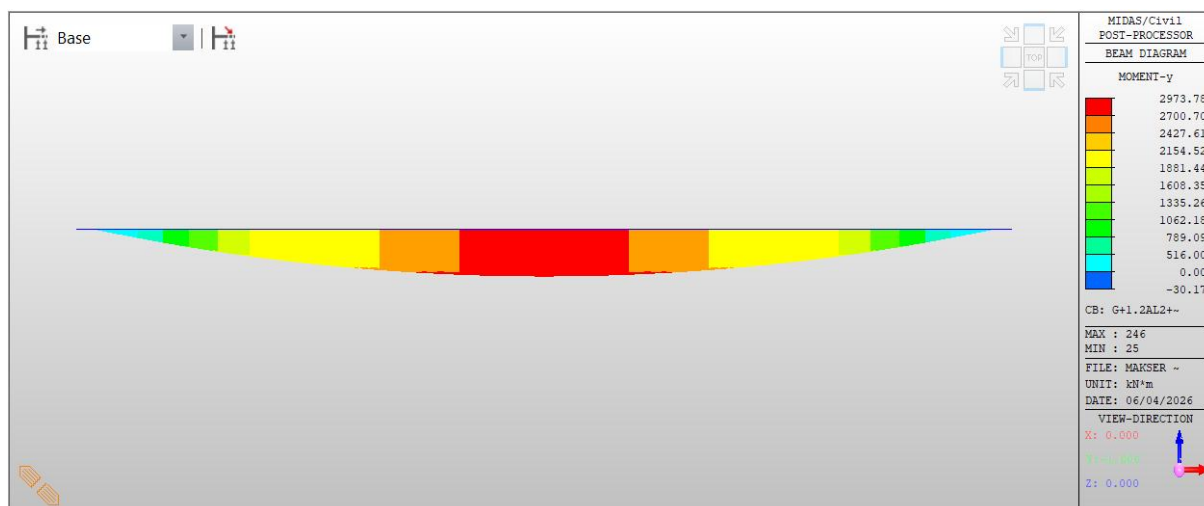
Annexe E.13 : Diagramme du moment fléchissant M_y — ELU BC2 — Pont testé n°1



Annexe E.14 : Diagramme du moment fléchissant M_y — ELU BT2 — Pont testé n°1



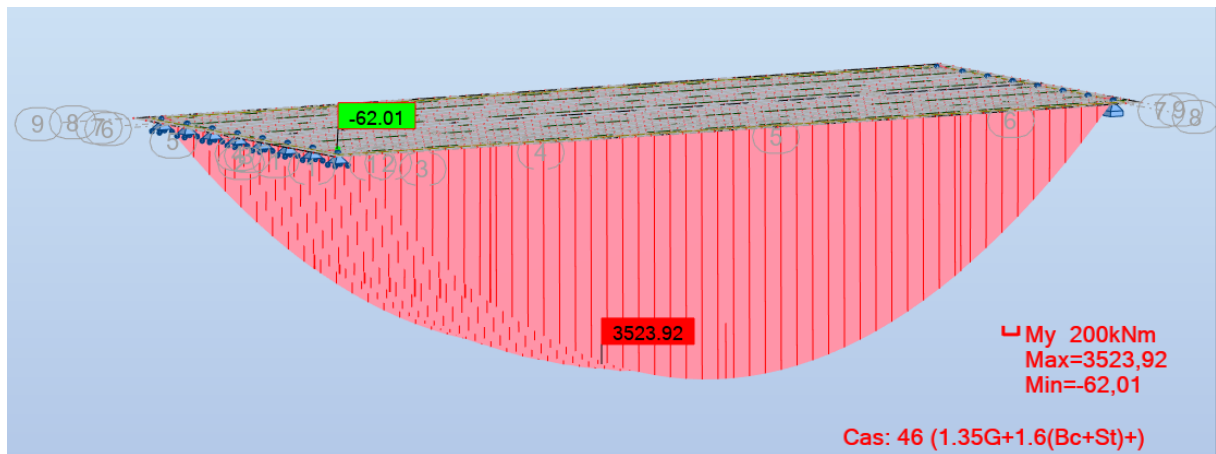
Annexe E.15 : Diagramme du moment fléchissant My — ELU MC120 — Pont testé n°1



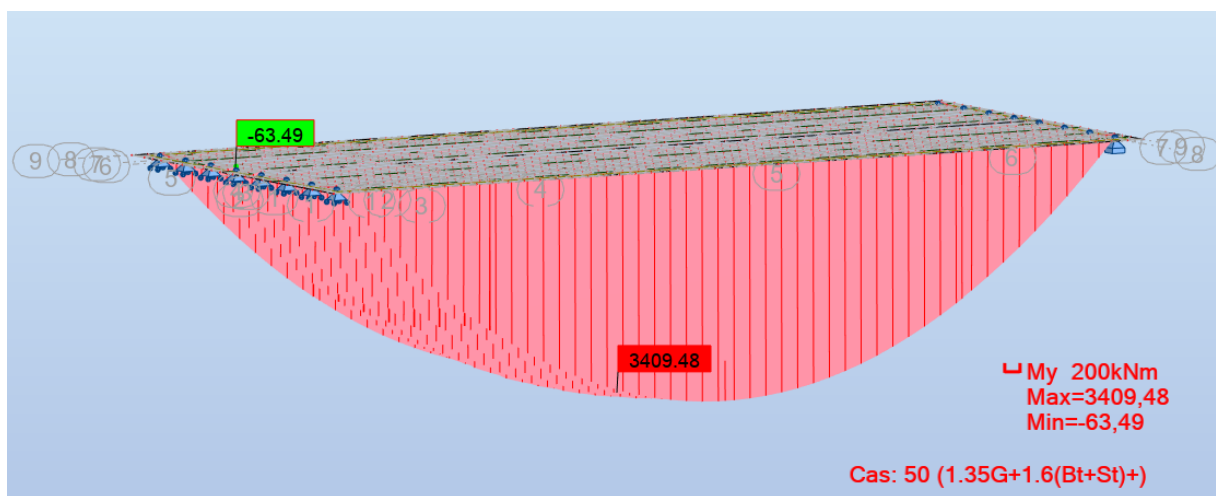
Annexe E.16 : Diagramme du moment fléchissant My — ELS AL2 — Pont testé n°1



