République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ETUDE D'UN VIADUC V2 PONT VOUSSOIR A HAUTEUR CONSTANTE SUR L'EVITEMENT DE LA VILLE DE BOUMERDES DU PK11+480 AU PK11+620 EN VARIANT LE TYPE D'APPAREILS D'APPUIS

Présenté par :

LICIR Ouarda

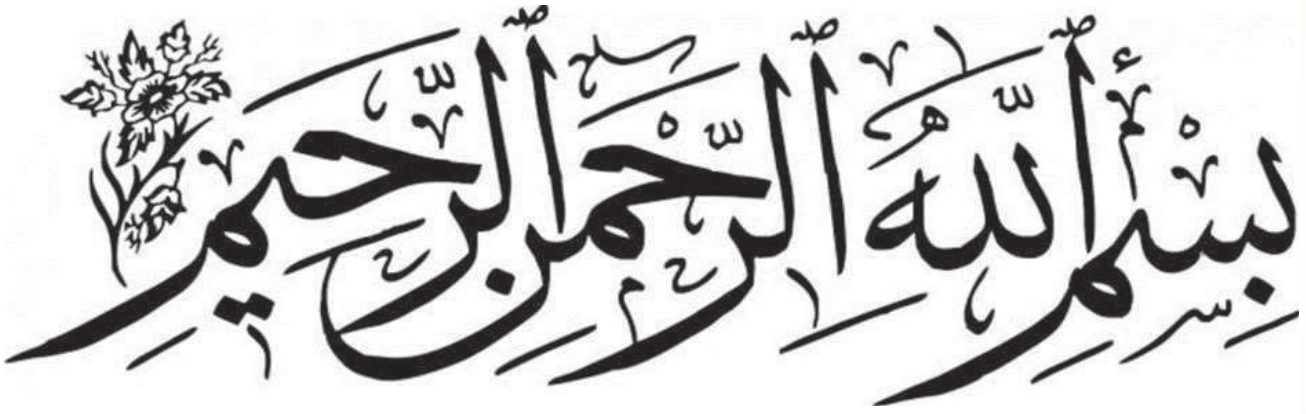
SI YOUCEF Amina

Encadré par :

Mr CHIKH Benazouz

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Avant tout, nous remercions DIEU le tout puissant qui nous a donné la force, le Courage et la volonté pour mettre en œuvre ce travail

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre cher encadreur Dr.BENAZOUZ CHIKH
Pour son aide et leurs disponibilités tout le long de cette période, son grands intérêts qu'il nous a toujours manifestés, durant notre formation et la préparation de ce mémoire

Nous tenons à remercier énormément l'ingénieur MALEK KACIMI ancien Étudiant de l'ENSTP qui nous aidée énormément pour la modélisation de notre ouvrage et la maitrise du logiciel CSI Bridge

Nous présentons tous nos remerciements les plus considérables au personnel d'organisme d'accueil (CDT) pour l'accueil chaleureux qu'ils nous ont réservé, en particulier à Mr. BENTOUNSI

Nous tenons également à remercier nos chers enseignants notamment, Mr. ZOURGUI, Mr. FEDGHOUCHE, Mr. BELAOURA, Mr. BENOUCHEFOUN, Mr. HADID, Mr. LEFKIR, Mr. MOBARKI, Mr. TOUNSI, Mme.MEZOUAR…

Ainsi que tout le personnel de notre établissement ENSTP, qui ont contribué à notre formation

À tous nos enseignants des différents niveaux de notre parcours scolaire qui ont participé au développement de notre savoir et à notre éducation.
À tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude

DÉDICACE

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste et précieux travail :
À celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour Mon Bonheur et ma réussite, A ma très chère mère
À mon très cher père, qui a été mon ombre et mon bras droit durant toutes les années de mes études, et qui a veillé tout au long de ma vie, à m'encourager et à me donner l'aide
Que dieu les gardes et les protège

À ceux que j'aime et je respecte :
À ma chère sœur MÉDECIN LICIR SAMAR
À mon frère LICIR RABIE
À ma chère tante SAMIRA et sa famille

À l'ingénieur JUBA KETREB ancien étudiant de l'ENSTP qui m'a aidée tout au long de mon parcours du PFE

À mes amis, durant toute ma période d'étude à l'ENSTP, en particulier mon binôme Amina et sa famille, Ryma, Yasmine et Mohamed Taha

Je dédie aussi ce travail de fin d'étude à tout le personnel de l'ENSTP
Et tous ceux qui m'ont aidé et soutenus durant ces années de formation
À ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs

LICIR Ouarda…

DÉDICACE

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail

Je dédie ce modeste et précieux travail :
À mes parents qui m'ont bien appris l'Alphabet de la vie.
À ma chère maman, ma source de joie, de volonté et surtout ma source de courage. Que dieu la protège et la fait jouir d'une bonne santé
À mon cher papa que j'aime bien en exprimant ma fierté pour ses nombreux sacrifices, ses précieux directives, pour sa patience et son amour, pour tout ce qui m'a donné et qu'il m'y est impossible de lui rendre
À mes chère sœurs "Soumia, Asma, Selma, Serine et Lamis"pour leur soutien inestimable
À mon cher mari, " HADDADI Merouane" merci pour la patience et le soutien dont tu m'as fait preuve pendant toute la durée de ma formation d'ingénieur, Merci infiniment !
À mon petit, mon ange, ma force et ma raison d'être "Mohamed" que dieu te protège, tu grandiras inchalah et tu seras un jour fière de ta maman. Les mots ne suffisent pas pour exprimer à quel point je suis heureuse de t'avoir dans ma vie
À toute ma famille et belle-famille petits et grands. Que ce travail soit un témoignage de ma gratitude et mon profond respect.
À mes chères amies : "GHAYOUT Ryma", "MOUDJEB Yasmine" et mon binôme "LICIR Ouarda" que j'adore de tout mon cœur car elles sont à la hauteur du mot "Amitié "et elles ont partagé avec moi aussi bien les pires moments que les meilleurs
Je dédie aussi ce travail de fin d'étude à tout le personnel de l'ENSTP
Et tous ceux qui m'ont aidé et soutenus durant ces années de formation
A ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs

SIYOUCEF Amina...

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى إجراء دراسة حول جسر V2 الذي يقع بين PK 11+480 و PK 11+620، ويبلغ طوله الإجمالي 142 مترًا، كجزء من الطريق الاجتنابي لمدينة بومرداس. اعتمدنا على الخيار الذي اختاره مكتب الدراسات لإجراء دراستنا، وهو جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت من الخرسانة المجهدة المبني عن طريقة التثبيت المتتالي.

تبدأ المذكرة بمقدمة عامة حول الجسور ثم عرض مشروع الطريق الاجتنابي لمدينة بومرداس والجسر الذي قمنا بدراسته. ثم تم حساب الحمولات الدائمة الخاصة بالجسر والحمولات الخارجية، نمذجة الهيكل العلوي والسفلي، وحساب الجهود الداخلية والتأثيرات باستخدام برنامجين مختلفين، وهما Robot Analysis Structural لنمذجة الجزء الأوسط الأول لإنجاز الجسر وحساب الخصائص الهندسية للأقسام المختلفة، وCSI Bridge لباقي عمليات النمذجة والعمل.

ننهي عملنا بدراسة التسليح المشدود ودراسة عرضية لقسم واحد عادي من الجسر، كما تم إجراء بحث مراجعي حول أنواع مختلفة من أجهزة الدعم المضادة للزلازل، بما في ذلك مقارنة استنادا على نماذجها وسلوكها على النموذج ثلاثي الأبعاد الذي تم إنشاؤه.

في الأخير، نقوم بإجراء دراسة زلزالية واستكمال عملنا بحساب مختلف معدات الجسر.

الكلمات المفتاحية: جسر، جسر صندوقي، الخرسانة المجهدة، طريقة التثبيت المتتالي، الهيكل العلوي والسفلي، أجهزة الدعم المضادة للزلازل، دراسة زلزالية ومعدات الجسر.

Résumé

L'objectif de ce mémoire de projet de fin d'études est de réaliser une étude sur un viaduc V2, situé entre les PK 11+480 et PK 11+620, d'une longueur totale de 142m, dans le cadre de l'évitement de la ville de Boumerdes. Nous avons pris la variante retenue par le bureau d'étude pour faire notre étude, pont voussoir à hauteur constante en béton précontraint construit en encorbellement successifs.

Le mémoire débute par une introduction générale sur les ouvrages d'art, puis une présentation de l'évitement de la ville de Boumerdes et notre ouvrage objet d'étude. Ensuite, nous avons abordé le calcul des charges et surcharges, modélisation de la superstructure et infrastructure et le calcul des efforts internes et sollicitations, en utilisant deux logiciels différents comme un outil de travail : Robot Analysis structural pour la modélisation du fléau et le calcul des caractéristiques géométriques des différentes sections et CSI Bridge pour le reste de la modélisation et travail. Nous poursuivons avec l'étude de la précontrainte et l'étude transversale d'un voussoir courant, ainsi une recherche bibliographique est également réalisée sur les différents types d'appareils d'appuis parasismiques, comprenant une comparaison basée sur leurs modélisations et leurs comportements sur le modèle 3D réalisé.

Enfin, nous effectuons une étude sismique et finalisons notre travail avec le calcul des différents équipements de notre pont.

Mot clés : Viaduc, pont voussoir, béton précontraint, pont en encorbellement successifs, superstructure, infrastructure, appareil d'appuis parasismique, étude sismique, équipements du pont.

Abstract

The objectif of this final project thesis is to conduct a study on Viaduct V2, located between PK 11+480 and PK 11+620, with a total length of 142 meters, as part of the bypass of Boumerdes city. We have chosen the variant selected by the engineering firm for our study, which is a viaduct constant-height Concrete box girder prestressed constructed using successive cantilevers.

The thesis begins with a general introduction to civil engineering structures, followed by a presentation of the Boumerdes city bypass and our specific study structure.

Subsequently, we address the calculation of permanent loads and extern loads, modeling of the superstructure and substructure, and the calculation of internal forces and stresses, using two different software tools. We employ Robot Analysis Structural for the modeling of the beam of the bridge and calculation of geometric characteristics of various sections, while CSI Bridge is used for the remaining modeling and analysis work. We then proceed with the study of prestressing and the transverse analysis of a normal section of the bridge.

Furthermore, a literature review is conducted on different types of seismic bearing devices, including a comparison based on their modeling and behavior on the 3D model developed.
Finally, a seismic analysis is performed, and the work is concluded with the calculation of various components and equipment required for a bridge.

Keywords: Viaduct, Concrete box girders viaduct, post-tensioned concrete, successive cantilever bridge, superstructure, and substructure, paraseismic support device, seismic study, bridge equipment.

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes.

CP : Charges permanentes

CCP : Complément des Charges Permanentes.

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

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

DTR : Document Technique Réglementaire.

BET : Bureau d'étude.

VSP : Voussoir sur pile.

VSC : Voussoir courant et sur culée.

VCL : Voussoir à la clef (de clavage).

12T15s : 12 torons de quinze (15) fils.

f_c**28 :** Résistance à la compression à l'âge de28 jours.

f_t**28 :** Résistance à la traction à l'âge de 28 jours.

f_{prg} **:** Contrainte de rupture garantie.

f_{peg} **:** Contrainte de précontrainte élastique garantie.

ELU : Etats limites ultime.

ELS : Etats limites de service.

ELA : Etats limites accidentelles.

f_{bu} **:** Contrainte admissible de compression du béton a l'ELU.

σ_{sup} **:** Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

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

$\bar{\sigma}_b$ **:** Contrainte de compression admissible.

$\bar{\sigma}_t$ **:** Contrainte de traction admissible.

HA: Haute adhérence.

St: Espacement des armatures transversale.

Xr Centre de rigidité.

H_T **:** Force dû au déplacement horizontale induit par la variation de la température.

H_{flv} **:** Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et du fluage.

SOMMAIRE

Introduction Générale....1

CHAPITRE I: GÉENÉRALITES SUR LES PONTS.

I.1. Brève Historique Sur Les Ponts 2
I.2. Définition Et Classification Des Ponts 2
I.3. Technique Du Procédé....3
I.3.1. Description de la méthode....3
I.3.2. Domaines d'emploi 4
I.4. Mode De Construction....4
I.4.1. Voussoirs coulés sur place 4
I.4.2. Voussoirs préfabriqués....5
I.5. Autres Méthodes De Construction Du Tablier 7
I.5.1. La méthode de lancement par poussée....7
I.5.2. La méthode de construction sur cintre 7

CHAPITRE II: PRÉSENTATION DU PROJET.

II.1. Introduction 8
II.2. Présentation De l'évitement De La Ville De Boumerdes....8
II.3. Implantation Et Position De l'évitement De Boumerdes 8
II.4. Importance De l'évitement De La Ville De Boumerdes....9
II.5. Objectif du projet....9

CHAPITRE III: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.

III.1. situation et implantation de l'ouvrage 10
III.2. Obstacle à franchir....11
III.3. Description et caractéristiques de l'ouvrage 11
III.4. Les données de l'ouvrage 11
III.4.1 Les données fonctionnelles....11
III.4.1.1 Tracé en plan 11
III.4.1.2. Le profil en long....12
III.4.1.3. Profil en travers 12
III.4.2. Les données naturelles....13
III.4.2.1. Topographique 13
III.4.2.2. Géotechnique....13
III.4.2.3. Sismicité du site 13
III.4.2.4. Données climatiques 14
III.5. Conclusion 14

CHAPITRE IV: PRÉSENTATION DE LA VARIANTE RETENUE PAR LE BET.

IV.1. Introduction....15
IV.2. Présentation De La Variante....15
IV.3. Découpage en voussoirs 16
IV.4. Section transversale 17
IV.5. Les différentes coupes de la variante....18
IV.5.1. Coupe Transversale 18

IV.5.2Coupe longitudinale 19
IV.5.3. Vue en élévation.....19
IV.5.4. Vue en plan 20
IV.6. Conclusion 20
CHAPITRE V: CHOIX DES MATÉRIAUX.
V.1. Introduction 21
V.2. Le Béton 21
V.3. Caractéristiques Principales Du Béton.....21
V.3.1 Résistance à la compression 21
V.3.2. Résistance à la traction 22
V.3.3. Contraintes admissibles 22
V.3.4. Déformations longitudinales.....23
V.3.5. Déformations transversales.....23
V.5. Les Aciers 24
V.5.1. Les aciers passifs 24
V.5.2. Les aciers actifs.....26
V.6. Conclusion 26
CHAPITRE VI: CHARGES ET SURCHARGES.
VI.1. Introduction.....27
VI.2. Normes Et Règles De Calcul 27
VI.3. Caractéristique Du Pont.....27
VI.3.1. Largeur roulable 27
VI.3.2. Largeur chargeable 27
VI.3.3. Nombre de voie de circulation 28
VI.3.4. Largeur d'une voie 28
VI.3.5Classe du pont 28
VI.4. Evaluation Des Charges Et Surcharges 29
VI.4.1. Charge hors trafic 29
VI.4.1.1. Charge permanente G 29
VI.4.1.1.1. Des éléments porteurs CP 29
VI.4.1.1.2. Des éléments non porteurs (CCP) 33
VI.4.2. Charge due au trafic 34
VI.4.2.1. Charge fixe.....35
VI.4.2.2. Charges roulantes 36
VI.4.2.3. Surcharge sur trottoir St.....42
VI.5. Charges thermiques 43
VI.5.1. Variation uniforme 43
VI.5.2. Gradient thermique.....43
VI.6. Conclusion 43
CHAPITRE VII: ÉTUDE LONGITUDINALE DU TABLIER.
VII.1. Introduction 44
VII.2. Stabilité Des Fléaux Au Cours De Construction.....44

VII.2.1. Phase de construction d'un fléau 44
VII.2.2. Poids propre du fléau 45
VII.2.3. Charges variables d'exécution 45
VII.2.3.1. Charges de chantier connues 45
VII.2.3.2. Charges de chantier aléatoires 46
VII.2.3.3. Charges accidentelles....46
VII.2.4. Combinaisons d'action 46
VII.2.4.1. En situation temporaire de construction (TYPE A) 46
VII.2.4.2. En situation accidentelles de construction (TYPE B)....47
VII.3. Evaluation Des Efforts 47
VII.3.1. Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 47
VII.3.2. Modélisation du fléau 47
VII.3.3. Stabilité des fléaux par précontrainte de clouage 49
VII.3.3.1. Calcul le nombre de câbles....49
VII.3.3.2. Calcul des surfaces des cales 50
VII.4. Analyse Des Sollicitations De La Superstructure 52
VII.4.1. Phases de réalisation du tablier....52
VII.4.2. Modélisation de la superstructure 53
VII.4.2.1. Objectif de la modélisation....53
VII.4.2.2. Les étapes à suivre pour la modélisation d'un ouvrage d'art 53
VII.4.2.3. Présentation du logiciel CSI Bridge 53
VII.4.2.4. Les combinaisons d'actions....59
VII.4.2.5. Résultats obtenues 59
VII.5. Conclusion.... 61
CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.
VIII.1. Introduction 62
VIII.2. Objectifs De Ce Chapitre 62
VIII.3. Types De Câbles De Précontrainte 62
VIII.4. Étude De La Précontrainte Du Fléau....63
VIII.4.1. Calcul du nombre de câbles 63
VIII.4.2. Position et enrobage des câbles 65
VIII.4.3. Tracé des câbles en plan 65
VIII.4.4. Tracé en élévation des câbles....66
VIII.5. Evaluation Des Pertes De La Précontrainte 68
VIII.5.1. Pertes de tension instantanées....68
VIII.5.1.1. Pertes de tension par frottement 68
VIII.5.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage 69
VIII.5.1.3. Pertes de tension par raccourcissement du béton 69
VIII.5.2. Pertes de tension différée 70
VIII.5.2.1. Perte par retrait 70
VIII.5.2.2. Perte par fluage....70
VIII.5.2.3. Pertes par relaxation 70
VIII.6. Etude De La Précontrainte De Continuité Intérieure 71

VIII.6.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée centrale 71
VIII.6.2. Tracé des câbles de continuité 72
VIII.6.3. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive 72
VIII.6.4. Tracé des câbles de continuité en travée de rive 73
VIII.7 Vérification Des Contraintes 76
VIII.7.1. Vérification des contraintes en phase de construction 76
VIII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service 77
VIII.8. Vérification Vis-A-Vis L'effort Tranchant 77
VIII.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS 77
VIII.8.1.1. Détermination de l'effort tranchant 77
VIII.8.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement 78
VIII.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis à vis l'ELU 79
VIII.8.2.1. les bielles comprimées 79
VIII.8.2.2. La résistance des armatures transversales 79
VIII.9. Conclusion 79

CHAPITRE IX : ÉTUDE TRANSVERSALE.