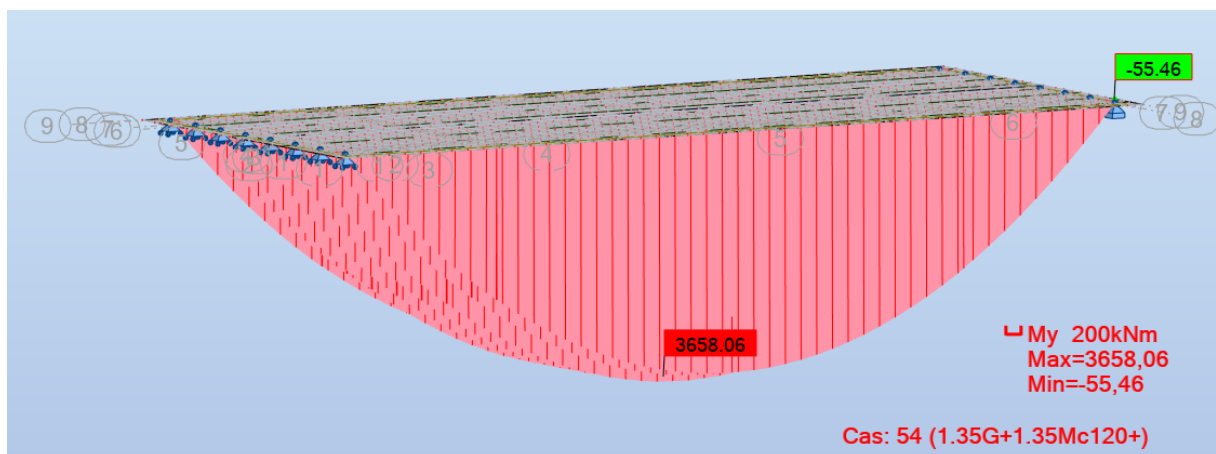
Annexe E.17 : Diagramme du moment fléchissant My — ELS BC2 — Pont testé n°1



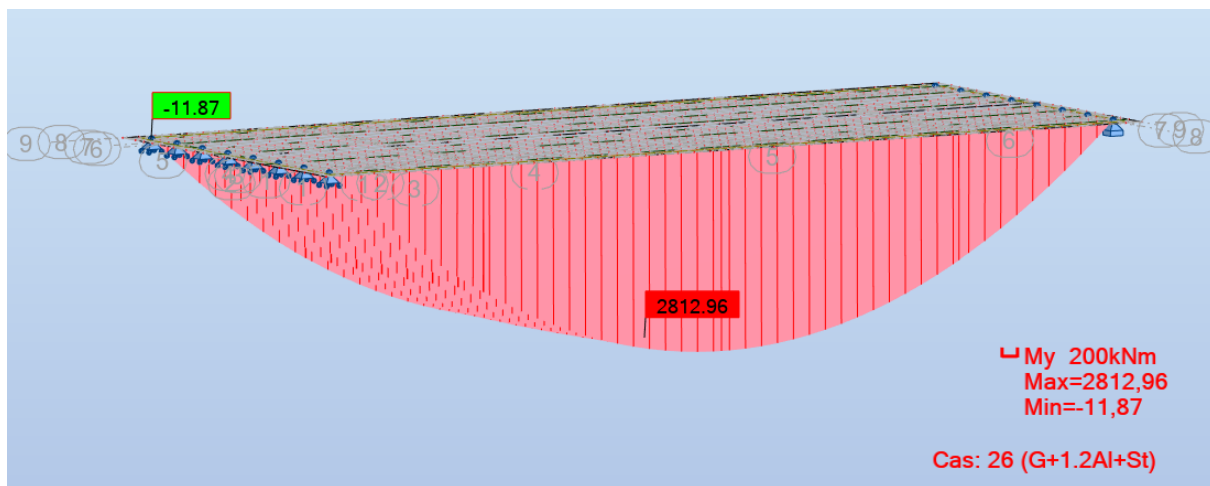
Annexe E.21 : Moment fléchissant My — ELU BC2 — Robot SETS — Pont testé n°1



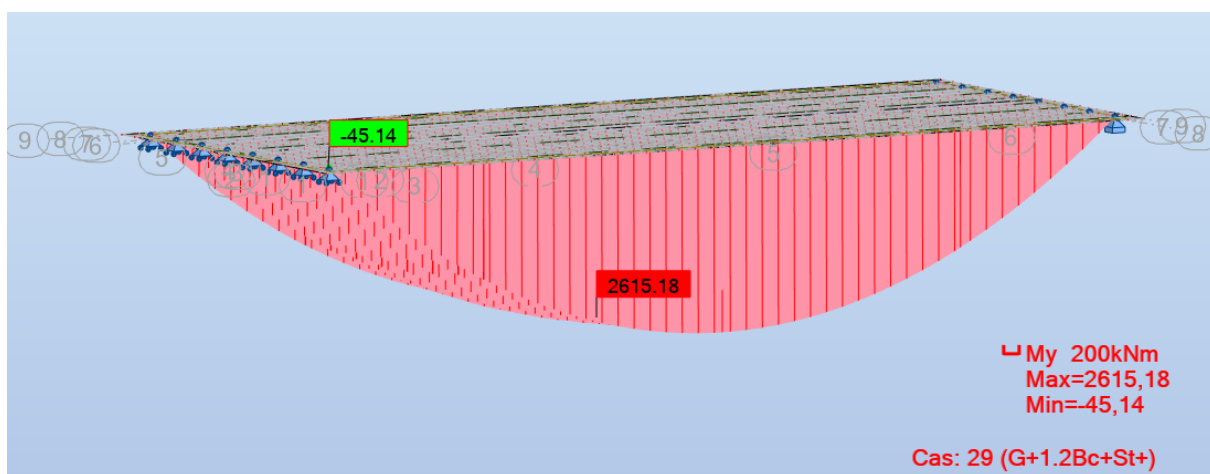
Annexe E.22 : Moment fléchissant My — ELU BT2 — Robot SETS — Pont testé n°1



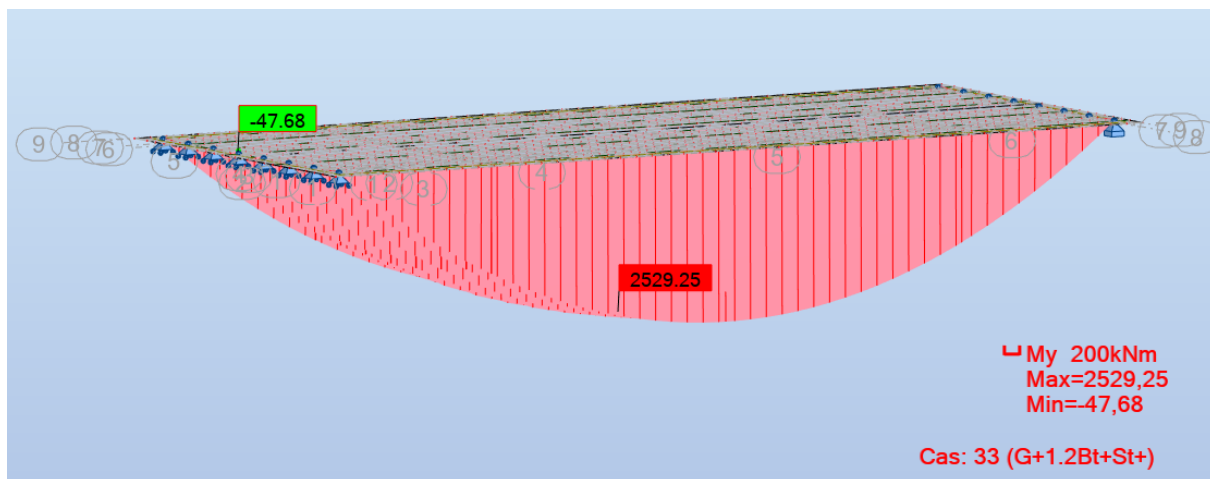
Annexe E.23 : Moment fléchissant My — ELU MC120 — Robot SETS — Pont testé n°1



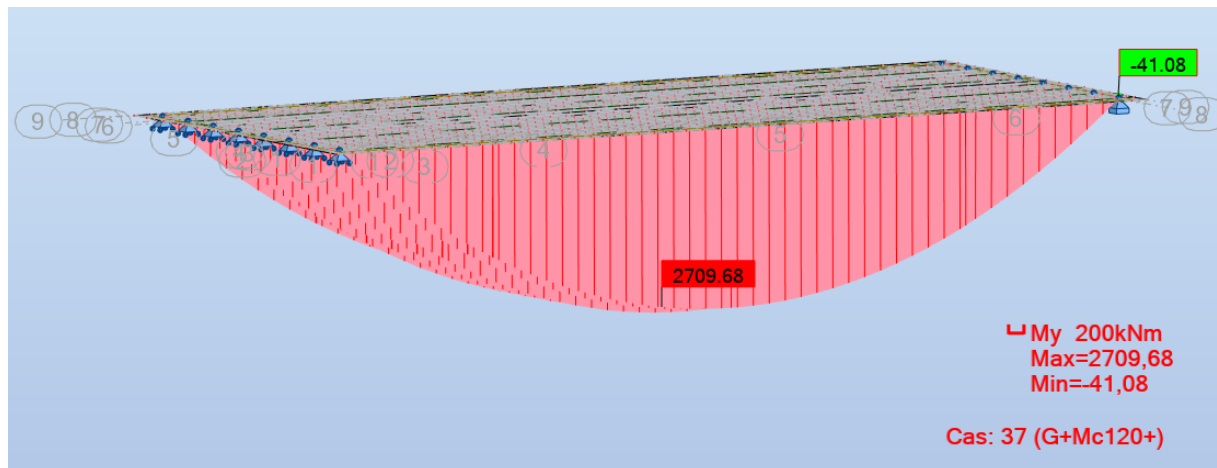
Annexe E.24 : Moment fléchissant My — ELS AL2 — Robot SETS — Pont testé n°1