IX.1. Introduction 80
IX.2. Evaluation Des Efforts Transversaux 80
IX.2.1. Modélisation 80
IX.2.2. Les combinaisons de charge 80
IX.2.3. Résultats obtenus 81
IX.3. Ferraillage 81
IX.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur 81
IX.3.1.1. Nappe inférieure 81
IX.3.1.2. Nappe supérieure 81
IX.3.2. Ferraillage longitudinale 82
IX.3.3. Ferraillage passif du voussoir 82
IX.4. Conclusion 82

CHAPITRE X : ÉQUIPEMENT DU TABLIER & RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE.

X.1. Partie I : Introduction Générale Sur Les Équipements Du Tablier 83
X.2. Partie II : Recherche Bibliographique Sur Les Appuis PARASISMIQUES 84
X.2.1. Introduction générale 84
X.2.2. Principe de l'isolation sismique 84
X.2.3. Concept de base 85
X.3. CATÉGORIE ET TYPES D'APPAREIL D'APPUIS PARASISMIQUES 85
X.3.1. Appuis déformation en élastomère 85
X.3.2. Appuis glissants 85
X.3.3. Appareil d'appui à déformation et de glissement 86
X.3.4. Appareil d'appui en béton armé 86
X.3.5. Appareil d'appui à pot 86
X.4. Effort vertical appliqué sur les appareil d'appuis 86
X.5. Présentation Des Appareils D'appuis Employé Pour Notre Étude 87

X.5.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté (AAEF) 87
X.5.1.1. Dimensionnement 87
X.5.1.2. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux 88
X.5.1.3. Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA 89
X.5.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté à base d'appui fretté avec un noyau de plomb LRB (Lead Rubber Bearing) 91
X.5.2.1. Dimensionnement 91
X.5.3 L'appareil d'appui à système d'un pendule glissant FPS(friction pendulum system): 92
X.5.3.1. Dimensionnement 93
X.5.3.2. Vérification du dimensionnement 93
X.6. Étude Comparative Entre Les Appareil D'appuis Utilisée 93
X.6.1. Critère de choix parasismique 93
X.6.2. Comparaison des résultats obtenus après modélisation 94
X.7. DÉS D'APPUI 95
X.7.1. Dimensionnement 95
X.7.2. Ferraillage des dés d'appui 95
X.8. Joint De Chaussée 96
X.8.1. Dimensionnement 96
X.8.2. Type de joint 97
X.9. Conclusion 97

CHAPITRE XI: ÉTUDE SISMIQUE ET INFRASTRUCTURE.

XI.1. Introduction 98
XI.2. Caractéristiques de l'ouvrage relative à l'étude sismique 98
XI.3. Dimensions De La Pile De Notre Ouvrage 98
XI.3.1. Evaluation de la raideur totale K 99
XI.4. Méthode De Calcul 100
XI.5. Détermination Des Actions Sismiques 100
XI.5.1. Spectre de réponse élastique (Analyse dynamique linéaire) 100
XI.5.1.1. La composante horizontale 101
XI.5.1.2. La composante verticale 101
XI.5.2. Combinaisons d'actions de calcul 102
XI.6. Etude De La Pile 103
XI.6.1. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis de flambement 103
XI.6.2. Vérification de l'effort tranchant 105
XI.6.3. Ferraillage des éléments de la pile 105
XI.8. Dimensions De La Culée De Notre Ouvrage 106
XI.8.1. Vérification de la stabilité de la culée 106
XI.8.1.1. Evaluations des efforts dues à la poussée 106
XI.8.1.2. Vérification de la stabilité de la culé 107
Conclusion Générale 108

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.

Tableau.III. 1:Principaux paramètres de définition de l'ouvrage 11
Tableau.III. 2:Classification des ponts « Reference RPOA 2008 ». 14
Tableau.III. 3:Coefficient d'accélération de zone A « Réfèrence RPOA 2008 »..... 14

CHAPITRE IV: PRÉSENTATION DE LA VARIANTE RETENUE PAR LE BET.

Tableau.IV. 1:Caractéristiques et dimensions global sur la variante 15
Tableau.IV. 2:Récapitulation des différents types de voussoirs..... 16
Tableau.IV. 3:Dimensions des différentes composantes de VSP et VSC..... 17

CHAPITRE V: CHOIX DES MATÉRIAUX.

Tableau.V. 1:Caractéristiques du Béton 24
Tableau.V. 2:Contrainte admissible à la compression du béton..... 24
Tableau.V. 3:Contraintes admissibles de traction des aciers passives..... 25

CHAPITRE VI: CHARGES ET SURCHARGES.

Tableau.VI. 1: Tableau récapitulatif des valeurs retenues..... 28
Tableau.VI. 2: Estimation de la section des voussoirs 32
Tableau.VI. 3: Estimation du Poids des voussoirs 32
Tableau.IV. 4:Récapitulation du poids des éléments complémentaires permanents en (KN). 33
Tableau.IV. 5:Valeurs finale Retenue du poids permanent G. 34
Tableau.VI. 6: Type de travée à considérer pour le calcul de A(l) 35
Tableau.VI. 7: Valeurs du coefficient a_1 « Reference RCPR ». 35
Tableau.VI. 8 : Valeurs de V0 « Référence RCPR ». 35
Tableau.VI. 9:Coefficient a_2 « RCPR » 36
Tableau.VI. 10: Valeurs de A(l) retenues distribué sur un certain nombre de voies 36
Tableau.VI. 11:Coefficients de pondération bc 38
Tableau.VI. 12:Valeurs de la charge S 38
Tableau.VI. 13:Coefficient bt « Reference RCPR ». 39
Tableau.VI. 14:Valeurs de la charge maximale S 40
Tableau.VI. 15:Valeur de la charge maximale S..... 41
Tableau.VI. 16:Valeurs de coefficient de majoration dynamique..... 42
Tableau.VI. 17: Valeur de l'effort de freinage du système A(L) 42
Tableau.VI. 18:Efforts de freinage pour Bc 43
Tableau.VI. 19:Gradient thermique.....43

CHAPITRE VII: ÉTUDE LONGITUDINALE DU TABLIER.

Tableau.VII. 1:Poids des voussoirs..... 45
Tableau.VII. 2:Évaluation des poids propres pour un demi-fléau. 45
Tableau.VII. 3:Tableau de chargements 47
Tableau.VII. 4:Tableau de combinaisons de charges 48
Tableau.VII. 5:Évaluation de l'effort tranchant (KN) pour un demi-fléau. 48
Tableau.VII. 6:Évaluation du moment fléchissant (KN.m) pour un demi-fléau. 48
Tableau.VII. 7:Comparaison du rapport M/N et l'excentricité e 49

Tableau.VII. 8:Valeur de fbu..... 50
Tableau.VII. 9:Valeurs limite de la contrainte de compression..... 50
Tableau.VII. 10:Dimensions des cales..... 51

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.

Tableau.VIII. 1:Estimation du nombre de câbles de fléau. 64
Tableau.VIII. 2:vérification de nombre de câble de fléau pour chaque phase 64
Tableau.VIII. 3:Allure du tracé en plan des câbles de fléau. 66
Tableau.VIII. 4:Allure du tracé en élévation des câbles de fléau 66
Tableau.VIII.5 :Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée centrale .. 71
Tableau.VIII. 6:Tracé des câbles en plan pour la travée centrale 72
Tableau.VIII. 7:Tracé des câbles en élévation pour la travée centrale 72
Tableau.VIII. 8:Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive ... 73
Tableau.VIII. 9:Tracé des câbles en plan pour la travée de rive 73
Tableau.VIII. 10:Tracé des câbles en élévation pour la travée de rive 73
Tableau.VIII. 11:Vérification des contraintes des fibres extrêmes en phase de construction. 76

CHAPITRE IX : ÉTUDE TRANSVERSALE.

Tableau.IX. 1:Les efforts internes dans les différents éléments du voussoir VSC..... 81
Tableau.IX. 2:Ferraillage passif du voussoir VSC 82

CHAPITRE X : ÉQUIPEMENT DU TABLIER & RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau.X. 1:Classification des principaux systèmes d'isolation 84
Tableau.X. 2:Effort vertical maximal au niveau des appuis 86
Tableau.X. 3:Déplacement horizontal du tablier 89
Tableau.X. 4:Dimensions de l'appareil d'appuis LRB sur culés et piles..... 92
Tableau.X. 5:Résultats dimensionnement appareil d'appuis glissant 93
Tableau.X. 6:Tableau récapitulatif des résultats obtenus du logiciel CSI Bridge 94
Tableau.X. 7:Avantages et inconvénients des appareils d'appuis étudiés 94
Tableau.X. 8:Dimensions des dés d'appui retenu. 95
Tableau.X. 9:Ferraillage des dés d'appui au niveau des piles et des culés..... 96
Tableau.X. 10:Modèle de joint wd..... 97

CHAPITRE XI : ÉTUDE SISMIQUE ET INFRASTRUCTURE.

Tableau.XI . 1:Dimensions des piles..... 98
Tableau.XI . 2: Raideurs statiques et dynamique longitudinale des appuis..... 99
Tableau.XI . 3: Raideurs statiques et dynamique transversale des appuis..... 99
Tableau. XI . 4 : Les caractéristiques géométriques des piles 103
Tableau. XI . 5 : Sollicitation les plus défavorables pour les deux piles 103
Tableau.XI . 6; Ferraillage passif des éléments de la pile..... 104
Tableau.XI . 7: Dimensions de la culée 105
Tableau. XI . 8:Calcul de coefficient de poussée 106
Tableau. XI . 9:Evaluation des efforts 106
Tableau. XI . 10:Vérification de la stabilité de la culé.....107

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: GÉNÉRALITES SUR LES PONTS.

Figure. I. 1 : Pont en bois 3
Figure. I. 2 : Pont en maçonnerie 3
Figure. I. 3 : Passerelle 3
Figure. I. 4 : Ponts haubanés 3
Figure. I. 5 : Pont suspendu… 3
Figure. I. 6 : Pont arc 3
Figure. I. 7 : Pont a poutre 3
Figure. I. 8 : Pont caisson 3
Figure. I. 9 : Pont mixte 3
Figure. I. 10 : Voussoir coulé sur place 4
Figure. I. 11 : Utilisation de poutre métallique 4
Figure. I. 12 : Equipage mobile haubanée 5
Figure. I. 13 : Voussoir préfabriqué 5
Figure. I. 14 : Construction de voussoir préfabriqué à l'aide d'une poutre de lancement 6
Figure. I. 15 : construction de voussoir utilisation d'une grue 6
Figure. I. 16 : Construction de voussoir préfabriqué par des chèvres de levage 7
Figure. I. 17 : Tablier construit par poussage 7
Figure. I. 18 : Tablier construit sur cintre 7

CHAPITRE II: PRÉSENTATION DU PROJET.

Figure. II. 1:Vue satellitaire sur l'implantation de l'évitement de Boumerdes 8

CHAPITRE III: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.

Figure. III. 2: Vue satellitaire sur la position de l'ouvrage et le terrain de la zone 10
Figure. III. 3: Tracé plan de l'ouvrage V2… 11
Figure. III. 4: Profil en long de l'ouvrage V2 à l'échelle réel 12
Figure. III. 5:Profil en travers de l'ouvrage V2… 12
Figure. III. 6:Carte de zonage sismique de l'Algérie « Reference RPOA 2008 »…. 13

CHAPITRE IV: PRÉSENTATION DE LA VARIANTE RETENUE PAR LE BET.

Figure.IV. 1:Découpage des voussoirs du viaduc V2. 16
Figure.IV. 2:Dimensions transversale d'un voussoir 17
Figure.IV. 3:Dimensions de la section transversale du viaduc V2 (à droite sur pile) 18
Figure.IV. 4:Coupe transversale sur pile du viaduc V2. 18
Figure.IV. 5:Coupe longitudinale du Viaduc V2. 19
Figure.IV. 6: Vue en élévation du Viaduc V2. 19
Figure.IV. 7:Vue en plan du viaduc V2. 20
Figure.V. 1:Les composants de béton 21

CHAPITRE V: CHOIX DES MATÉRIAUX.

Figure.V. 2:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU 22
Figure.V. 3: Armatures passives 24
Figure.V. 4:Diagramme contraintes-déformations de l'acier 25

Figure.V. 5:câble de précontrainte 26
Figure.V. 6:limitation des contraintes dans les sections en bp… 26

CHAPITRE VI : CHARGES ET SURCHARGES.

Figure. VI. 1:Les différents cas pour le calcul de L_C « Reference RCPR ».....27
Figure. VI . 2:Valeurs retenues sur le profil en travers 29
Figure. VI. 3:Découpage et notation des voussoirs pour le calcul 29
Figure.VI . 4:Section transversale du voussoir de clavage (à la clef)..... 30
Figure.VI . 5:Section transversale près des pile (S1) / Sur le diaphragme sur pile (S2) 30
Figure. VI . 6:Section transversale sur culée (S1) / Sur le diaphragme sur culée (S2) 30
Figure. VI . 7:Section transversale du voussoir courant VC1. 31
Figure. VI . 8:Section transversale du voussoir Courant VC2. 31
Figure. VI. 9:Section transversale du voussoir courant VC3. 31
Figure. VI . 10:Section transversale du voussoir courant VC4. 31
Figure. VI . 11:Cas de chargement 34
Figure. VI . 12: Système de charge Bc « RCPR ».....37
Figure. VI . 13:Système de charge Br « RCPR » 38
Figure. VI . 14:Système de charge Bt « Référence RCPR ». 39
Figure. VI . 15:Système de charge MC120 « Reference RCPR ».....40
Figure. VI . 16:Convoi D240 « Reference RCPR ». 41

CHAPITRE VII: ÉTUDE LONGITUDINALE DU TABLIER.

Figure.VII.1 : Les différentes phases de construction d'un fléau….....44
Figure.VII.2 : Application de la combinaison d'action de type A 46
Figure.VII.3 : Application de la combinaison d'action de type B….....47
Figure. VII 4 : Modèle du fléau sur Robot Structural Analysis..... 47
Figure.VII.5: Schéma de clouage sur pile 49
Figure.VII.6: Géométrie du système de clouage 49
Figure.VII.7 : Aménagement des têtes piles en phase de construction 51
Figure.VII 8: Coupe transversale (en voiles).....51
Figure.VII.9: Phase 01 Réalisation du premier fléau 52
Figure.VII 10: Phase 02 Réaliser le deuxième fléau..... 52
Figure.VII.11:Phase 03 Réaliser les voussoirs sur culée 52
Figure.VII.12: Phase 04 Réalisation du voussoir de lavage 52
Figure.VII.13:Modèle de la section transversale du voussoir du pont sur CSI Bridge 54
Figure.VII.14: Application du diaphragme sur culée et sur pile 54
Figure.VII.15: Application de la variation de l'hourdis inférieur (variations paramétriques).54
Figure.VII.16: Charge de revêtement 55
Figure.VII.17: Charge sur trottoir St.....55
Figure.VII.18: Charge de glissière de sécurité 55
Figure.VII.19:Charge garde de corps+ corniche 55
Figure.VII.20:La charge A(l) pour les différents cas de charge..... 56
Figure.VII.21:Définition de la surcharge Bc et ces 3 voies maximale de circulation..... 57
Figure.VII.22 : Définition de la surcharge Bt et ces 2 voies maximale de circulation.....57

Figure.VII.23 : Définition de la charge MC120 et sa voie de circulation 58
Figure.VII. 24 : Définition de la charge D240 et sa voie de circulation 58
Figure.VII.25 : Moment fléchissant maximale à ELU sous la combinaison 2 60
Figure.VII.26 : Moment fléchissant maximale sous à ELS sous combinaison 2… 60
Figure.VII.27 : Moment fléchissant maximale sous à ELU sous combinaison 4…. 60
Figure. VII 28 : Moment fléchissant maximale sous à ELS sous combinaison 4 61
Figure.VII.29 : Effort tranchant maximal à ELU sous la combinaison 2 61
Figure.VII.30 : Effort tranchant maximal à ELS sous la combinaison 2 61

CHAPITRE VIII : ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE.

Figure. VIII. 1: Câbles mis en œuvre sur un pont courant « guide SETRA »… 62
Figure. VIII. 2: Tracé en plan des câbles 65
Figure. VIII. 3: Tracé en élévation des câbles 66
Figure. VIII. 4:Emplacement des câbles de précontrainte de fléau sur VSP (diaphragme) 67
Figure. VIII. 5:Tracé en plan et en élévation des câbles sur demi-fléau. 67
Figure. VIII. 6:Frottements le long du câble lors de la mise en tension 68
Figure. VIII. 7: Tension le long du câble, ... 69
Figure. VIII. 8:Emplacement des câbles de continuité de la travée centrale 73
Figure. VIII. 9:Tracé en élévation et en plan câbles de continuité de la travée centrale ... 74
Figure. VIII. 10:Emplacement des câbles de continuité de la travée de rive 75
Figure. VIII. 11:Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive 75

CHAPITRE IX : ÉTUDE TRANSVERSALE.