Annexe E.25 : Moment fléchissant My — ELS BC2 — Robot SETS — Pont testé n°1



Annexe E.26 : Moment fléchissant My — ELS BT2 — Robot SETS — Pont testé n°1

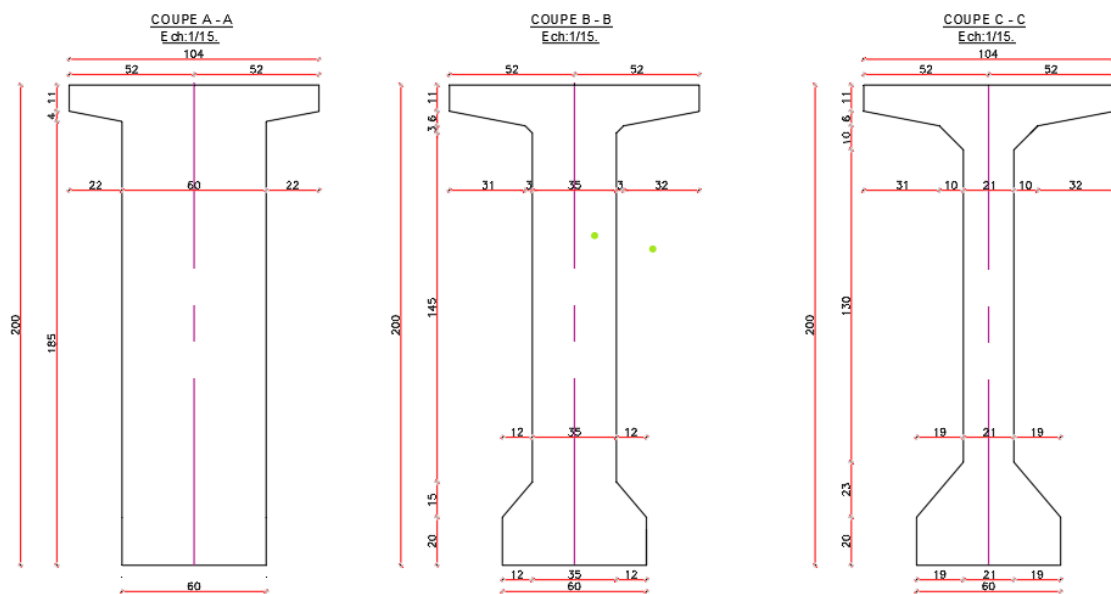


Annexe E.27 : Moment fléchissant M_y — ELS MC120 — Robot SETS — Pont testé n°1

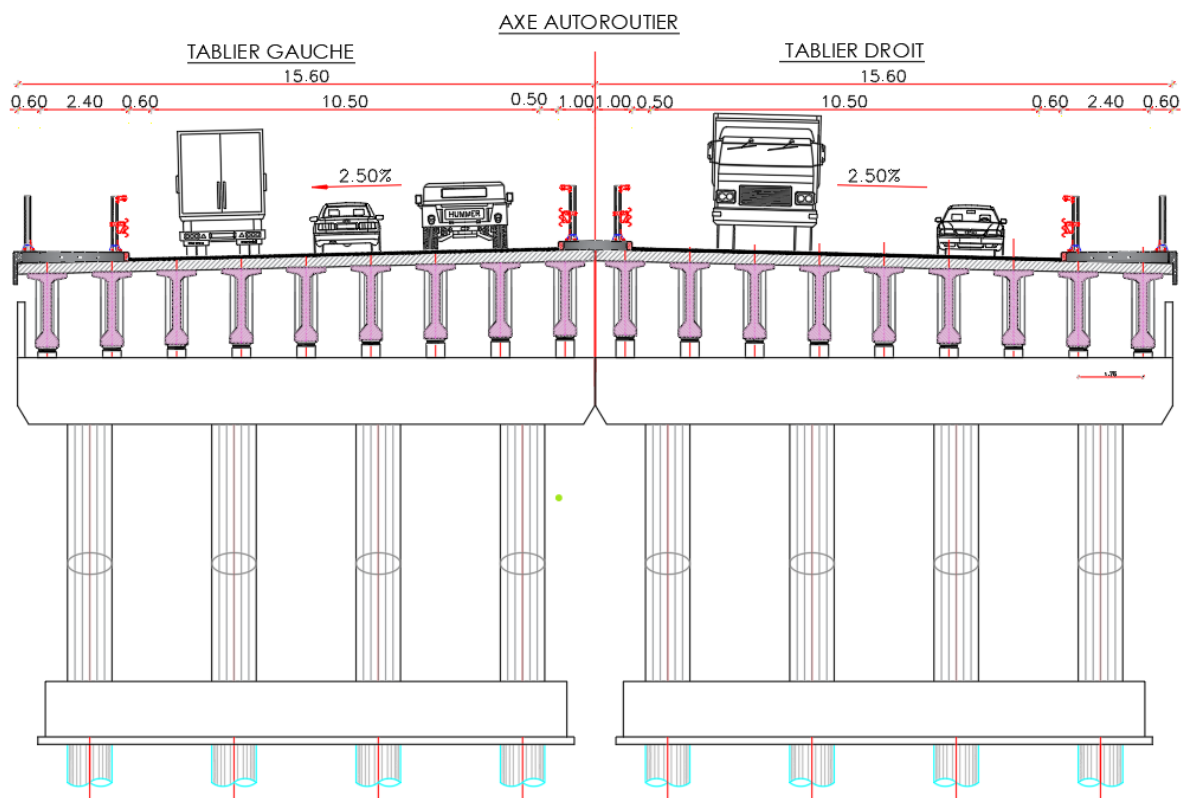
Tableau E.1 : Tableau comparatif des résultats Robot et Midas de moment fléchissant.

Combinaison de charges	Moment fléchissant — Robot (kN·m)	Moment fléchissant — Midas Civil (kN·m)	Écart (%)
1,35G + 1,6AL2 + 1,6ST (ELU)	7163.88	7296.91	1.82
1,35G + 1,6BC2 + 1,6ST (ELU)	7201.57	7283.59	1.12
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	6768.96	6916.1	2.12
1,35G+1,35MC120 (ELU)	7157.63	7213.69	0.77
G + 1,2AL2 + ST (ELS)	5321.51	5421.51	1.84
G + 1,2BC2 + ST (ELS)	5338.14	5406.73	1.26
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	5020.31	5135.15	2.23
G + MC120 (ELS)	5301.95	5343.48	0.77

PONT TEST N°02: (OA MASKER LOT 01).

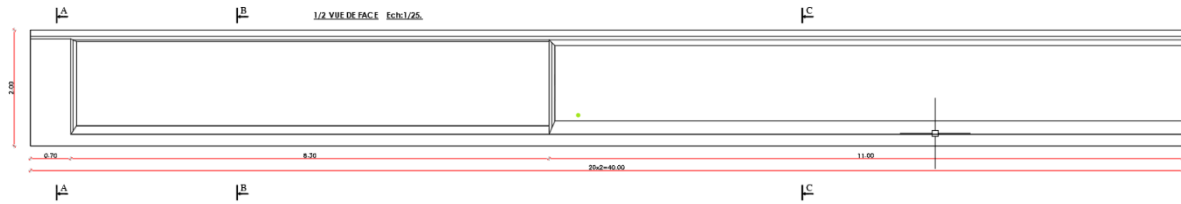


Annexe E.28 : Dimensions des sections About, Intermédiaire et Médiane — Pont testé n°2



AnnexE.29 : Profil en travers — Pont testé n°2

ANNEXE E : DONNEES D'ENTREE, PLANS ET RESULTATS DES PONTS TESTES.



Annexe E.30 : Vue de face de la poutre (1/2 vue) — Pont testé n°2

Slab thickness:	0.3
number of girders:	9
span length:	40
Beam spacing:	1.75

1 About: Composite Shape V-offset

Bc= 1.75 Ci 0

Tc= 0.3

Hh= 0

HL1= 0.11

HL2= 0.004

HL3= 1.85

BL1= 0.3

BL2= 0

BL3= 0.3

BL4= 0.52

NOTE: Bc=Beam spacing
Hh=always 0
TC=Slab Thickness

Automated Midas Civil MCT File Generator for Composite Girder Road Bridges

Developed by:

Hamlaoui Yahia & Ais Mahmoud

Future Engineers

Superviseurs académiques:

BENADDAD RYM & GUERFI MOUSSA

École Nationale Supérieure des Travaux Publics — ENSTP

⚠ BEFORE RUNNING THE CODE — READ THIS FIRST

1. This Excel file, the Python script (mct_generator.py), and the vehicle file (ML_MCT.xlsx) must all be placed in the SAME folder on your machine.

2. Open mct_generator.py and verify that the three path constants at the top of the file are correctly set before running:
MAIN_EXCEL + VEHICLE_EXCEL + OUTPUT_DIR

● Failing to do either of the above will cause an immediate crash and no MCT file will be produced.

Annexe E.31 : Saisie Excel : section About — Pont testé n°2

2 MEDIANE	Composite	Shape	V-offset
Bc=	1.75	Ci	0
Tc=	0.3		
Hh=	0		
HL1=	0.11		
HL2=	0.16		
HL2-1=	0.006		
HL3=	1.3		
HL4=	0.23		
HL5=	0.2		
BL1=	0.105		
BL2=	0.52		
BL3=	0.31		
BL4=	0.3		

BL3=BL2-1

COLOR KEY

● YELLOW — user input cell (fill this)

● BLUE — formula cell (do not modify)

● RED/ORANGE — critical warning / do not touch

Columns G & H — Explanation

Col G → Section Shape

Ci = Composite I-section (About zone)

CT = Composite T-section (Mediane / Inter zones)

SB = Solid Box (DBUSER type — Entretoise, Transversale, GC)

Col H → Vertical Offset (m)

Vertical offset of the section centroid from the beam node.

Entretoise → -0.30 m | All other sections → 0

Annexe E.32 : Saisie Excel : section Médiane — Pont testé n°2

3 INTER:	Composite	Shape	V-offset
Bc=	1.75	Ci	0
Tc=	0.3		
Hh=	0		
HL1=	0.11		
HL2=	0.09		
HL3=	1.45		
HL4=	0.15		
HL5=	0.2		
BL1=	0.175		
BL2=	0.52		
BL4=	0.3		

Annexe E.33 : Saisie Excel : section Intermédiaire — Pont testé n°2

ANNEXE E : DONNEES D'ENTREE, PLANS ET RESULTATS DES PONTS TESTES.