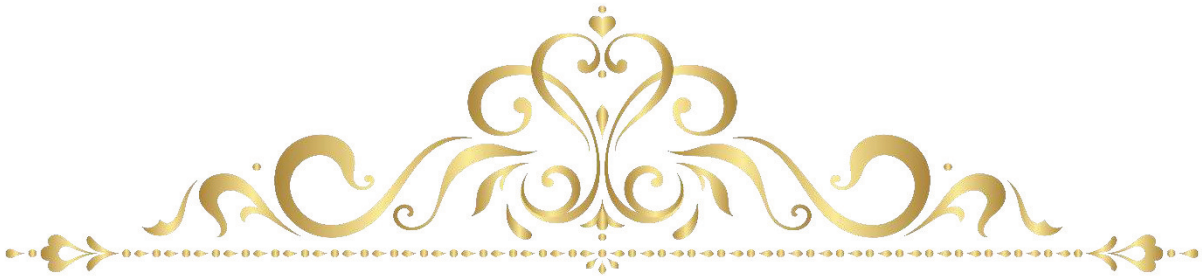
Figure.IX. 1:Modélisation du voussoir courant (VSC) 80

CHAPITRE X : ÉQUIPEMENT DU TABLIER ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

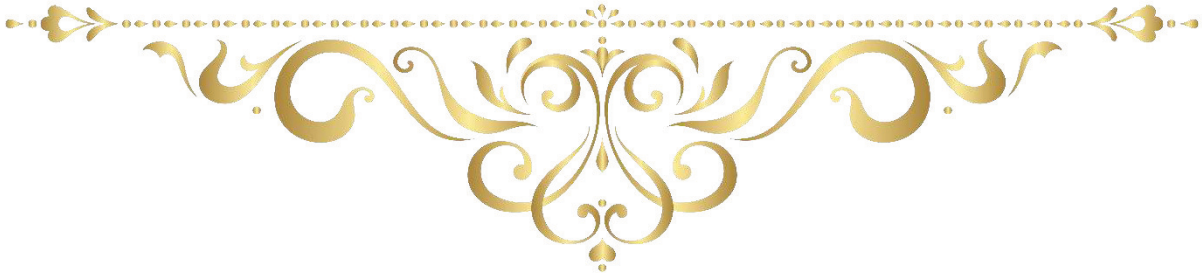
Figure.X. 1 : Joint de chaussée type Wd… 83
Figure.X. 2: Garde de corps type BN4. 83
Figure.X. 3:Glissière de sécurité 83
Figure.X. 4 : AAEF sans noyau de plomb 85
Figure.X. 5 : AAEF avec noyau de plomb 85
Figure.X. 6: Appui à pendule glissant 85
Figure.X. 7: Appareil d'appui à pot. 86
Figure.X. 8:Constitution type d'un AAEF 87
Figure.X. 9:Ferraillage dé d'appui (piles) 96
Figure.X. 10:Ferraillage dé d'appui (culées) 96

CHAPITRE XI : ÉTUDE SISMIQUE ET INFRASTRUCTURE.

Figure.XI .1:Dimensions des composantes de la pile 01 98
Figure.XI .2:Modèle longitudinal de calcul multimodal à l'aide du logiciel (CSI BRIDGE).100
Figure.XI . 3: Spectre de réponse-composante verticale 102
Figure.XI . 4: Spectre de réponse-composante horizontale 102
Figure.XI . 5 Ferraillage du chevêtre (coupe transversale) 104
Figure.XI . 6: Ferraillage du fût longitudinal 104
Figure.XI . 7:Ferraillage du fût transversal 105
Figure.XI . 8: Détails et dimensions de la culée 105



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GÉNÉRALE :

L'étude d'un pont voussoir à hauteur constante construit par encorbellement successif est un sujet de recherche important dans le domaine de la construction des ponts. Ce type de pont est construit en utilisant une méthode d'encorbellement successif, où chaque voussoir est ajouté progressivement à la structure en utilisant des techniques de levage et de position.

La conception de ces ponts nécessite une compréhension approfondie des mécanismes de charge, de flexion et de torsion, ainsi que des propriétés des matériaux utilisés dans la construction. Les ingénieurs doivent également prendre en compte les forces environnementales, telles que les vents, les tremblements de terre et les conditions météorologiques extrêmes, pour garantir la sécurité et la durabilité du pont.

Dans ce cadre l'entreprise De Travaux De Maintenance Et D'Expertise D'Ouvrages d'Art « EURL CDT » nous a proposé l'étude l'un des deux viaducs de l'évitement de « BOUMERDES », ayant une longueur de 140 m qui se dispose de 02 tablier.

L'objectif de ce mémoire est d'analyser en détail les différents aspects de l'étude, de la construction et de la performance des ponts voussoirs à hauteur constante construits par encorbellement successif proposées par le bureau d'étude.

En outre, des modèles numériques seront utilisés pour simuler le comportement du pont dans différentes conditions de charge et pour évaluer les performances structurales et la sécurité du pont. Les résultats de cette étude fourniront des informations précieuses pour les ingénieurs et les chercheurs impliqués dans la conception et la construction de ponts voussoirs à hauteur constante construits par encorbellement successif.

Le mémoire que nous présentons dans cette étude comprendra une série de 11 chapitres de sujets clés concernant la construction de cet ouvrage, débute par une Introduction générale et se termine par une conclusion générale.

- Généralités sur les ponts.
- Présentation du projet.
- Présentation de l'ouvrage.
- Présentation de la variante retenue par le BET.
- Choix des matériaux.
- Charges et surcharges.
- Étude longitudinale du tablier.
- Étude de la précontrainte.
- Étude transversale.
- Les équipements et recherche bibliographique.
- Étude sismique et de l'infrastructure.

CHAPITRE I :
GÉNÉRALITÉS SUR LES PONTS

I.1. BRÈVE HISTORIQUE SUR LES PONTS :

Les premiers ponts étaient probablement limités à un seul arbre, un rondin traversant un ruisseau, une vigne étroite ou une corde.

L'histoire des ponts peut se résumer aux différentes périodes suivantes :

- **Période empirique** : il y a 1500 ans, période où les romains construisaient des ponts en arc avec des briques et des pierres.
- **Période des savants** : Newton, Galileo, Hooke Cette période est déterminée par la naissance de l'acier.
- **Période de 1800 à 1900** : c'est le début de l'industrialisation et donc le début des chemins de fer et la construction des premiers ponts ferroviaires métalliques. Et la naissance du béton armé.
- **Période de 1900 à 1950** :

-L'apparition de la voiture, et donc la structure de la route.

-L'apparition de l'aspect du béton précontraint.

- **A partir de 1975 :**la construction de routes et de ponts ralentit en raison de la crise pétrolière et de l'avènement des écologistes.

L'aperçu général de l'évolution de la construction de ponts au cours des dernières années est le suivant :

-Évolution des pics de trafic : le trafic évolue vers la qualité et la quantité.

-L'évolution de la technologie de la construction : la technologie fournit aux ingénieurs les moyens les plus fiables.

I.2. DÉFINITION ET CLASSIFICATION DES PONTS :

Un pont est une structure élevée construite sur un site donné pour permettre à une voie de circulation, appelée voie portée, de traverser un obstacle naturel ou artificiel, tel qu'une rivière, une vallée ou une route. La voie portée peut prendre différentes formes, telles qu'une route pour les ponts routiers, une passerelle pour les piétons, un pont-rail pour les trains ou un pont-canal pour les voies navigables, et elle est supportée par des piliers ou des arches qui assurent la stabilité de l'ensemble de la structure.

On distingue les types d'ouvrages suivants :

- **Ponceaux ou dalots :** petits ponts (quelques mètres).
- **Passerelles piétonnes :** structures spécialement conçues pour les piétons, utilisées pour les canalisations, ou gibier.
- **Viaduc :** généralement un ouvrage de franchissement de grande hauteur se compose de plusieurs travées, la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts.

Les ponts peuvent aussi être classés selon :

- **Matériaux utilisés:**(bois, maçonnerie, acier, béton, béton précontraint,Mélanger...).
- **La nature de la voie empruntée:**(pont routier, pont ferroviaire, pont canal, pont etc.).
- **Ouvrages d'art** (ponts à poutres, ponts à dalles, ponts en arc, ponts à cadres, ponts suspendus, caissons, ponts à haubans, etc.).
- **Forme** (pont droit, pont incliné, pont courbe, etc.).
- **Leur mode d'exécution** (en portant, poussant, hissant, passant rotation, par décalage, etc).



Figure. I. 1: Pont en bois.



Figure. I. 2: Pont en maçonnerie.

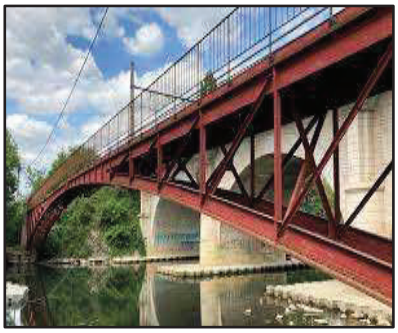


Figure. I. 3: Passerelle.



Figure. I. 4: Ponts haubanés.



Figure. I. 5: Pont suspendu.

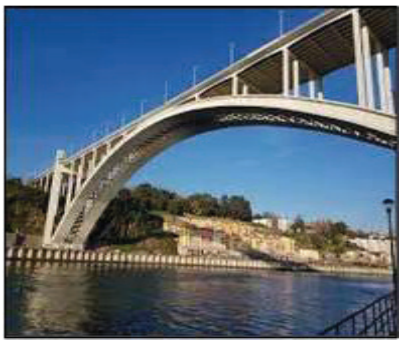


Figure. I. 6: Pont arc.



Figure. I. 7: Pont a poutre.



Figure. I. 8: Pont caisson.



Figure. I. 9: Pont mixte.

"Dans ce mémoire on s'intéresse au « pont construit par encorbellement successif »."

I.3. TECHNIQUE DU PROCÉDÉ :

I.3.1. Description de la méthode :

La technique de construction par encorbellements successifs en génie civil consiste à édifier la majeure partie du tablier d'un pont sans l'aide de cintre ou d'échafaudage au sol. Elle permet d'éviter l'étaiement et le coffrage du tablier en procédant par tronçons successifs appelés "voussoirs" construits en encorbellement les uns par rapport aux autres. À chaque construction d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension pour les plaquer contre les voussoirs précédents et constituer ainsi une console autoporteuse.

La construction est généralement symétrique de part et d'autre d'une pile, afin de minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution. La double console obtenue est appelée fléau. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on ajoute progressivement deux demi-travées de chaque côté. Les différents fléaux sont ensuite lavés pour rétablir la continuité de la structure qui devient hyperstatique.Cependant, en réalité, il y a toujours un déséquilibre lié à la réalisation qui engendre des moments de flexion sur la pile. Pour éviter cela, il est

nécessaire de solidariser le voussoir sur pile à la tête par clouage en utilisant des câbles de précontrainte. On peut également équilibrer le fléau à l'avancement en installant des palées d'appuis provisoires. Une fois la construction des fléaux terminée, on les solidarise par articulation ou par clavage pour obtenir la construction complète. Il est possible de stabiliser les fléaux par la réalisation d'appuis provisoires, le lestage en béton léger ou la réalisation d'ancrages par tirants précontraints. Dans des cas exceptionnels, la construction peut également s'effectuer à partir d'une culée.

I.3.2. Domaines d'emploi :

Les ponts construits selon la méthode d'encorbellement ont des portées compétitives de 80 à 150 mètres, mais peuvent atteindre jusqu'à 300 mètres. Les tabliers ayant une hauteur constante sont réalisables pour des portées allant jusqu'à 100 mètres. Au-delà, il est nécessaire de prévoir un tablier à inertie variable.

La répartition des travées se fait avec des travées intermédiaires de même portée et des travées de rive ayant une portée supérieure à la moitié de celle des travées intermédiaires. Cela permet d'éviter le soulèvement du tablier sous l'effet des charges d'exploitation placées dans la configuration la plus défavorable. Si cette configuration n'est pas réalisable, la construction en "Sur-encorbellement" est utilisé.

I.4. MODE DE CONSTRUCTION :

I.4.1. Voussoirs coulés sur place :

La méthode en question est considérée comme étant la plus ancienne dans le domaine, ne requérant pas d'aire de préfabrication. Différents procédés peuvent être employés en fonction de la méthode de support du coffrage pour le voussoir à bétonner.



Figure. I. 10: Voussoir coulé sur place.

- **Diffèrent mode coulage :**

-Par une méthode qui consiste à utiliser une poutre métallique temporaire, placée sur les supports du pont en cours de construction, sur laquelle sont accrochés les coffrages. Cette configuration permet aux coffrages de se déplacer facilement après la construction de chaque voussoir. Cette solution est particulièrement avantageuse pour les ponts comprenant un grand nombre de travées.



Figure. I. 11: Utilisation de poutre métallique.

-On peut utiliser un échafaudage mobile qui peut être déplacé sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur des pieux. Toutefois, cette méthode n'est appropriée que pour la construction d'un tablier situé à une faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible.

-L'équipage mobile est un dispositif qui permet de couler le tablier en avançant progressivement par des éléments successifs appelés "voussoirs". La construction doit être effectuée symétriquement de part et d'autre de la pile pour équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire d'avoir au moins deux équipages mobiles par chantier. Une fois que chaque voussoir

est durci, il est mis en tension avant que l'équipage mobile ne se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant. La progression de l'équipage mobile suit ainsi l'avancement de la construction du tablier. L'équipage mobile doit remplir deux fonctions principales : supporter le poids du voussoir avant le durcissement du béton et assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.



Figure. I. 12 : Equipage mobile.

L'équipage mobile peut être divisé en trois parties distinctes :

-La partie "coffrage" doit s'adapter à la forme de la structure, y compris à l'épaisseur variable, et est composée du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplacent indépendamment du reste de l'équipage mobile.

-La partie "structure porteuse" soutient le coffrage et doit être mobile pour progresser au fur et à mesure de la construction.

-La partie "plateforme «de travail permet au personnel de travailler en toute sécurité.

-On peut distinguer trois types d'équipages mobiles en fonction de la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

Au-dessus ou en dessous du niveau du tablier, avec des équipages mobiles soutenus par des câbles (dans le cas particulier des ponts en béton haubanés).

Nb :

Lorsqu'on construit des voussoirs coulés sur place, cela implique une limitation de la vitesse d'avancement en raison de :

a. La nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour pouvoir mettre les câbles en tension.

b. Les procédés très complexes et coûteux nécessaires.

C'est pourquoi l'idée d'accélérer l'avancement est apparue grâce à l'utilisation de voussoirs préfabriqués.

I.4.2. Voussoirs préfabriqués :

Si l'ouvrage est important, s'il y a un délai d'exécution court ou si les conditions climatiques sont difficiles, il peut être judicieux de considérer la préfabrication des voussoirs comme mode de construction. Cette méthode présente plusieurs avantages tels que la rapidité d'exécution et la facilité de contrôle de la qualité du béton,

En revanche, la préfabrication peut entraîner des problèmes lors de l'assemblage, ainsi que de problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.



Figure. I. 14 : Voussoir préfabriqué.

Pour garantir un bon assemblage, les deux voussoirs sont collés avec de la résine époxyde et des clés de cisaillement sont prévues au niveau des âmes pour empêcher le glissement relatif entre les voussoirs.

Il est économiquement viable d'utiliser la préfabrication à partir de 400 voussoirs, et il est également important de noter que l'absence d'espace près du chantier ou des conditions d'accès difficiles peuvent rendre ce mode de construction difficilement envisageable.

- **Les différentes méthodes de pose :**

Trois méthodes de poses sont principalement utilisées :

-En utilisant des poutres de lancement, il est possible d'utiliser un engin de manutention auto-déplaçable, communément appelé lanceur, pour transporter des voussoirs préfabriqués sur la partie déjà construite du tablier jusqu'à leur emplacement. Bien que leur coût initial soit très élevé en raison de leur composition en treillis d'acier à haute résistance élastique, ces poutres sont généralement conçues pour être utilisées sur plusieurs chantiers successifs, permettant ainsi d'amortir leur coût sur une période prolongée.

Lorsque le pont est construit au-dessus d'une étendue d'eau, une poutre de lancement est plus souvent utilisée plutôt qu'une grue classique, contrairement aux ponts où l'accès à partir du sol est plus facile.

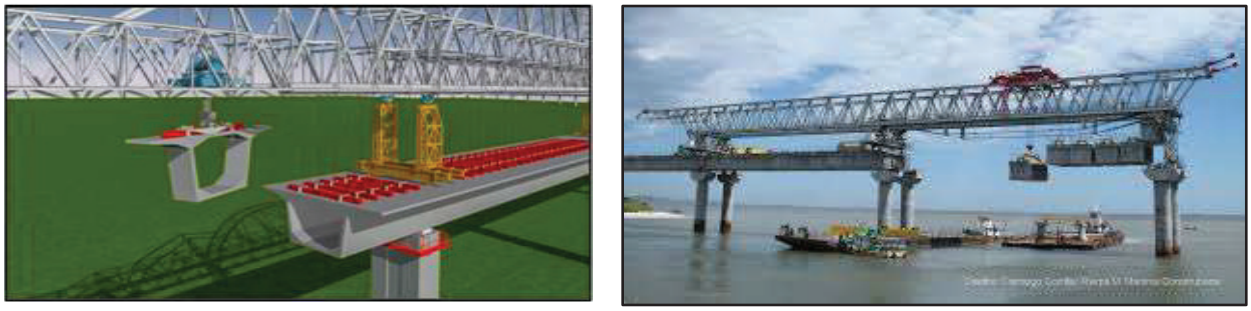


Figure. I. 15 : Construction de voussoir préfabriqué à l'aide d'une poutre de lancement.