4	Entretoise:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.01	SB	-0.3
	B=	0.01		
5	Transversale:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.3	SB	0
	B=	1		
6	GC:	DBUSER	Shape	V-offset
	H=	0.3	SB	0
	B=	0.1		

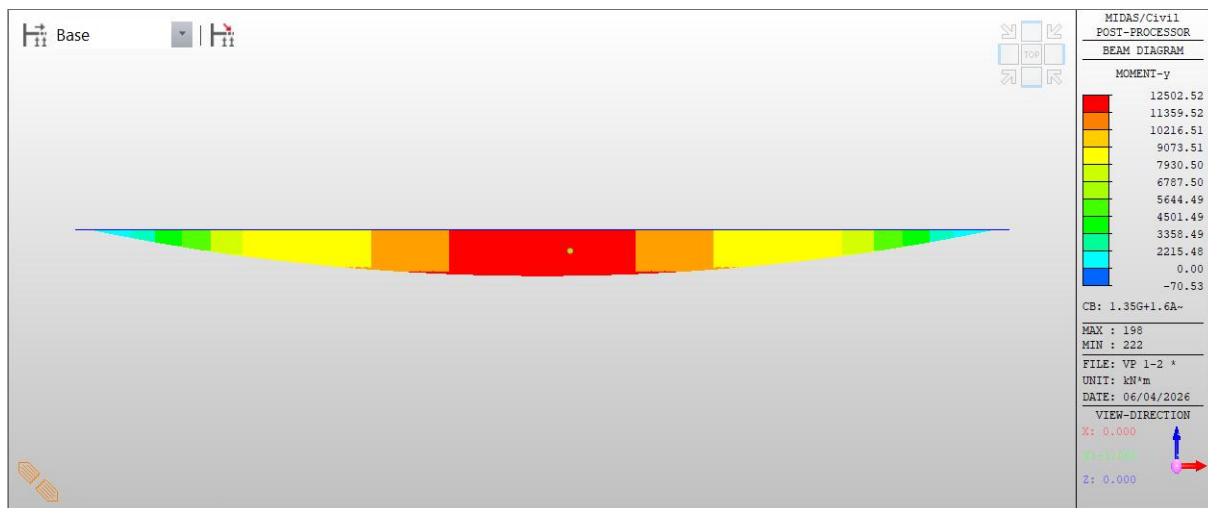
Annexe E.34 : Saisie Excel : sections Entretoise, Transversale et GC — Pont testé n°2

Item	Load Case	Type	Value	Unit	Start Y(m)	End Y(m)	Midas Load Group
Corniche_L	Corniche	Line	-5.81	KN/ml	0	1	Corniche
Trottoire_L	Trottoire	Pressure	-5.91	KN/m2	0.6	3	Trottoire
Revetement	Revetement	Pressure	-1.44	KN/m2	3	14.6	Revetement
Trottoire_R	Trottoire	Pressure	-5.94	KN/m2	0	1	Trottoire
Glissiere_L	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Glissiere_R	Glissiere	Line	-1	KN/ml	0	1	Glissiere
Corniche_R	Corniche	Line	0	KN/ml	0	0	Corniche
AL1	AL1	Pressure	-8.3	KN/m2	3.5	7	AL1
AL2	AL2	Pressure	-8.3	KN/m2	3.5	10.5	AL2
ST_L	ST	Pressure	-1.5	KN/m2	0.6	3	ST
ST_R	ST	Pressure	0	KN/m2	0	0	ST
GC_L	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
GC_R	GC	Line	-1	KN/ml	0	1	GC
SW	SW	self weight	/	/	/	/	SW
AL3	AL3	Pressure	0	KN/m2	0.6	14	AL3
AL4	AL4	Pressure	0	KN/m2	0	0	AL4

Annexe E.35 : Saisie Excel : charges permanentes et surcharges d'exploitation — Pont testé n°2

Lane numbers	3		
Lane width	3.5		
Lane_name	Eccentricity	lane width	wheel spacing
BC1	-4.25	2	2
BC2	-5.5	4.5	4.5
BC3	-6.75	7	2
BC4	0	9.5	2
BT1	-4.5	2	2
BT2	-6	5	5
MC120	-5.65	3.8	3.8
D240	-7	1.8	1.8

Annexe E.36 : Saisie Excel : définition des voies de chargement — Pont testé n°2



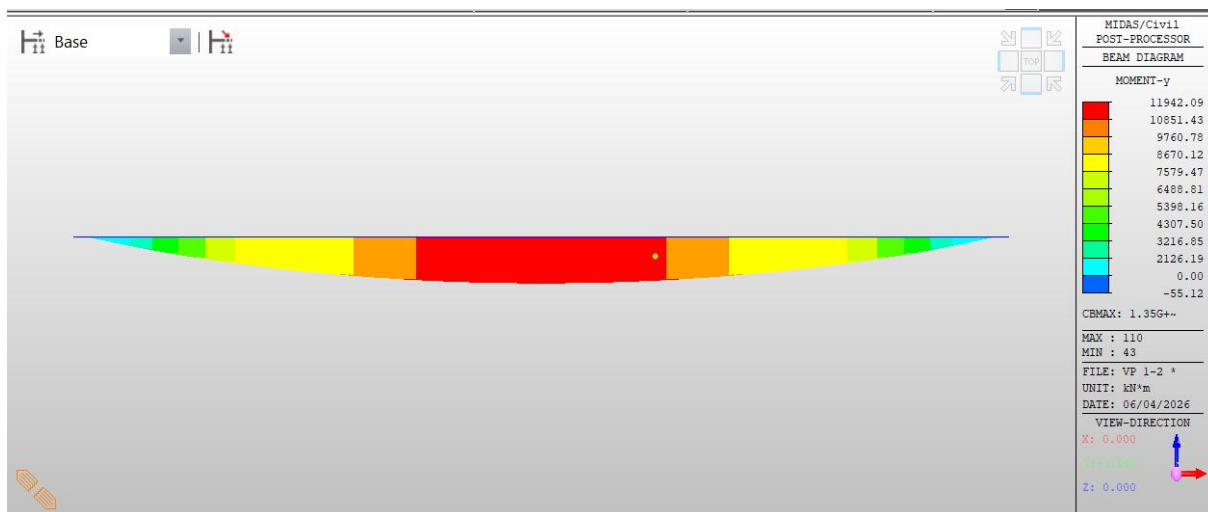
Annexe E.40 : Diagramme du moment fléchissant My — ELU AL3 — Pont testé n°2