-Lorsque la hauteur des piles n'est pas trop élevée et qu'il est possible de faire circuler un engin lourd au pied du tablier, les voussoirs préfabriqués peuvent être posés à l'aide d'une grue. Cependant, si l'ouvrage franchit une étendue d'eau, une grue à flèche en chenilles fixée sur une barge est utilisée pour la pose des voussoirs. Étant donné l'ordre dans lequel les voussoirs doivent être posés, la grue se déplace continuellement d'une extrémité du fléau à l'autre.



Figure. I. 16 : construction de voussoir utilisation d'une grue

-Les chèvres de levage sont particulièrement adaptées à la construction de ponts en encorbellements successifs à partir de voussoirs préfabriqués, ainsi qu'aux ponts en acier . La fonction principale d'une chèvre de levage est de récupérer les voussoirs depuis un véhicule de transport (fardier, barge, etc.) et de les placer à leur position finale.

Une fois que le voussoir est fixé par les câbles de précontrainte, la chèvre de levage peut relâcher le voussoir.

La chèvre de levage doit être capable de se déplacer, et il existe deux principaux systèmes de levage :

Les vérins à câble : cette méthode est assez simple, mais nécessite un grand nombre d'ouvriers pendant la phase de levage. De plus, la durée du levage est beaucoup plus longue qu'avec des treuils.

Les treuils : ce mécanisme est assez complexe à dimensionner, c'est pourquoi les treuils sont souvent plus coûteux que les vérins. Leur principal avantage réside dans leur durée de levage réduite, ce qui peut constituer un facteur décisif lors de la conception de la chèvre de levage. Le levage dépend entièrement des conditions météorologiques, telles que le vent fort ou la mer agitée.



Figure. I. 17 : Construction de voussoir préfabriqué par des chèvres de levage.

I.5. AUTRES MÉTHODES DE CONSTRUCTION DU TABLIER :

Il existe plusieurs méthodes pour la construction du tablier d'un pont, outre celle de l'encorbellement. Voici quelques exemples :

I.5.1 La méthode de lancement par poussée :

Dans cette méthode, les voussoirs préfabriqués sont poussés sur des poutres de lancement préalablement installées à chaque extrémité du pont. Les poutres de lancement sont progressivement avancées pour permettre la pose des voussoirs et la construction du tablier.



Figure. I. 18: Tablier construit par poussage.

I.5.2. La méthode de construction sur cintre :

Le tablier d'un pont peut être construit sur un cintre fixe, qui est établi au-dessus de la brèche à franchir et s'étend d'un bout à l'autre de l'ouvrage. Cette méthode est courante pour les tabliers avec une ou plusieurs nervures.



Figure. I. 19: Tablier construit sur cintre.

Dans le cas de tabliers à plusieurs nervures, il peut-être avantageux de construire le tablier nervure par nervure, dans le sens transversal. Après la coulée et la mise en précontrainte d'une nervure, le cintre est ripé transversalement pour permettre la construction de la nervure suivante. Les nervures sont ensuite reliées entre elles par précontrainte transversale.



CHAPITRE Ⅱ :
PRÉSENTATION DU PROJET



II.1.INTRODUCTION :

Le projet sujet de notre mémoire de fin d'études PFE rentre dans le cadre d'un projet routier neuf intitulé, "Évitement de la ville de Boumerdes", ce dernier est un ouvrage d'art qui permet de franchir le relief difficile de cette région et donner une conformité du tracé routier.
Cet ouvrage est proposé par la direction des travaux publics DTP de la wilaya de Boumerdes, est constitué de deux viaducs jumeaux parallèles distants de 1m, ces deux ponts sont en béton précontraint construits en encorbellement successif réalisés par l'entreprise de réalisation EURL CDT.

II.2.PRÉSENTATION DE L'ÉVITEMENT DE LA VILLE DE BOUMERDES :

L'évitement de la commune de Boumerdes est d'une longueur totale de 15 km est divisé en 2 parties :

- Le premier tronçon va de l'embranchement RN5A au viaduc ferroviaire (extrémité du contournement du CORSO).
- La deuxième partie part du sud-est de la commune de Boumerdes avec son parcours continu sur un terrain vallonné et montagneux jusqu'à l'interaction avec la RN24, cette partie est divisée en 2 lots :

- *LOT N°01* : (CW 146-route louz) sur 2560 km, comprenant 2 passages supérieurs et un échangeur au niveau de la voie du LOUZ.
- *LOT N°02* : (route louz-RN24) sur 7,50 km, croise la RN24, comprend 2 viaducs V1 (de longueur L=210 m) et V2 (de longueur L=140 m), une traversée, 2 échangeurs au niveau de la RN24, plus une pénétration dans ce dernier.

II.3.IMPLANTATION ET POSITION DE L'ÉVITEMENT DE BOUMERDES :



Figure. II. 1:Vue satellitaire sur l'implantation de l'évitement de Boumerdes.

II.4.IMPORTANCE DE L'ÉVITEMENT DE LA VILLE DE BOUMERDES :

L'importance de cet évitement permettra de mettre fin à la pression sur plusieurs axes de la wilaya, tout en assurant la fluidité de la circulation en réduisant les embouteillages.
Le projet contribuera au développement de l'économie locale, notamment vu sa proximité avec des ports, tels que le port de Zemmouri.

II.5.OBJECTIF DU PROJET :

L'objectif de notre projet fin d'étude est de faire l'étude du viaduc V2 à hauteur constante situé sur l'évitement de la ville de Boumerdes en prenant la variante retenue par le bureau d'étude, en variant le type d'appareils d'appuis et vérification de la performance de l'ouvrage pour l'aléa sismique de la wilaya de Boumerdes.



CHAPITRE Ⅲ :
PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



III.1. SITUATION ET IMPLANTATION DE L'OUVRAGE :

Notre ouvrage se trouve dans le LOT N°02 en croissant la RN24 au PK 11+480 AU PK 11+620, un sens vers Tidjelabin et l'autre sens vers Sghirat, Il s'agit d'un viaduc V2 des deux grands viaducs de la ville de Boumerdes, de 140 m de longueur, de deux tabliers indépendants, distants de 1m.

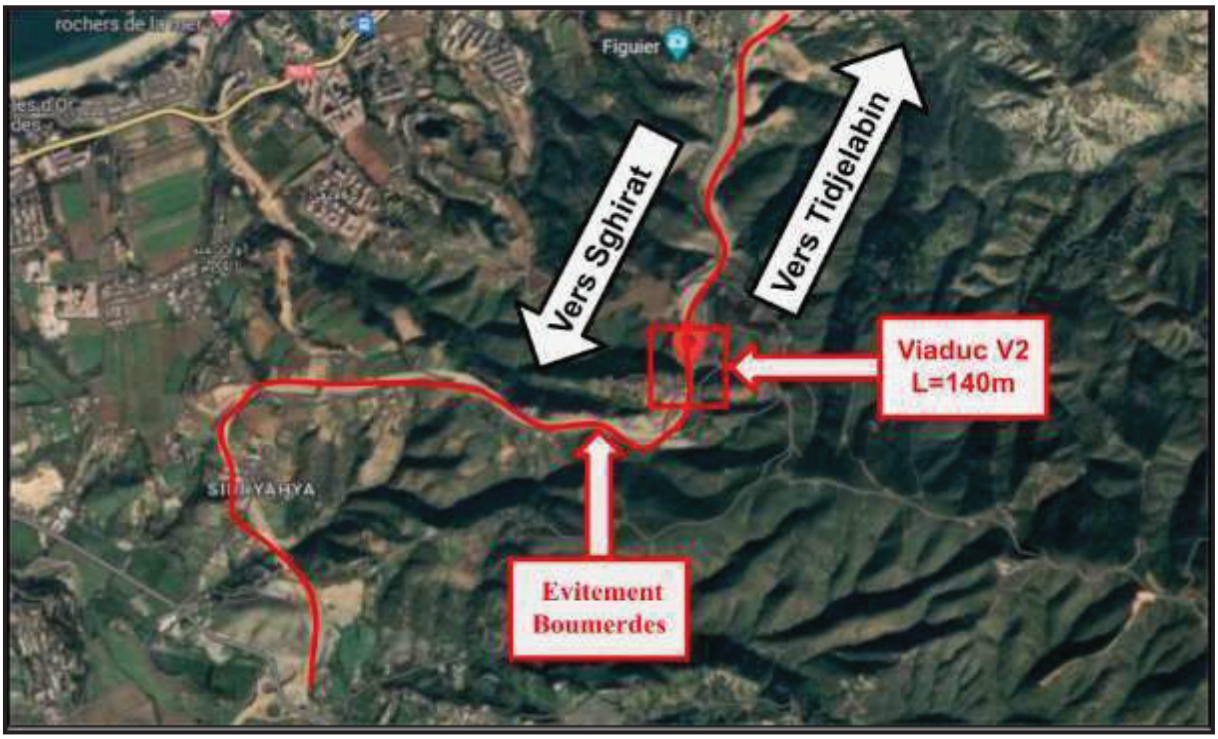


Figure. III. 1:Vue satellitaire sur la position de l'ouvrage sur l'évitement de Boumerdes.

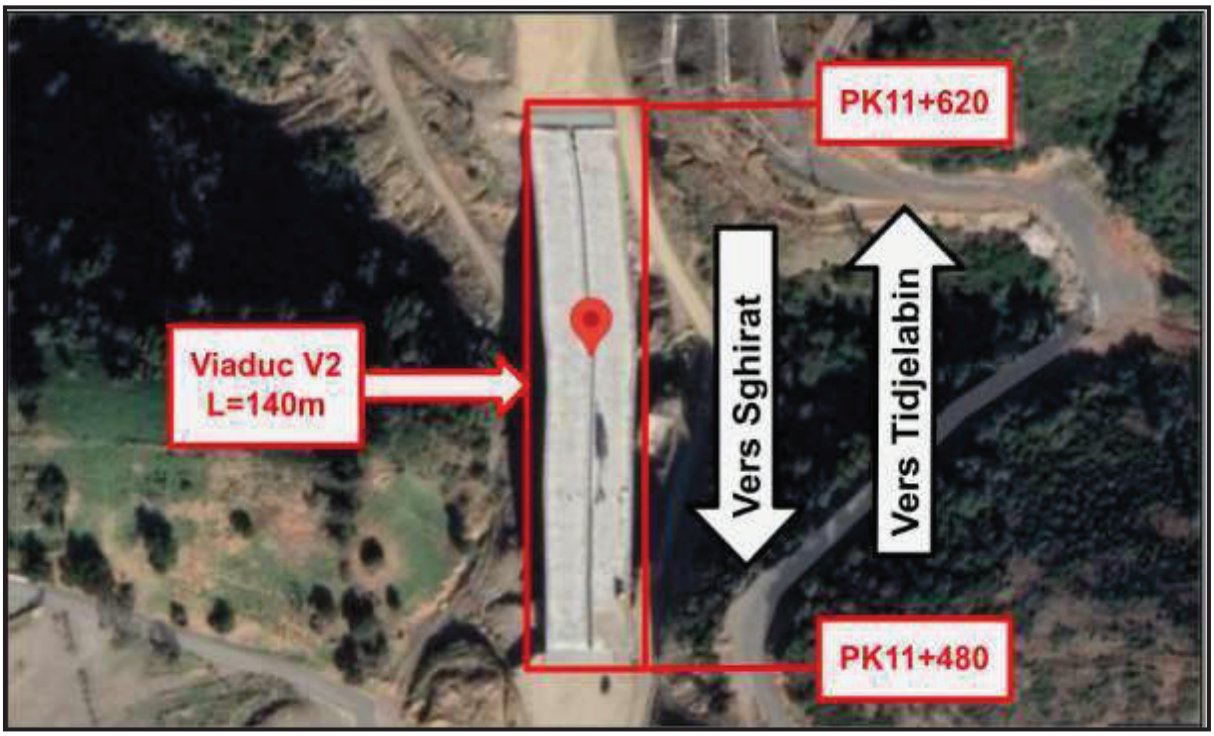


Figure. III. 2:Vue satellitaire sur la position de l'ouvrage et le terrain de la zone.

III.2. OBSTACLE À FRANCHIR :

L'ouvrage est compris entre le PK 11+480 AU PK 11+620, pour permettre de traverser une vallée sur une longueur de 140 m.

III.3. DESCRIPTION ET CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE :

Les caractéristiques de l'ouvrage fixées par le tracé routier sont :

Tableau.III. 1:Principaux paramètres de définition de l'ouvrage.

La longueur totale de l'ouvrage(m)	140
Largeur d'un Tablier(m)	12.5
Dévers du Tablier gauche / droit %	2.5

III.4. LES DONNÉES DE L'OUVRAGE :

III.4.1. Les données fonctionnelles : On distingue :

- Les données géométriques relatives à la voie portée, qui sont : le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers.
- Les données relatives à l'obstacle franchi sont : le gabarit et les ouvertures.

IV.4.1.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée de l'ouvrage, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Le tracé en plan de l'axe principal de l'ouvrage porte sur un **alignement droit**.

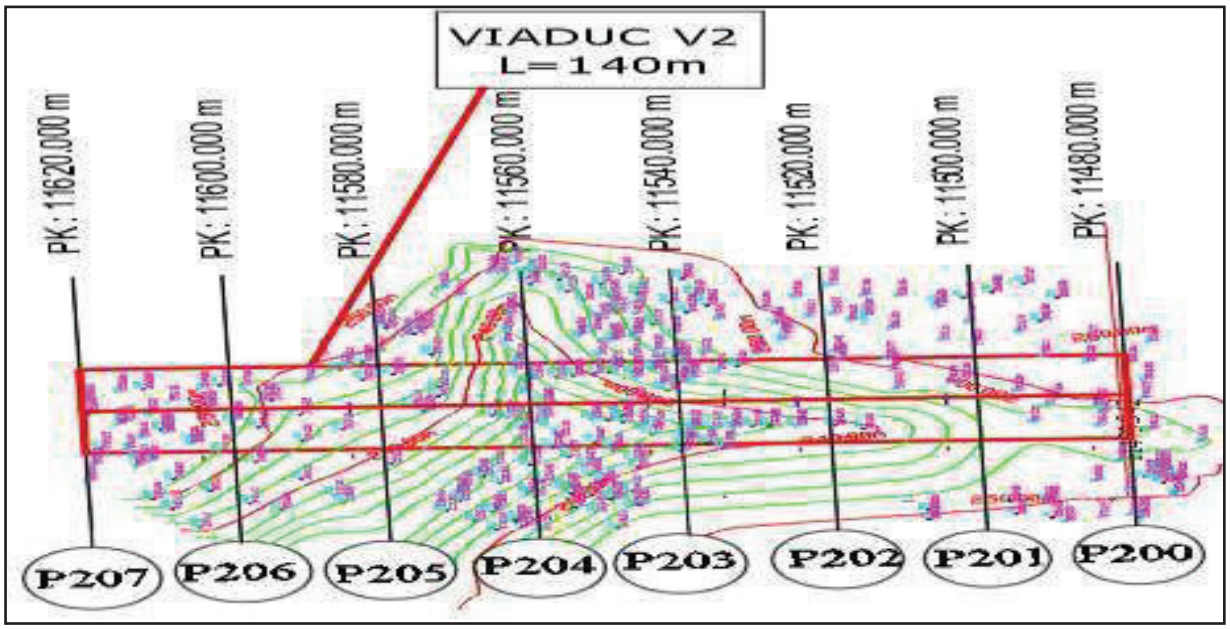


Figure. III. 3:Tracé plan de l'ouvrage V2.

III.4.1.2. Le profil en long :

Le profil en long définissant en élévation le tracé en plan, est caractérisé par :

- La pente de la ligne du projet (LP).
- Le terrain naturel (TN).
- La hauteur du gabarit de LP au point le plus bas de la vallée est de H=21.29m

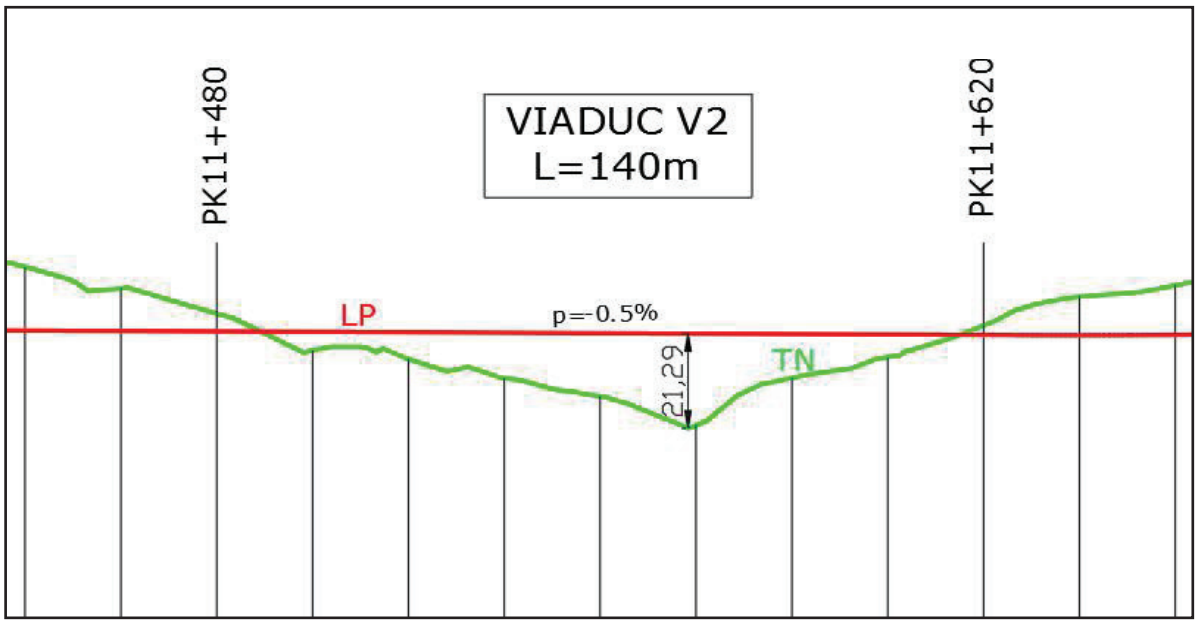


Figure. III. 4: Profil en long de l'ouvrage V2 à l'échelle réel.

III.4.1.3. Profil en travers :

Ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

La largeur d'un tablier est de 12.5m, comprend :

- Deux trottoirs, un de 0.6m de largeur et l'autre de 1.2m pour les deux tabliers.
- Bonde séparative des deux tabliers de 1m.
- Deux voies de circulation de 7m pour les deux tabliers avec BAU de 2.5m.
- Avec un Dévers de 2.5% pour le tablier gauche/droit.
- La largeur totale de l'ouvrage est de : 26.

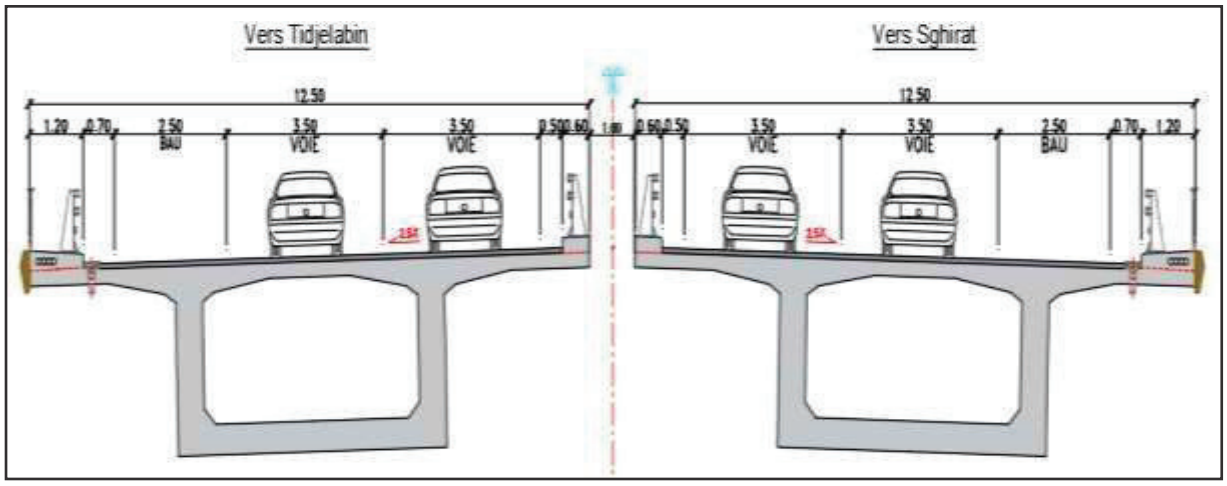


Figure. III. 5:Profil en travers de l'ouvrage V2.

III.4.2. Les données naturelles :

III.4.2.1. Topographique :

D'après le levé topographique et la visite du site effectué l'ouvrage se situe dans un terrain vallonné et montagneux.

III.4.2.2. Géotechnique :

Les données géotechniques sont indispensables et importantes dans l'étude d'un ouvrage pour déterminer le type de fondation des appuis (type d'ancrage), l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…), et pour le choix de la conception d'autre part, elles sont basées sur les informations de :

- La disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques.
- Les conditions géotechniques du terrain.
- Le niveau de la nappe phréatique.
- Le niveau possible de fondation.

Pour notre ouvrage objet d'étude, et d'après le rapport géotechnique effectué sur le viaduc V2, la nature du sol décrite est homogène tant en plan qu'en profondeur constituée essentiellement d'un substratum schisteux dure surmonté par une couche de schiste friable.

D'après le document technique réglementaire RPOA, et sur la base des valeurs pressiométrique le site est classé dans la catégorie **S2 (site ferme).**

Les données géotechniques de notre ouvrage sont présentées dans ***(l'Annexe A)*.**

III.4.2.3. Sismicité du site :

D'après le RPOA 2008 règlement parasismique des ouvrages d'art :

- La ville de Boumerdes est classée comme une zone de sismicité très élevée **(ZoneIII).**

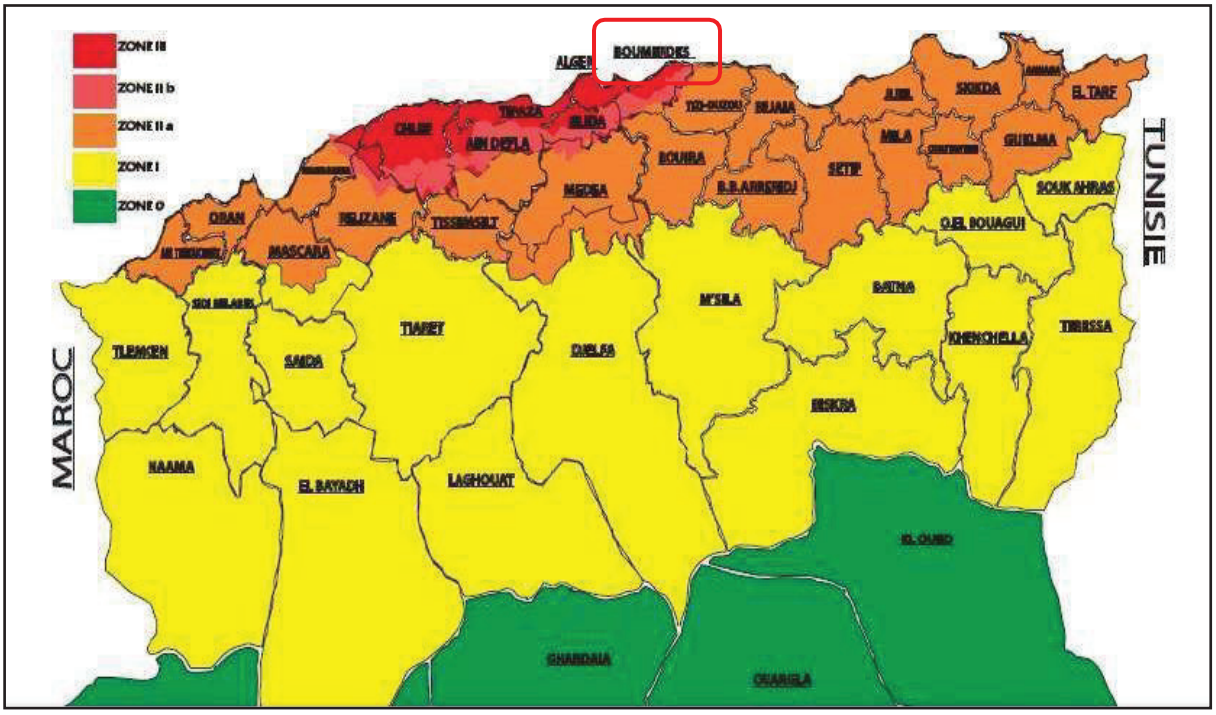


Figure. III. 6:Carte de zonage sismique de l'Algérie « Reference RPOA 2008 ».

- Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en 3 groupes.

Les ponts d'autoroute, routes express et voies à grande circulation ainsi que les liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier (le cas de notre ouvrage est inclus) sont classés dans le **groupe 2** (pont important).

Tableau.III. 2:Classification des ponts « Reference RPOA 2008 ».

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

- Le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est **A= 0.3** (du RPOA tableau 3.1).

Tableau.III. 3:Coefficient d'accélération de zone A « Réfèrence RPOA 2008 ».

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

III.4.2.4. Données climatiques :

- **Température et climat**

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet sur les joints de chaussées et les appareils d'appuis.

La ville de Boumerdes est caractérisée par un climat méditerranéen (hivers froids et humides et étés chauds et secs).

On va présenter la valeur prise en compte dans le calcul dans le chapitre charge et surcharge.

- **Vent**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

Ses actions sont fixées par l'actuel règlement des charges **RCPR** à une surcharge répartie de :

- **1,25 KN/m²** pour les ouvrages en cours de réalisation.
- **2 KN/m²** pour les ouvrages en service.

- **La neige**

Boumerdes est une ville côtière, alors les effets de la neige sont négligeables dans les calculs.

III.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté la situation géographique de notre ouvrage ainsi que l'obstacle à franchir, nous avons cité ces caractéristiques en présentant toutes les données naturelles et fonctionnelles propres ainsi que l'obstacle franchi, afin de pouvoir choisir les matériaux les plus adaptés et faire l'étude à partir de ces paramètres.



CHAPITRE Ⅳ :
PRÉSENTATION DE LA VARIANTE RETENUE PAR LE BET

IV.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous n'allons pas approfondir dans la conception car notre mémoire est basé sur l'étude, Donc nous allons prendre dans tout ce qui suit la variante choisie et retenue d'après le bureau d'étude : " **PONT VOUSSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF A HAUTEUR CONSTANTE** ".

Les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs à voussoirs préfabriqués sont des structures de ponts constitués d'une succession de pièces dites voussoirs, qui sont construites en rempilant des blocs préfabriqués en béton, chaque pièce étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir en utilisant des techniques de précontrainte pour renforcer la structure et reliées successivement les voussoirs entre elles, et en laissant les voussoirs en saillie sur les piles pour soutenir le tablier de pont.

IV.2. PRÉSENTATION DE LA VARIANTE :

L'ouvrage est un pont voussoir construit par encorbellement successif à hauteur constante d'une longueur totale de **140m**. Cette variante est constituée de deux tabliers de **12.5m** avec un mono-caisson a section fermé pour chacun des deux, le pont est constitué en suite de **trois (3) travées** une travée principale avec deux travées de rives, tel que le tablier repose sur des **appuis simples** en élastomère frété. Le caisson est constitué de deux âmes avec deux hourdis supérieur et inférieur en dalle pleine coulé sur place (in-situ).

Tableau.IV. 1:Caractéristiques et dimensions global sur la variante.

Elément	Valeur retenue
Longueur des travées de rive	39m
Longueur de la travée centrale	62m
Epaisseur du revêtement	0.08m
Nombre de trottoirs pour chaque tablier	02 trottoirs
Longueur des trottoirs	à gauche : 1.2m /à droite : 0.6m
Epaisseur des trottoirs	à gauche : 0.33m /à droite : 0.26m
Nombre de arcboutants	02 culées
Hauteur de culées	5.6m
Nombre de piles	02 piles
Hauteur de la pile à gauche	11m
Hauteur de la pile à droite	12m

IV.3. Découpage en voussoirs :

- **Voussoirs courants (VC) :**

Selon les recommandations du guide SETRA, la longueur des voussoirs courants peut varie entre
2,5 à 4m voir 5m, La longueur des VC du tablier de notre variante est de : 4.10m

- **Voussoirs sur pile (VSP) :**

Pour les ouvrages coulés sur place, tel que notre cas, la longueur d'un VSP est d'au moins 8m afin de supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première partie de voussoirs.
La longueur des VSP du tablier de notre variante est de 10m.

- **Voussoir sur culée (VSC) :**

Pour le voussoir sur culée on a un voussoir coulé sur cintre, la longueur des voussoirs sur culée de notre variante est de 10.4m.

- **Voussoirs de clavage (VCL) ou voussoir à la clef :**

La longueur des voussoirs de clavage doit être légèrement inférieure à celle des voussoirs courants, car l'un des équipes mobiles est généralement utilisé pour leur exécution, la longueur minimale d'un voussoir de clavage est de 2m. La longueur du voussoir de clavage de notre variante est de 2.8m.

Tableau.IV. 2:Récapitulation des différents types de voussoirs.

Type de voussoir	Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur(m)	Nombre
Voussoir courant	4.10	12.5	3.10	24
Voussoir sur pile	10			02
Voussoir sur culée	10.4			02
Voussoir de clavage	2.8			01

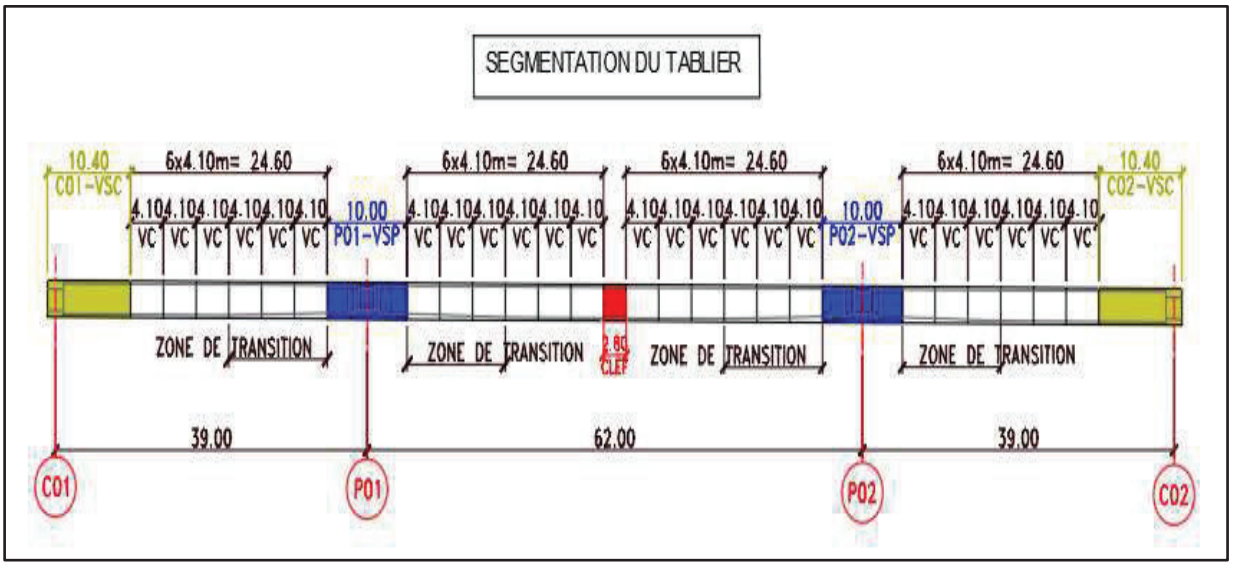


Figure.IV. 1:Découpage des voussoirs du viaduc V2.

IV.4. Section transversale :

La section transversale du tablier est un caisson de section fermée à deux âmes, avec un hourdis supérieur et un hourdis inférieur en dalle pleine.

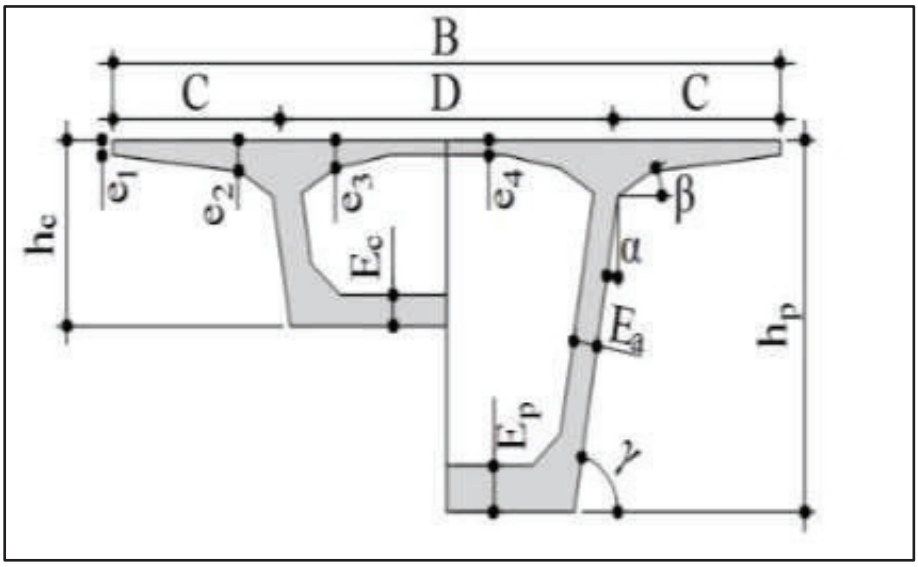


Figure.IV. 2:Dimensions transversale d'un voussoir.

Tableau.IV. 3:Dimensions des différentes composantes de VSP et VSC.