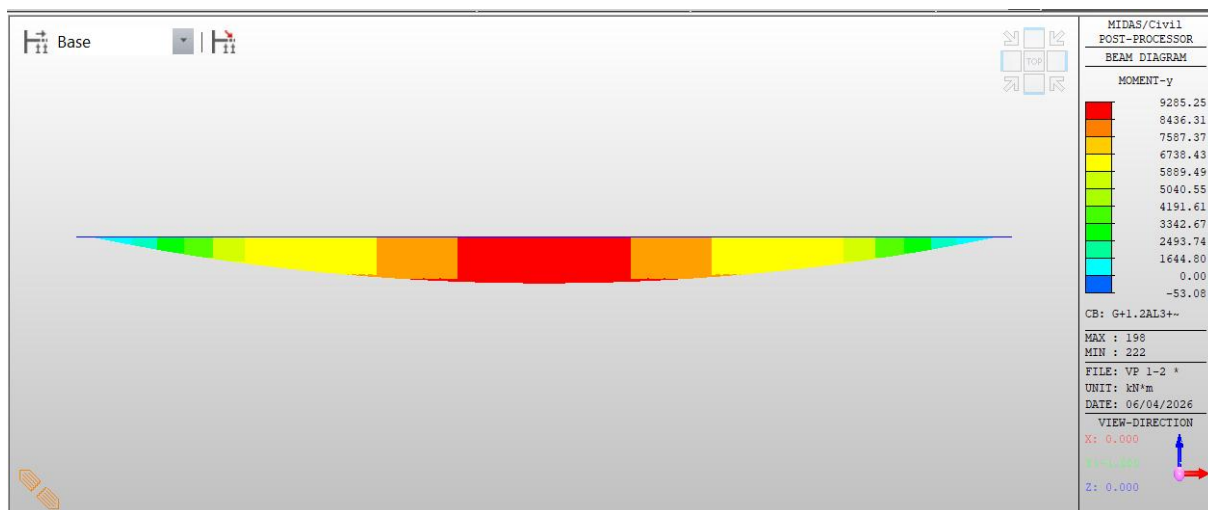
Annexe E.41 : Diagramme du moment fléchissant My — ELU BC3 — Pont testé n°2



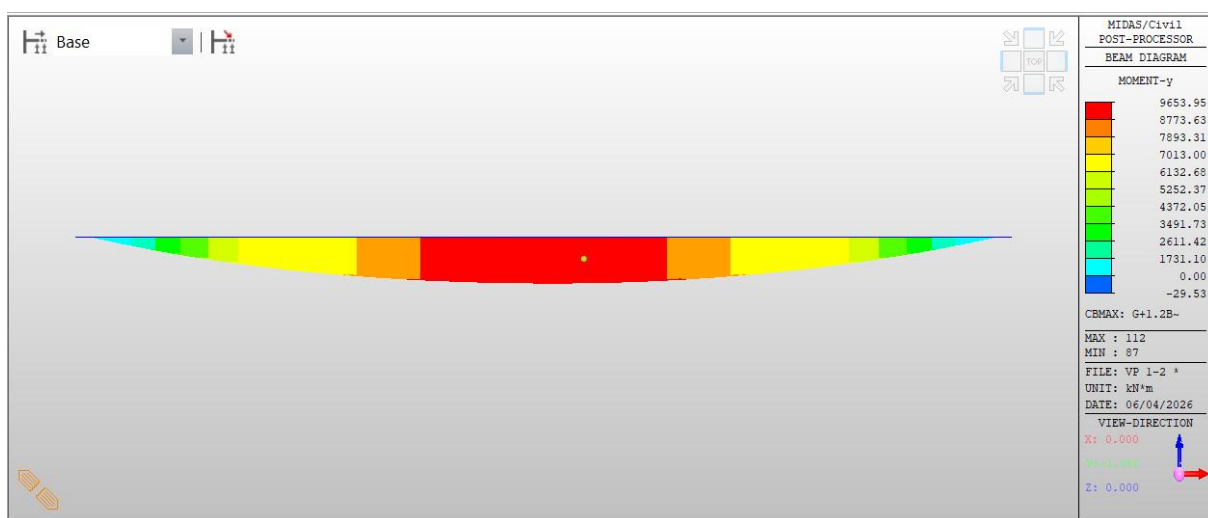
Annexe E.42 : Diagramme du moment fléchissant My — ELU BT2 — Pont testé n°2



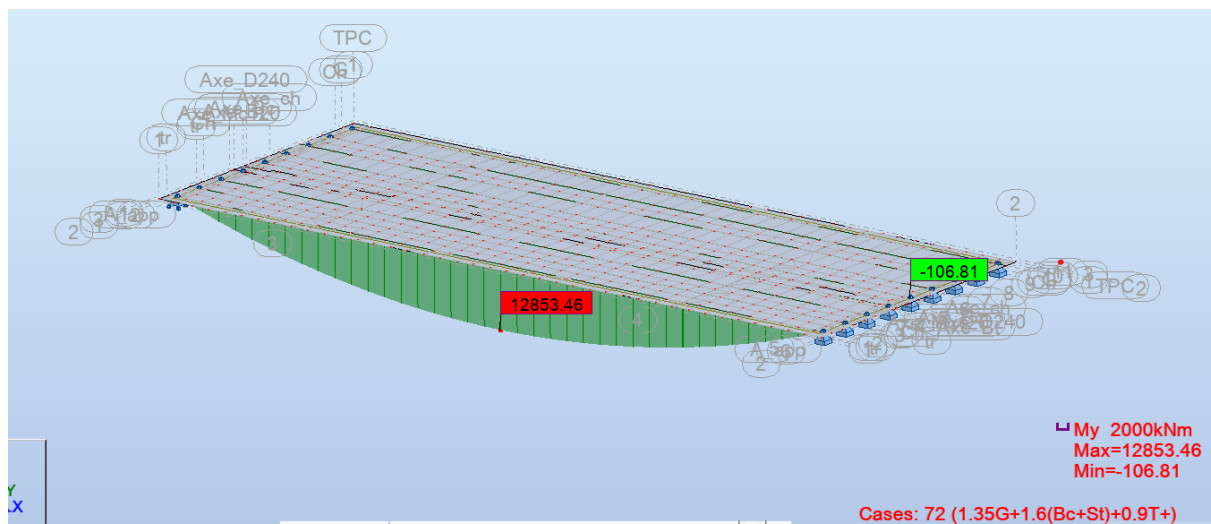
Annexe E.43 : Diagramme du moment fléchissant My — ELU MC120 — Pont testé n°2