Élément		Valeur retenue
Épaisseur de l'hourdis supérieur	e_1(cm)	25
	e_2(cm)	25
	e_3(cm)	25
	e_4(cm)	25
Inclinaison des âmes $\alpha°$		90°
Épaisseur de l'âme (cm)	Sur pile	60
	A la clef / sur culée	40
Épaisseur de l'hourdis inférieur (cm)	Sur pile	50
	A la clef / Sur culée	25
Inclinaison du Gousset supérieur $\beta°$		31°
Inclinaison du Gousset supérieur $\beta°$		90°

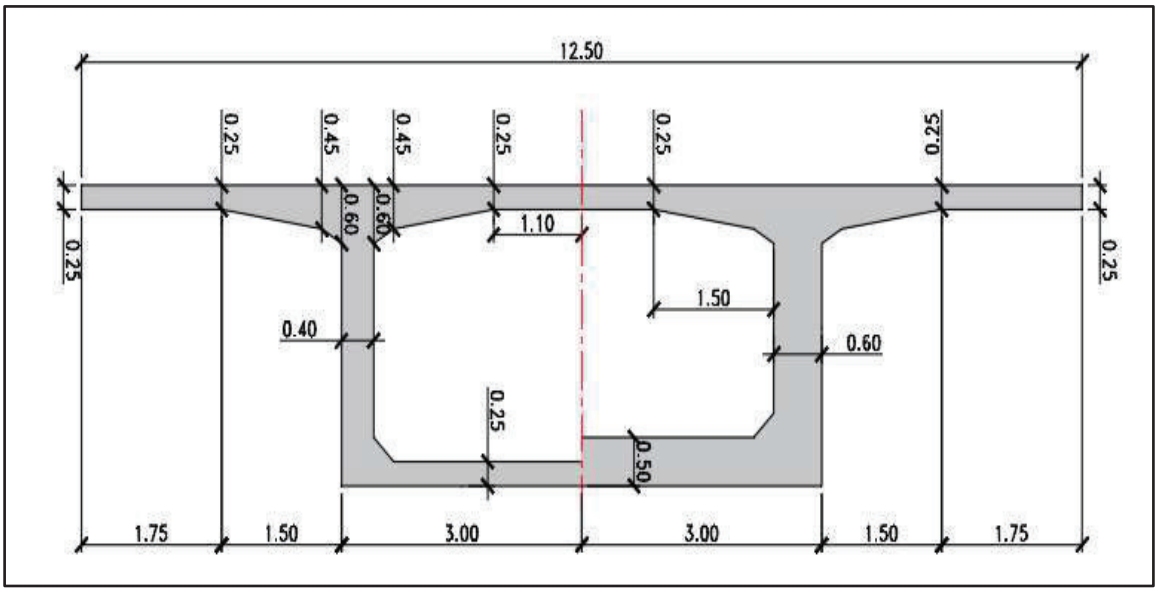


Figure.IV. 3:Dimensions de la section transversale du viaduc V2 (à droite sur pile, à gauche sur culée et à la clef).

IV.5. Les différentes coupes de la variante :

IV.5.1.Coupe Transversale :

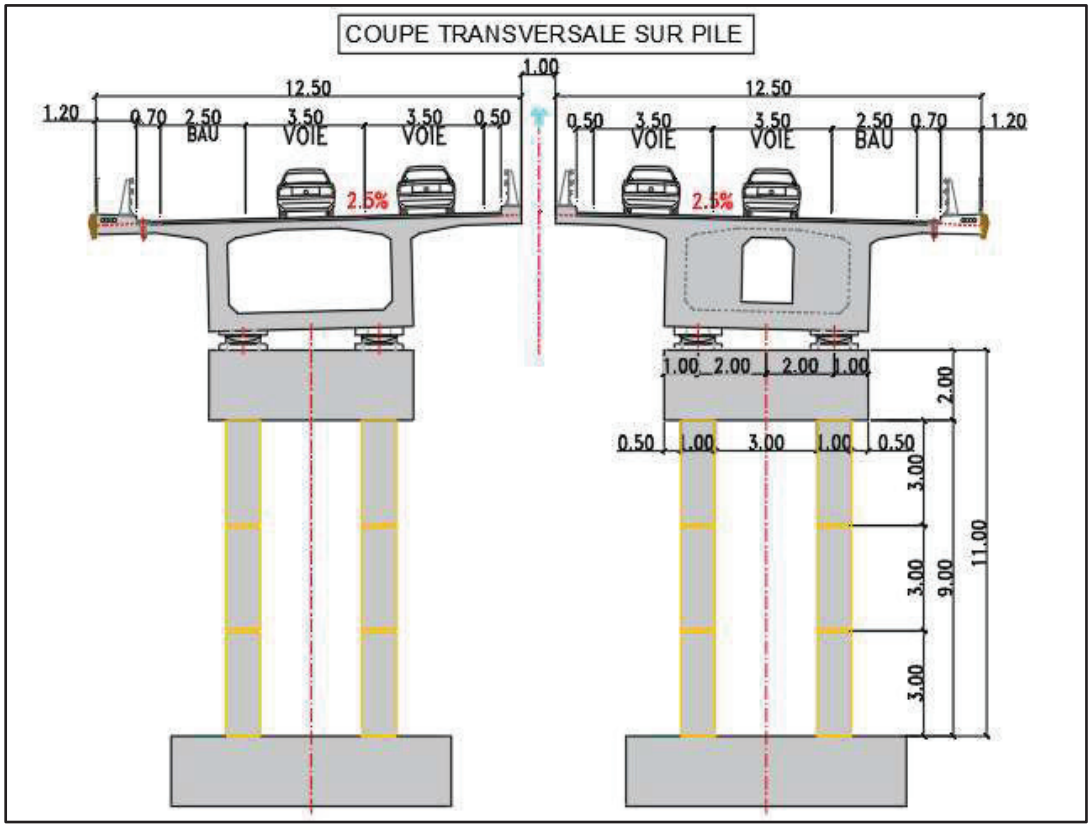


Figure.IV. 4:Coupe transversale sur pile du viaduc V2.

IV.5.2. Coupe longitudinale :

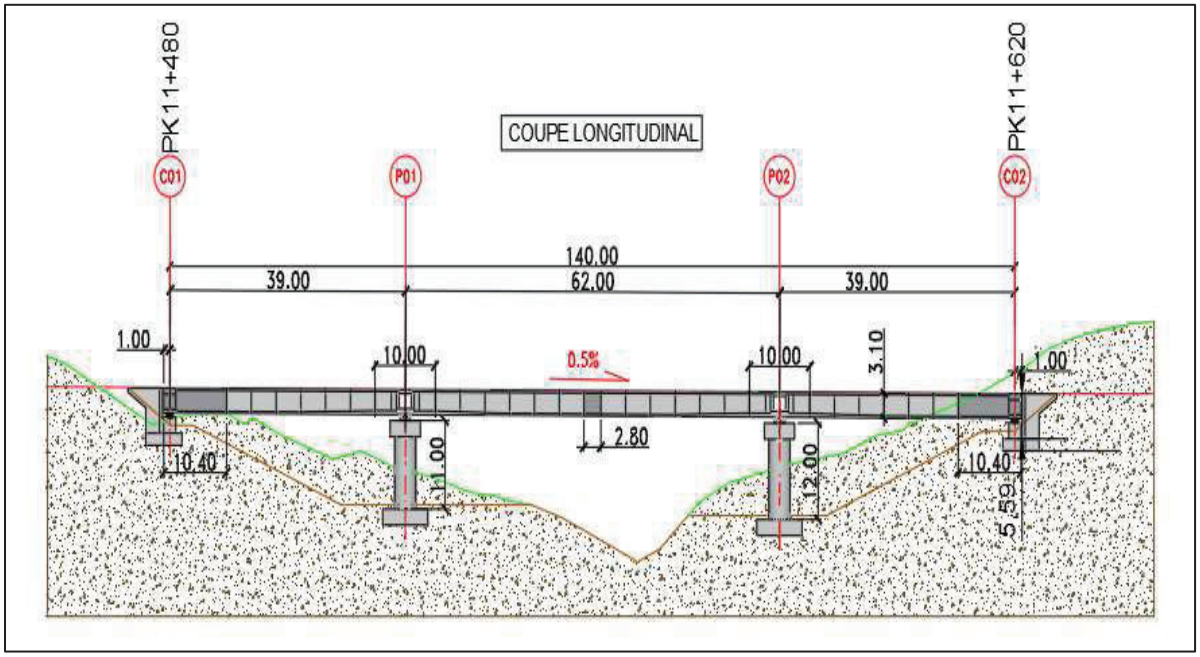


Figure.IV. 5:Coupe longitudinale du Viaduc V2.

IV.5.3. Vue en élévation :

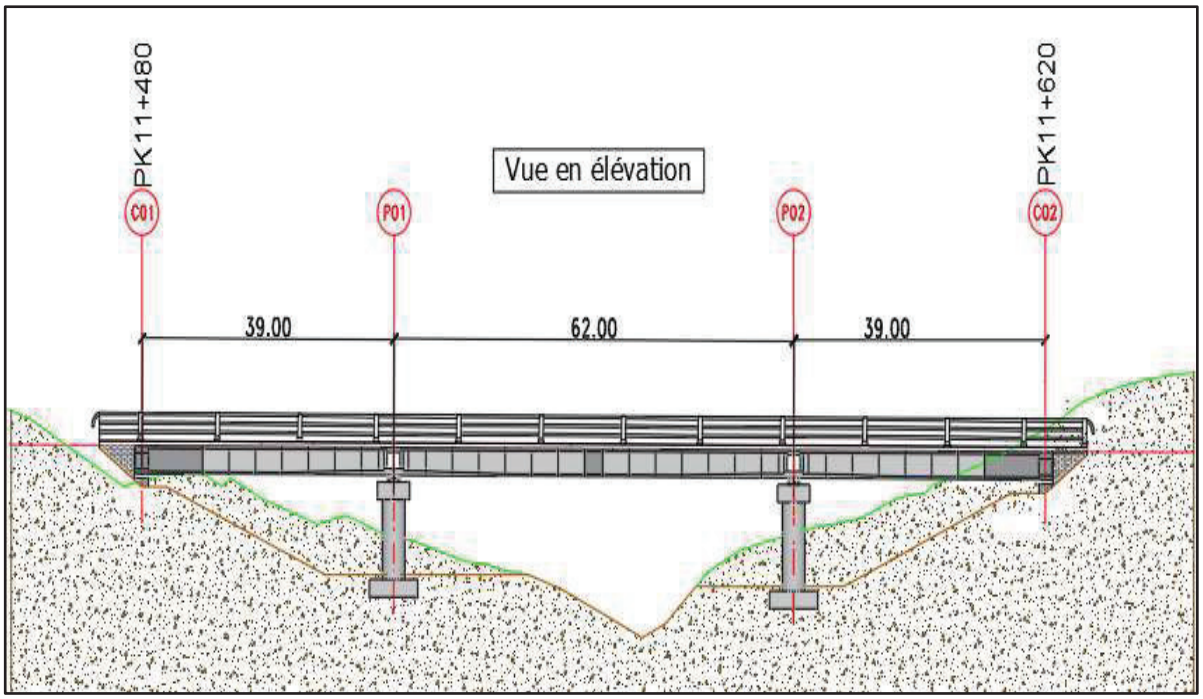


Figure.IV. 6: Vue en élévation du Viaduc V2.

IV.5.4. Vue en plan :

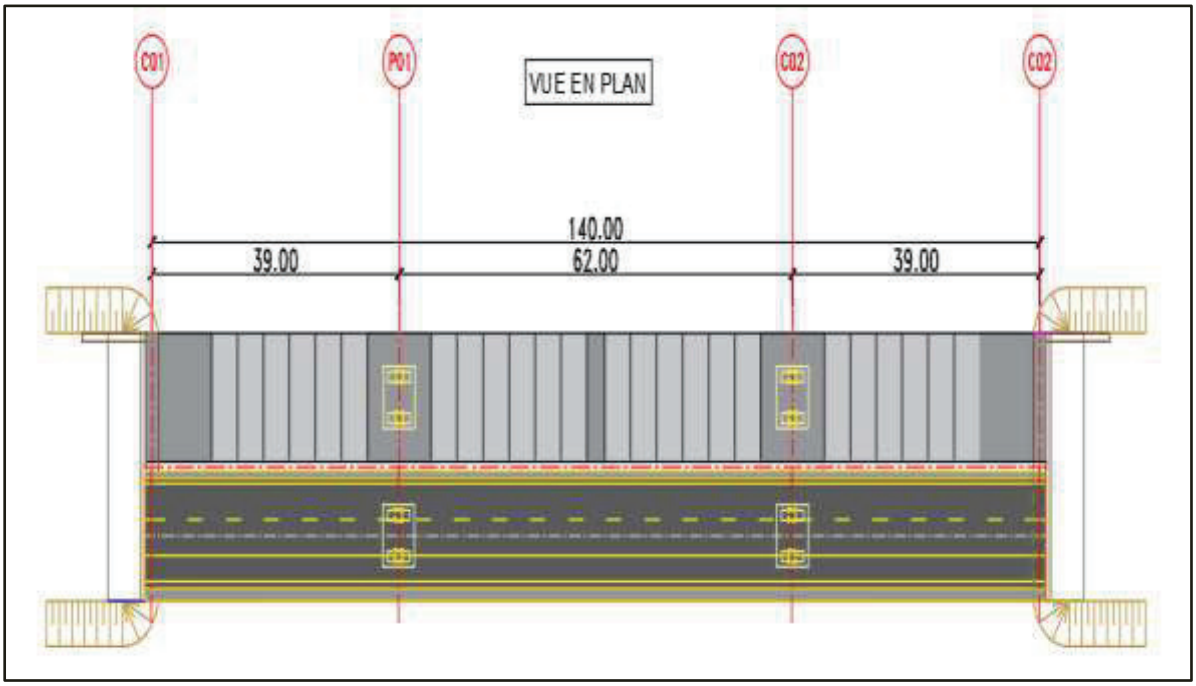


Figure.IV. 7:Vue en plan du viaduc V2.

IV.6. Conclusion :

En conclusion, la conception est une phase essentielle dans la création d'un projet de pont, car elle permet de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et répondant de manière optimale à toutes les contraintes imposées. La conception suit une méthode itérative qui prend en compte plusieurs exigences telles que la durabilité, la qualité architecturale et le respect des normes techniques.

CHAPITRE V :
CHOIX DES MATÉRIAUX

V.1. INTRODUCTION :

Le choix des matériaux de construction est un facteur crucial qui influence le calcul du pont. Dans ce chapitre, nous abordons les propriétés distinctes du béton (béton précontraint) ainsi que des aciers (actifs - passifs) qui sont employés dans la construction de l'ouvrage.

V.2. LE BÉTON :

Le béton est un matériau composite constitué d'un mélange de liant, de granulats, d'eau et, éventuellement, d'adjuvants, dans des proportions définies conformément aux normes BAEL ou BPEL. Sa résistance mécanique est influencée par plusieurs facteurs, notamment la qualité et la quantité de ciment, la quantité d'eau, l'âge du béton, la durée de chargement, la température et l'humidité.

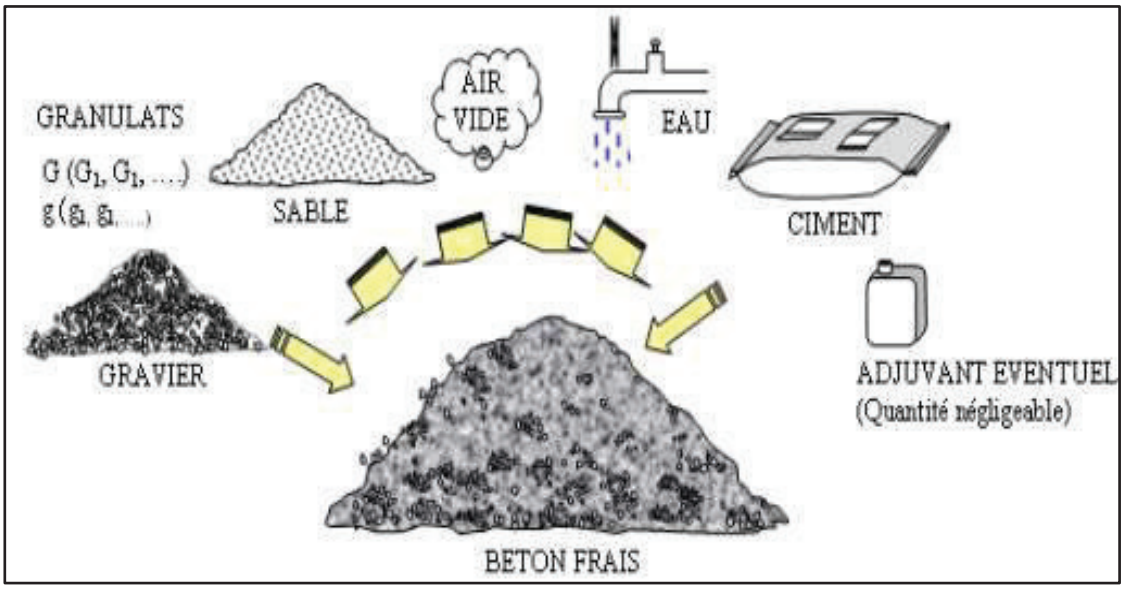


Figure.V. 1:Les composants de béton.

Le béton destiné à la construction en béton armé doit être résistant et convenablement compacté. Ces propriétés et quantité seront déterminées par l'utilisation :

- Bonne qualité et quantité du ciment.
- Bonne qualité de la granulométrie.
- Bon rapport E/C.
- Bonne fabrication et maniabilité est essentielle pour garantir une mise en œuvre réussite.
- L'ambiance et l'environnement : température, humidité.
- L'utilisation d'adjuvants appropriés permet généralement d'obtenir de bons résultats tout en évitant l'excès d'eau de gâchage.

La masse volumique du béton : $\gamma = 25$ **KN/m³.**

V.3. CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DU BÉTON :

V.3.1. Résistance à la compression :

La valeur caractéristique d'un béton est établie à partir de sa résistance à la compression à 28 jours, notée f_{c28}. Cette résistance est obtenue en effectuant des essais standardisés de compression axiale sur des échantillons cylindriques de dimensions 16x32 cm et d'une hauteur deux fois supérieure au diamètre, avec une section de 200 cm².

Si l'on souhaite connaître la résistance à la compression avant 28 jours, il est possible d'utiliser les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40+0{,}95j} \text{ x } f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76+0{,}83j} \text{ x } f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Au-delà de j=28 jours, on admet pour les calculs que $f_{cj} = f_{c28}$.

V.3.2. Résistance à la traction :

Le rôle crucial de la résistance à la traction dans le comportement mécanique, et plus particulièrement dans l'adhérence, est largement reconnu. Sa définition conventionnelle est établie en fonction de la résistance à la compression, comme indiqué dans la relation suivante : $f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{cj}$.

V.3.3. Contraintes admissibles :

La contrainte admissible est définie comme la valeur maximale de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

- **Contrainte admissible à la compression à ELU :**

Le schéma représentant le diagramme contraintes (σbc) déformations (εbc) du béton à l'ELU est présenté ci-dessous. Généralement, le diagramme simplifié, appelé également "parabole-rectangle", est utilisé. Toutefois, lorsque des données expérimentales précises font défaut, il est nécessaire d'utiliser le diagramme réel pour une évaluation plus précise des déformations.

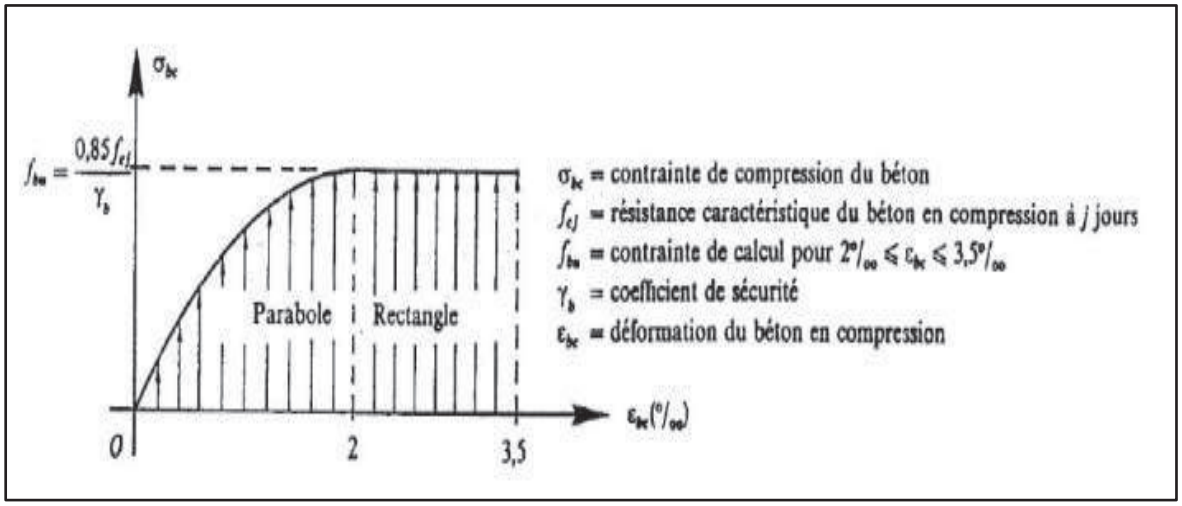


Figure.V. 2:Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2,10-3 est égale à : $f_{bu} = \dfrac{0.85}{\theta \text{ x } \gamma_b} \text{ x } f_{cj}$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

$$\theta = \begin{cases} \mathbf{1} & \text{dans le cas général quand la durée d'application des charges est >24h.} \\ \mathbf{0{,}90} & \text{Lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h.} \\ \mathbf{0{,}85} & \text{Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîneraient une diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} \mathbf{1{,}5} & \text{en situations durables.} \\ \mathbf{1{,}15} & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

- **Contrainte admissible à la compression à ELS :**

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\overline{\sigma bc} = \begin{cases} 0{,}6\ f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons rares et fréquentes.} \\ 0{,}5\ f_{c28} & \text{sous l'effet des combinaisons quasi permanentes.} \end{cases}$$

V.3.4. Déformations longitudinales :

Il est possible de calculer ces valeurs en utilisant le "module instantané de déformation longitudinale " Eij " à un âge de j jours, qui est déterminé à partir de la résistance $f$cj. Il y a également une distinction à faire entre ces valeurs :

- **module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures **Eij=11000** $\sqrt[3]{f_{cj}}$.

- **module de déformation longitudinale différée du béton :**

Lorsque des charges sont appliquées pendant une longue période, il est important de prendre en compte les effets du retrait et du fluage du béton. En raison du fluage, une déformation complémentaire équivalente au double de la déformation instantanée peut s'ajouter. Ainsi, la déformation totale résultante peut être jusqu'à trois fois plus grande que la déformation initiale.

$$\mathbf{Evj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = \frac{1}{3}\,\mathbf{Eij}.$$

L'indice « v » vient de Freyssinet, qui considérait qu'il s'agissait du module «vrai » du béton.

V.3.5. Déformations transversales :

Le coefficient de Poisson v permet de déduire ces valeurs à partir des déformations longitudinales. La relation suivante donne le module de déformation transversale :

$$\mathbf{G} = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ Avec : } \begin{cases} \mathbf{E} : \text{module de Young.} \\ \boldsymbol{\nu} : \text{Coefficient de poisson.} \end{cases}$$

- **Le coefficient de poisson ν :**

Il représente la variation relative de la dimension transversale d'une pièce en réponse à une variation relative de la dimension longitudinale. Ce coefficient est calculé en prenant le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale. Ainsi, lorsque la dimension longitudinale d'une pièce est réduite, cela peut entraîner une augmentation de sa dimension transversale, conformément à la relation définie par le coefficient de Poisson.

$$\nu = \frac{\Delta t\ /t}{\Delta t/t} \quad \begin{cases} \mathbf{l,t} : \text{longueur et largeur de l'élément considéré.} \\ \mathbf{\Delta l} : \text{La variation longitudinale de l'élément.} \\ \mathbf{\Delta t :} \text{ La variation transversale de l'élément.} \end{cases}$$

Le coefficient de Poisson du béton pour un chargement instantané est d'environ 0,3. Cependant, ce coefficient diminue avec le temps pour atteindre une valeur proche de 0,2. Dans le cas d'un béton fissuré, le coefficient de Poisson devient nul, c'est-à-dire égal à zéro.

$$\begin{cases} \boldsymbol{\nu = 0{,}2} & \text{pour un béton non fissuré (ELS).} \\ \boldsymbol{\nu = 0} & \text{pour un béton fissuré (ELU).} \end{cases}$$

V.4. VALEURS RETENUES POUR LE CALCUL DE NOTRE OUVRAGE :

Tableau.V. 1:Caractéristiques du Béton.

	Superstructure	L'infrastructure
fc28 (MPA)	40	35
ft28 (MPA)	3	2.7
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
Dosage	450	350

Tableau.V. 2:Contrainte admissible à la compression du béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f**bu (MPa)**	γ_b **= 1.50**	22.67	19.83
		γ_b**= 1.15**	29.56	25.86
ELS	f**bc (MPa)**		24.00	21.00

V.5. LES ACIERS :

Il y a deux types d'aciers utilisés dans les structures en béton précontraint :

- **Les aciers passifs :** qui sont nécessaires pour supporter les forces de cisaillement (en l'absence d'étriers précontraints), pour limiter la fissuration et pour servir d'aciers de montage pour former une cage d'armatures pour les autres aciers.
- **Les aciers actifs :** (aussi appelés aciers de précontrainte) qui sont responsables de la création et du maintien de la précontrainte dans le béton.

V.5.1. Les aciers passifs :

Les armatures passives, qui sont similaires à celles utilisées dans le béton armé.

Le type d'aciers utilisé pour ces armatures sont des aciers courants à haute adhérence, de nuance **FeE500**, Ils ne sont mis en tension que lorsqu'ils sont soumis à des charges extérieures.

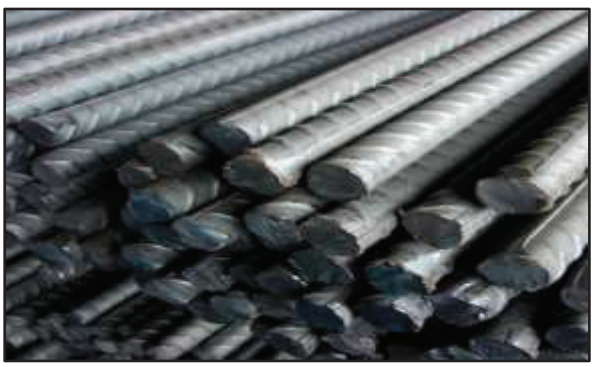


Figure.V. 3: Armatures passives.

- La limite élastique est de f_e**=500MPa**
- Le module d´élasticité longitudinale de l´acier E_s **= 2x10^{5}MPa**.

Les barres HA sont caractérisées par un diamètre nominal désigné par la lettre Ø (en mm) à ce diamètre nominal correspond une section nominale **As**.

Les diamètres commerciaux de construction pour les OA sont : **12, 14, 16, 20, 25, 35, 40.**

- **Les contraintes limites (admissibles) à la traction :**

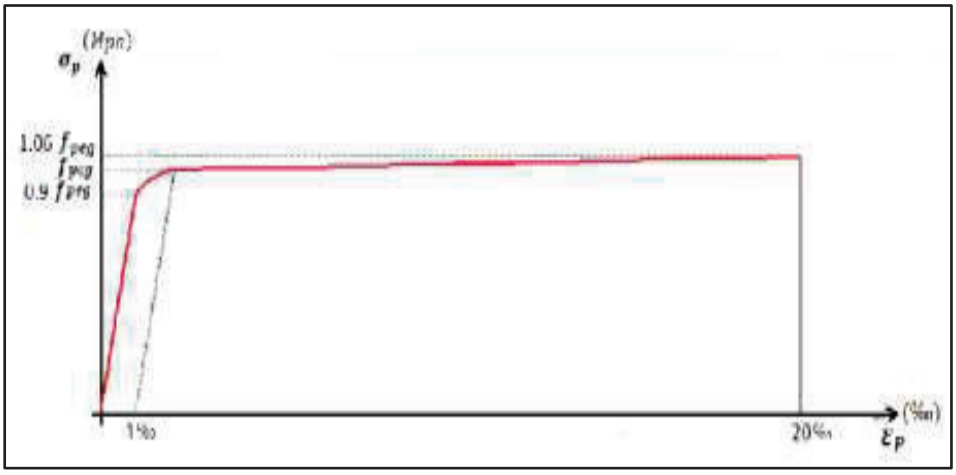


Figure.V. 4:Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

- **à ELU :**

La contrainte admissible à la traction sera déterminée par la formule suivante en fonction de situation pour les aciers 1, 3 et 4 :

$\bar{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma_s}$ Avec : $\gamma_s =$ { **1** Pour une situation accidentelle. ; **1,15** Pour une situation durable ou transitoire. }

- **à ELS :**

La limite de contrainte de traction $\bar{\sigma s}$ varie selon le type de fissuration, qui se divise en trois cas selon l'emplacement de l'ouvrage. Cette limite permet ainsi de contrôler l'ouverture des fissures.

- Pour la fissuration peu nuisible : dans ce cas aucune vérification n'est demandée (en dehors de la vérification à l'ELU).

- Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma s} = \max\{\frac{1}{2} fe; 110\sqrt{nf_{tj}}\}$.

- Pour la fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma s} = \max\{0.4fe; 88\sqrt{nf_{tj}}\}$.

Avec n : coefficient de fissuration **n = 1,6** pour les aciers à haute adhérence (HA).

- **Valeurs Retenues Pour Le Calcul De Notre Ouvrage :**

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

Etat	Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
ELU	-	$\bar{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma_s}$	γ_s= 1.15	434.78	434.78
			γ_s= 1	500	500
ELS	Préjudiciable	$\bar{\sigma s} = \max\{\frac{1}{2} fe; 110\sqrt{nftj}\}$		250	250
	Très préjudiciable	$\bar{\sigma s} = \max\{0.4fe; 88\sqrt{nftj}\}$		200	200

V.5.2. Les aciers actifs :

Il s'agit d'armatures en acier à haute résistance (caractérisées par une limite élastique élevée) qui sont utilisées dans la construction en béton précontraint.

- Les armatures actives sont sous tension même sans subir de forces extérieures.
- Les aciers de précontrainte se répartissent en trois catégories : fils, barres et torons.

Dans le cadre de notre projet de construction, nous avons choisi d'utiliser des aciers durs de précontrainte, qui sont des aciers à très haute résistance et contiennent une quantité plus importante de carbone.

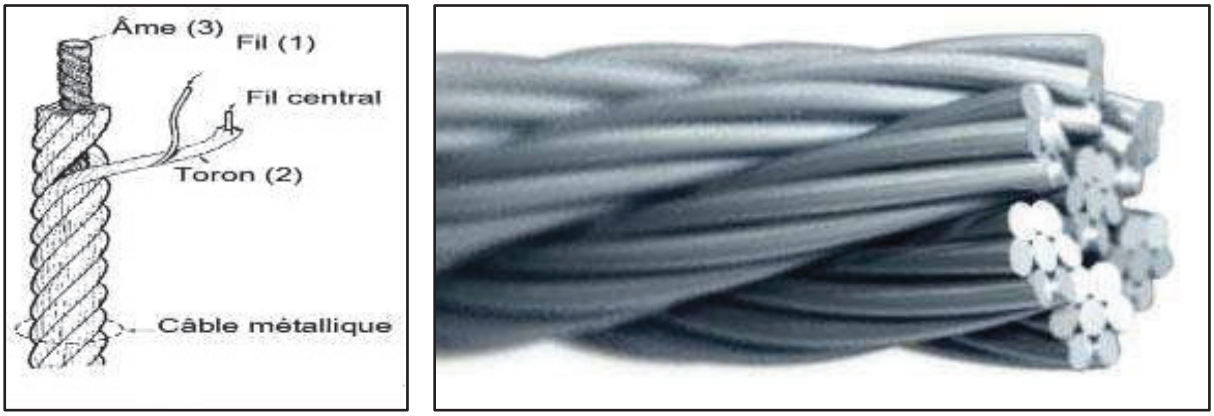


Figure.V. 5:câble de précontrainte.

- **classe de justification de la précontrainte :**

CLASSE II : elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures dans le béton.

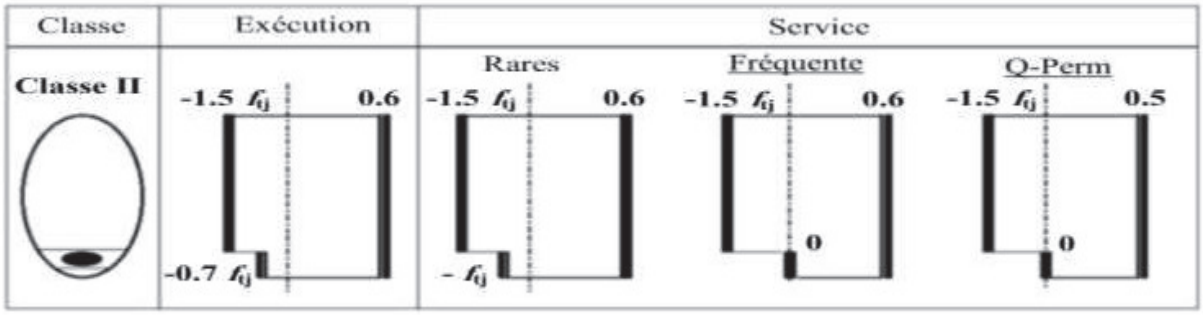


Figure.V. 6:limitation des contraintes dans les sections en bp.

V.6. CONCLUSION :

En utilisant les concepts présentés dans ce chapitre, nous effectuerons les calculs nécessaires requis pour notre étude tout en examinant de manière progressive d'autres caractéristiques potentielles.

CHAPITRE Ⅵ :
CHARGES ET SURCHARGES

VI.1. INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de décrire les diverses charges auxquelles peut être soumis un pont tout au long de sa durée de vie en se basant sur le guide technique RCPR, qui définit les charges à prendre en compte pour le calcul et les essais des ponts routiers.

Ces charges incluent **les actions hors trafic**, telles que les charges permanentes (poids propre, action thermique...) et les charges variables (vent, neige...), ainsi que **les actions liées au trafic**, telles que les charges de véhicules classées selon les systèmes A, B et les convois exceptionnels.

VI.2. NORMES ET RÈGLES DE CALCUL :

Le calcul de structure sera effectué conformément aux :

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

VI.3. CARACTÉRISTIQUE DU PONT :

Pour notre étude et tout le calcul suivant de notre ouvrage, on va s'intéresser à un tablier des deux tabliers jumeaux de largeur 12.5m, et on va faire l'étude du pont complet de longueur 140m

VI.3.1. Largeur roulable :

On définit la largeur roulable comme étant la distance entre les dispositifs de retenue ou les bordures. Elle comprend donc la chaussée incluant les bandes d'arrêt d'urgence (BAU) ainsi que les bandes dérasées (BDG). Donc : L_R=12.5-(1.2+0.6).

D'où : ⇒ $\boxed{L_R = 10.7m.}$

VI.3.2. Largeur chargeable :

La largeur qui peut être chargée sur le pont est calculée en soustrayant une bande de 0,5 m de chaque dispositif de sécurité de la largeur roulable.

La formule couramment utilisée pour exprimer la largeur chargeable est : $\mathbf{L_C = L_R - n \times 0{,}5.}$

Avec :

- $\mathbf{L_C}$ **:** largeur chargeable (en m).
- $\mathbf{L_R}$ **:** largeur roulable (en m).
- **n :** Nombre de dispositifs de retenue tel que n ≤ **2.**

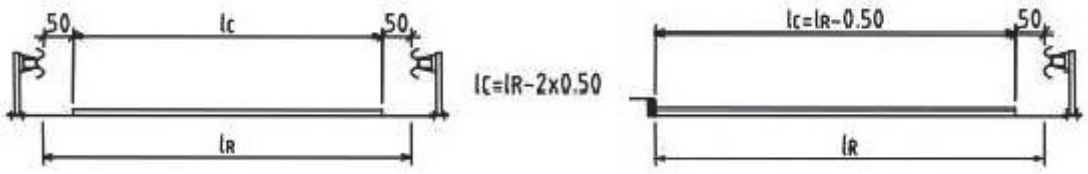


Figure. VI 1:Les différents cas pour le calcul de L_C « Reference RCPR ».