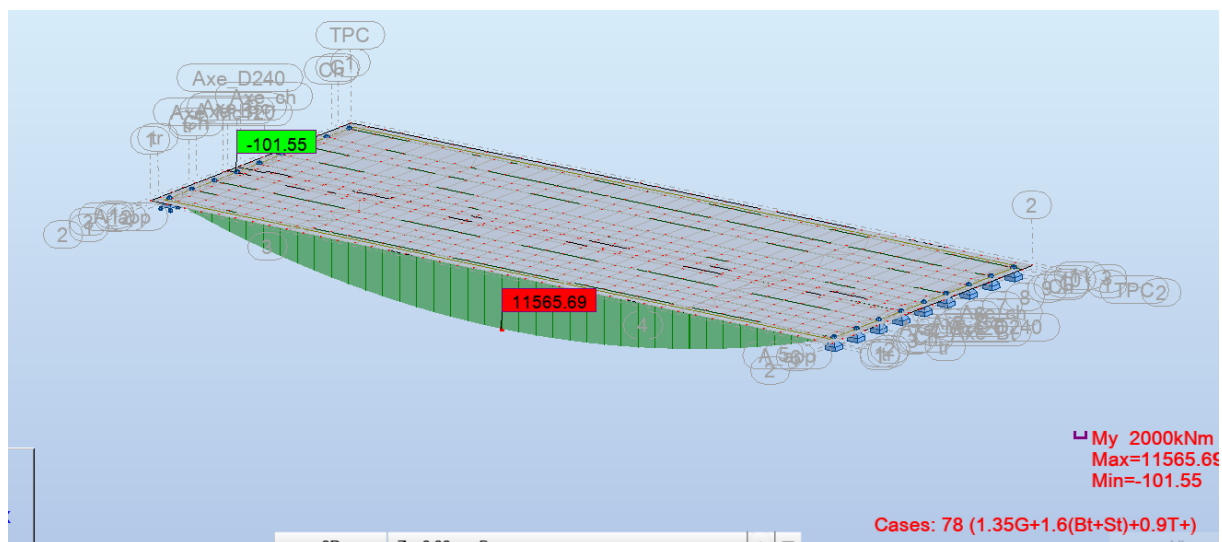
Annexe E.44 : Diagramme du moment fléchissant My — ELS AL3 — Pont testé n°2



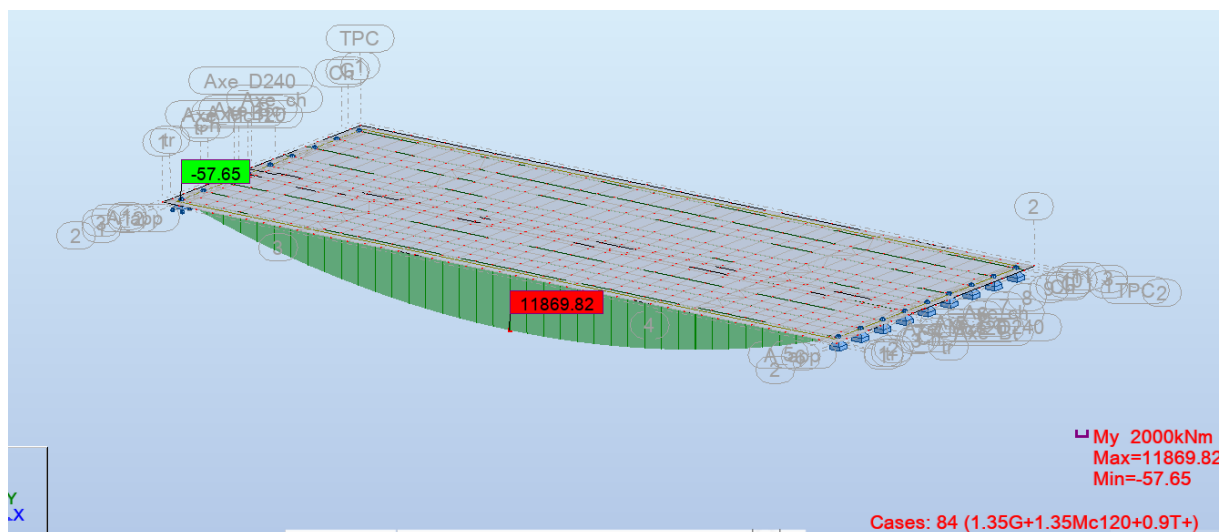
Annexe E.45 : Diagramme du moment fléchissant My — ELS BC3 — Pont testé n°2



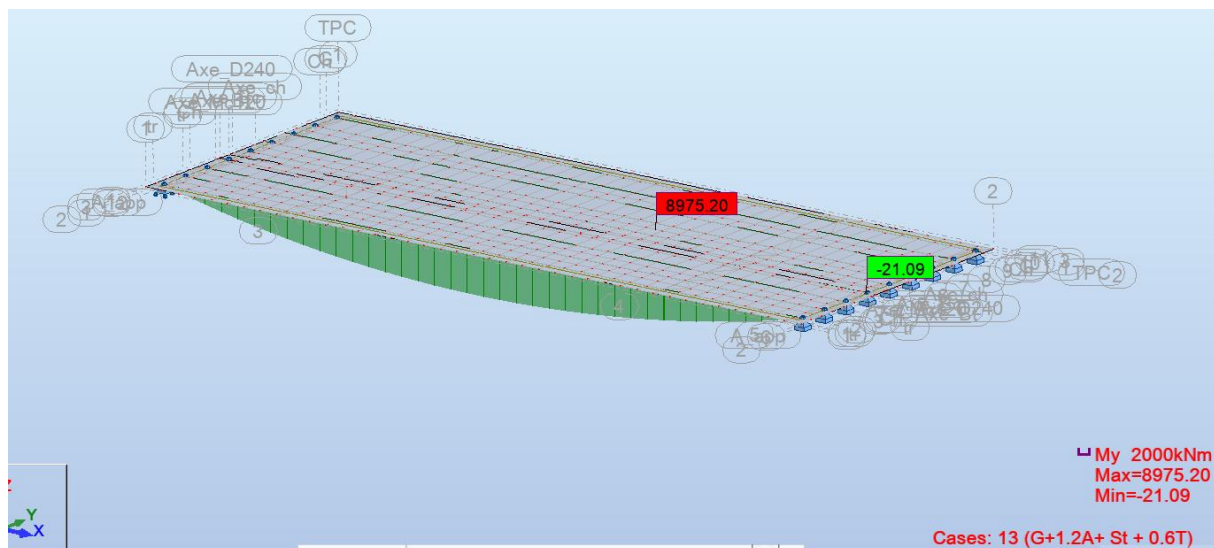
Annexe E.49 : Moment fléchissant My — ELU BC3 — Robot SETS — Pont testé n°2



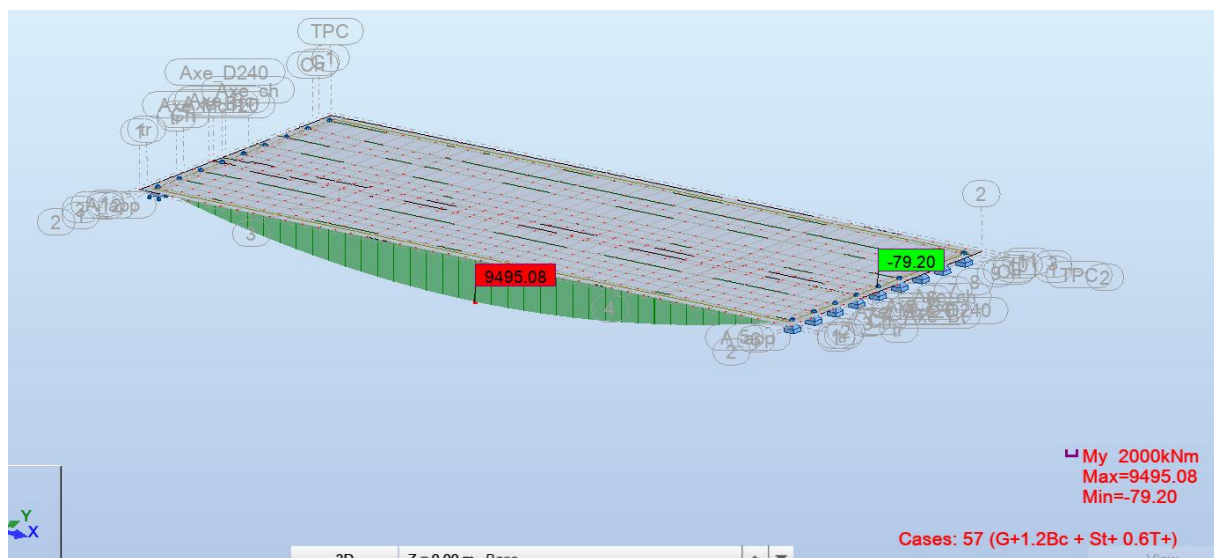
Annexe E.50 : Moment fléchissant My — ELU BT2 — Robot SETS — Pont testé n°2



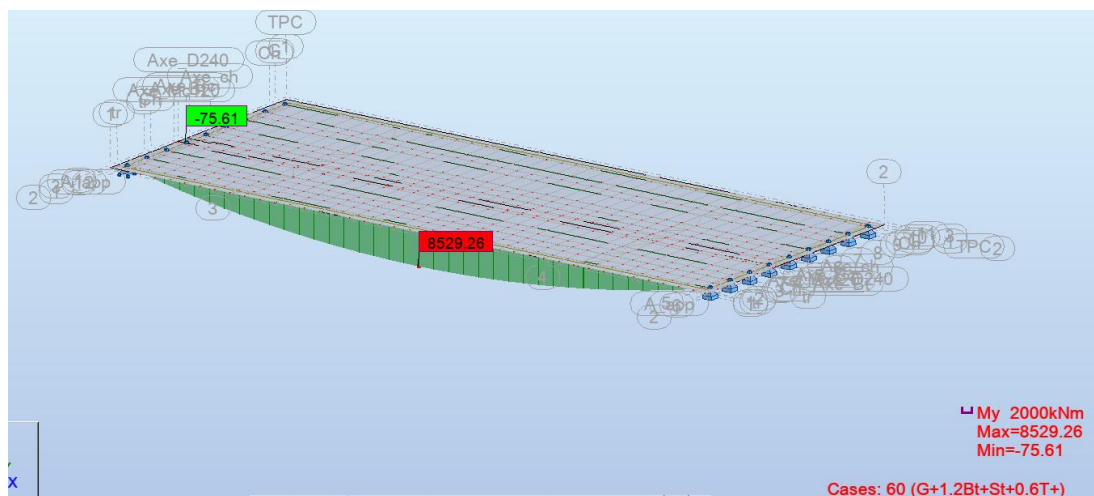
Annexe E.51 : Moment fléchissant My — ELS MC120 — Robot SETS — Pont testé n°2



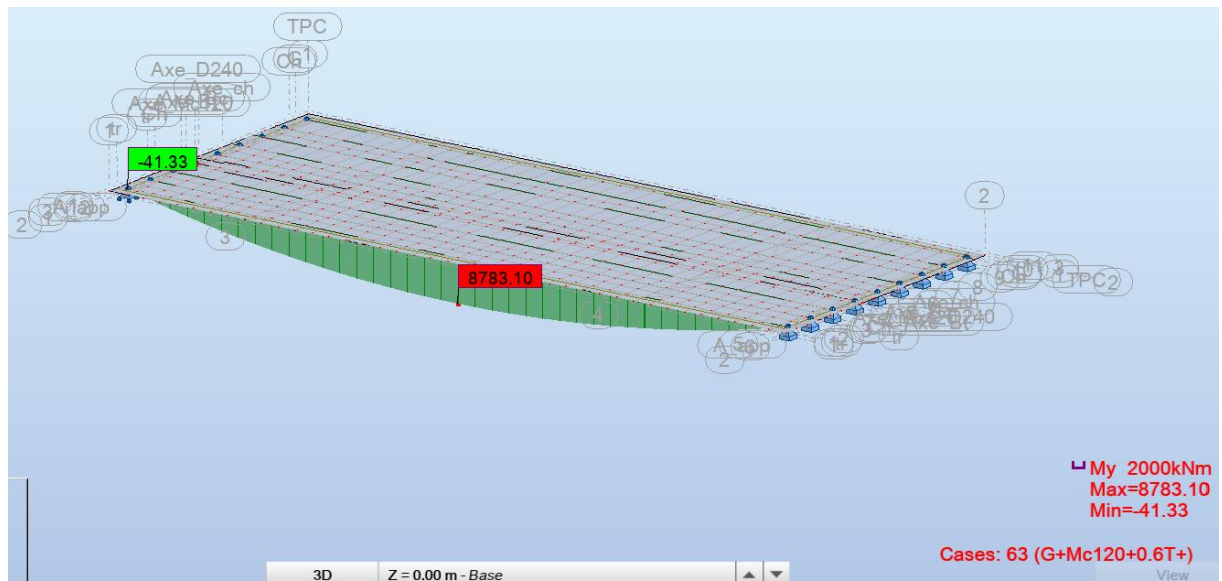
Annexe E.52 : Moment fléchissant My — ELS AL3 — Robot SETS — Pont testé n°2



Annexe E.53 : Moment fléchissant My — ELS BC3 — Robot SETS — Pont testé n°2



Annexe E.54 : Moment fléchissant My — ELS BT2 — Robot SETS — Pont testé n°2



Annexe E.55 : Moment fléchissant M_y — ELS MC120 — Robot SETS — Pont testé n°2

Tableau E.2 : Tableau comparatif des résultats Robot et Midas de moment fléchissant.

Combinaison de charges	Moment fléchissant — Robot (kN·m)	Moment fléchissant — Midas Civil (kN·m)	Écart (%)
1,35G + 1,6AL3 + 1,6ST (ELU)	12161.87	12502.52	2.72
1,35G + 1,6BC3 + 1,6ST (ELU)	12853.46	13021.44	1.29
1,35G + 1,6BT2 + 1,6ST (ELU)	11565.69	11721.10	1.32
1,35G+1,35MC120 (ELU)	11869.82	11942.09	0.60
G + 1,2AL3 + ST (ELS)	8975.20	9285.25	3.33
G + 1,2BC3 + ST (ELS)	9495.08	9653.95	1.64
G + 1,2BT2 + ST (ELS)	8529.26	8650.17	1.39
G + MC120 (ELS)	8783.10	8845.99	0.71