Donc pour notre ouvrage : $L_C = 10.7 - 2 \times 0,5$

D'où : ⇒ ***$L_C = 9.7$ m.***

VI.3.3. Nombre de voie de circulation :

De manière conventionnelle, le nombre de voies sur une chaussée est égal à la partie entière du résultat de la division de la largeur chargeable par 3, tel que : $N_v = Lc/3 = 9.7/3 = 3.23$m.

D'où : ⇒ ***On prend 2 voies de circulation avec une BAU.***

NB :

Pour le nombre de voies chargeables on prend les 3 voies (2 voies de circulation + la BAU)

VI.3.4. Largeur d'une voie :

- La largeur d'une voie de circulation Lv est donnée par : $L_V = Lc/N_v$. ⇒ ***$L_V = 3.5$ m.***
- La largeur de la BAU on prend : **$L_V = 2.5$m.**

VI.3.5. Classe du pont :

On distingue trois classes de pont en fonction de la largeur roulable L_R :

- **1ére classe :** Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable **($L_R \geq 7$ m)**.
- **2éme classe :** tous les ponts supportent des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.5m et 7m **($5,5$ m $< L_R < 7$ m).**
- **3ème classe :** autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable **($L_R \leq 5,50$ m)**.

On a : $L_R = 10.7$m > 7 m d'où la classe du pont : ⇒ ***La 1ére classe***

- **Récapitulation :**

Tableau.VI 1: Tableau récapitulatif des valeurs retenues.

Elément	Valeurs retenue
Largeur roulable L_R	10.7m
Largeur chargeable Lc	9.7m
Nombre de voies Nv	2 voies de circulation avec BAU
Largeur d'une voie Lv	voie de circulation=3.5m/BAU=2.5m
Classe du pont	1 ère classe

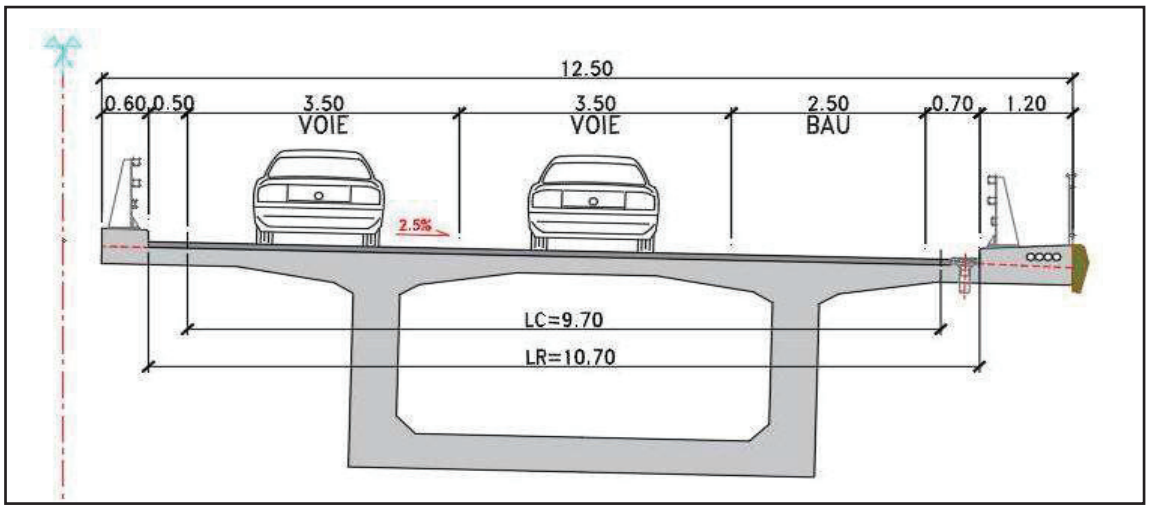


Figure. VI. 2:Valeurs retenues sur le profil en travers.

VI.4. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

VI.4.1. Charge hors trafic :

VI.4.1.1. Charge permanente G :

Les charges permanentes englobent divers éléments tels que les éléments porteurs qui concernent le poids propre du tablier de la structure dans notre cas le poids des voussoirs, et les éléments non porteurs qui englobe les équipements fixes tels que les trottoirs, les revêtements et les dispositifs de sécurité.

VI.4.1.1.2. Des éléments porteurs CP :

Pour le poids propre du tablier dans notre cas c'est le poids des voussoirs.

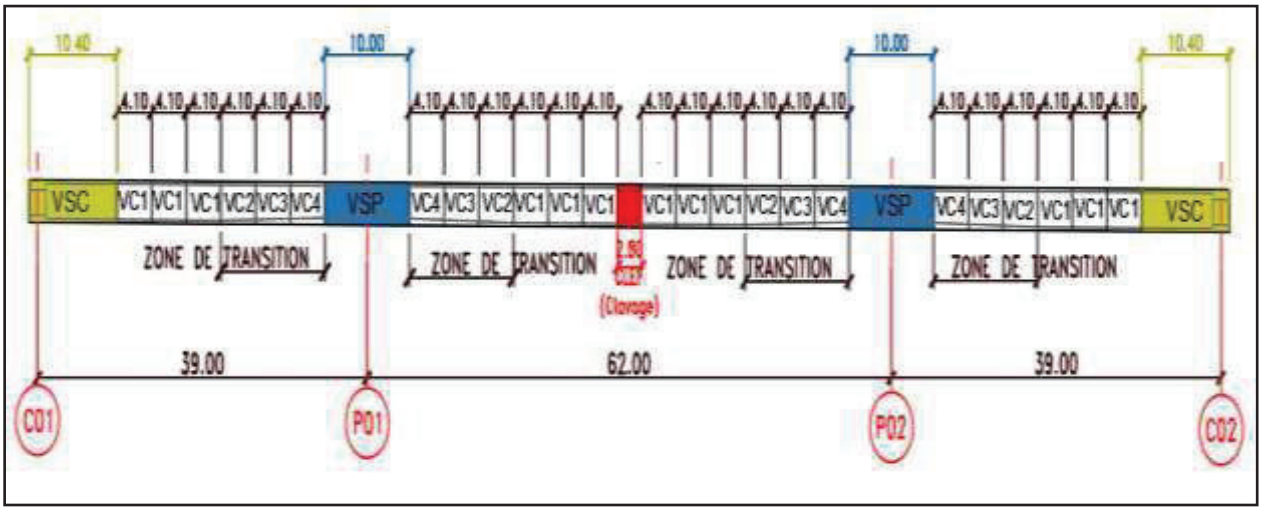


Figure. VI 3:Découpage et notation des voussoirs pour le calcul.

- ***poids des voussoirs :***

$G_{VSPile} = S_{VSPile} \times L_{VSPile} \times \gamma_{Béton}$ en (KN).

$G_{VSCulée} = S_{VSCulée} \times L_{VSCulée} \times \gamma_{Béton}$ en (KN).

$G_{VClavage} = S_{VClavage} \times L_{VSClavage} \times \gamma_{Béton}$ en (KN).

$G_{VCourant} = S_{VCourant} \times L_{VCourant} \times \gamma_{Béton}$ en (KN).

Avec : **V= S × L (en m^3)** pour tous les cas**.**

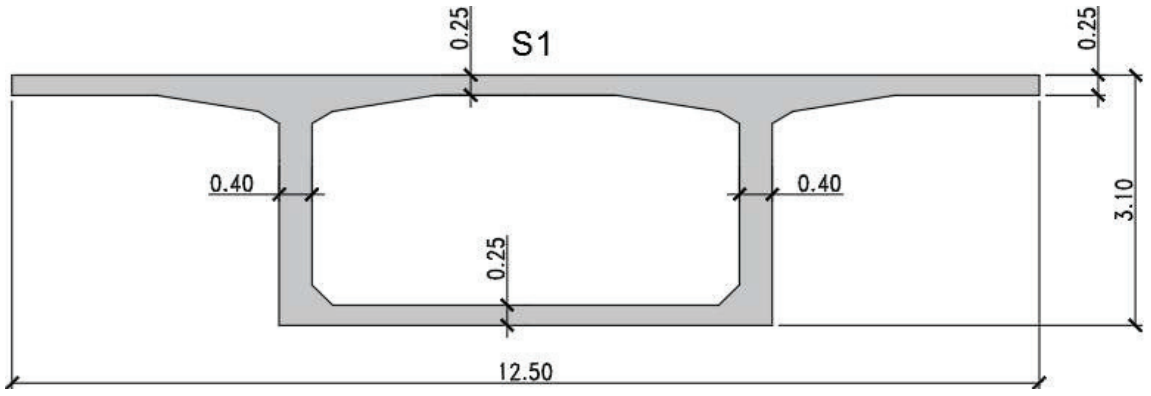


Figure. VI. 4: Section transversale du voussoir de clavage (à la clef).

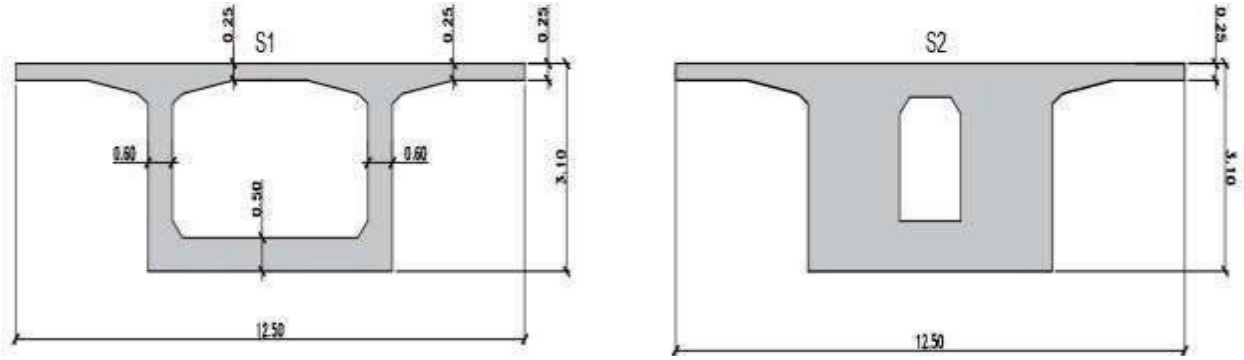


Figure. VI. 5: Section transversale près des pile (S1) / Sur le diaphragme sur pile (S2).

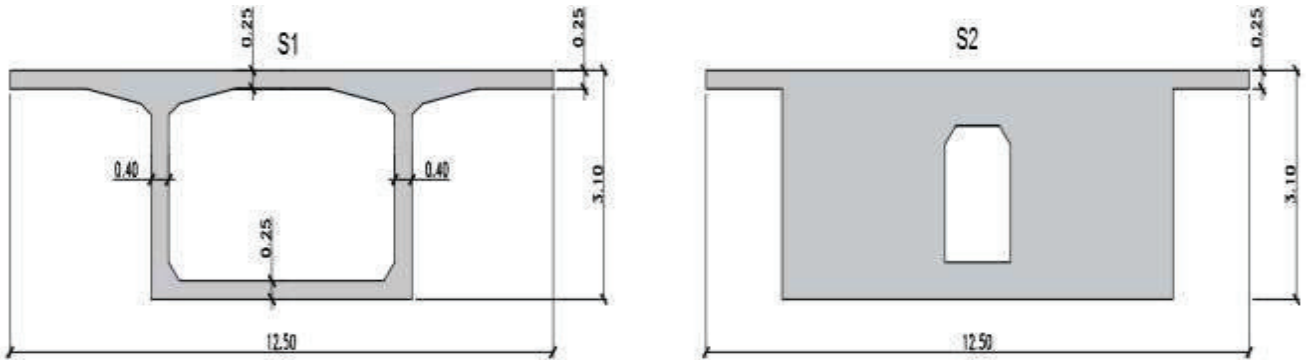


Figure. VI. 6: Section transversale sur culée (S1) / Sur le diaphragme sur culée (S2).

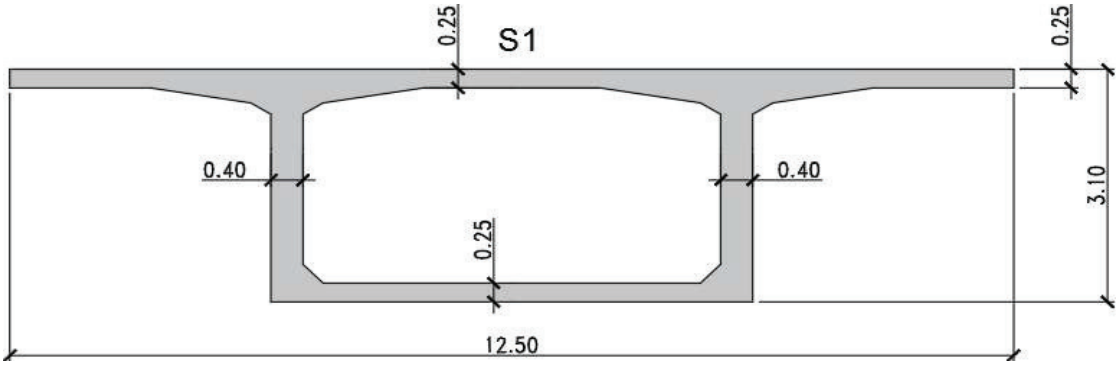


Figure. VI. 7: Section transversale du voussoir courant VC1.

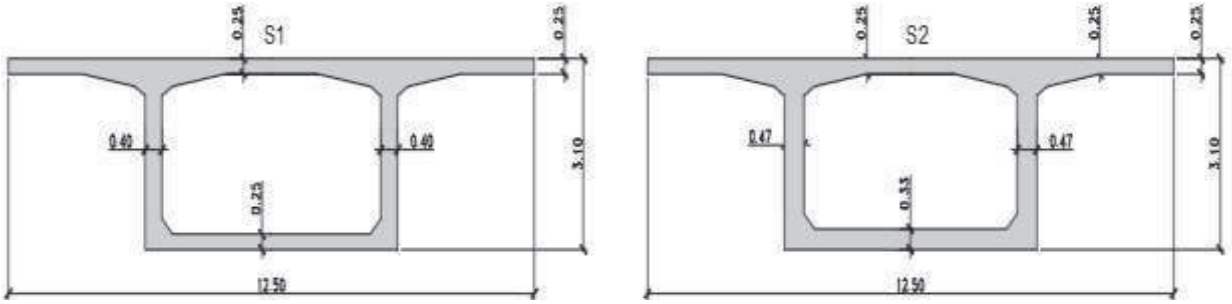


Figure. VI. 8: Section transversale du voussoir Courant VC2.

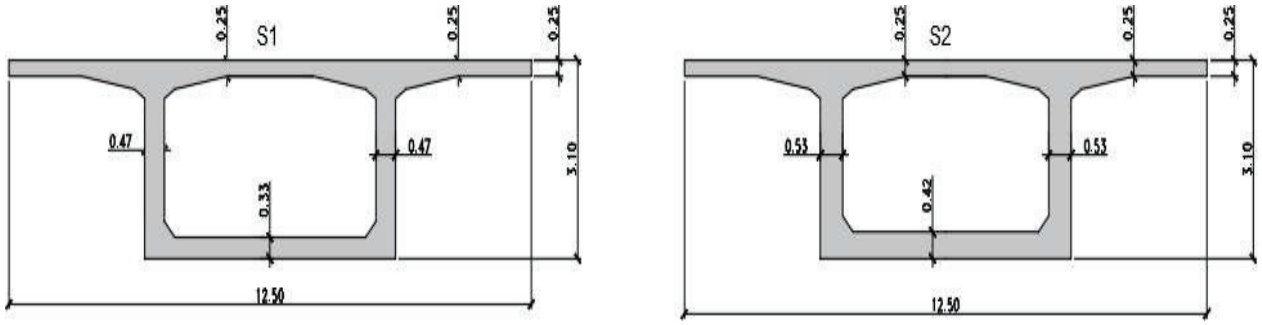


Figure. VI 9: Section transversale du voussoir courant VC3.

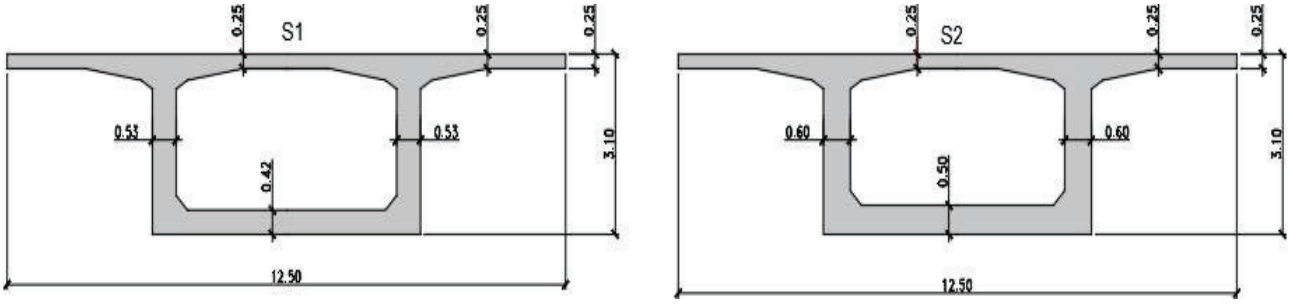


Figure. VI. 10: Section transversale du voussoir courant VC4.

Tableau.VI 2: Estimation de la section des voussoirs.

Type du voussoir	La section (m²)	
Voussoir sur pile (VSP)	Sur le diaphragme S2	17.9
	Près des piles S1	9.78
Voussoir de clavage (VCL)	7.54	
Voussoir sur culée (VSC)	Sur le diaphragme S2	26.1
	Près de la culée S1	7.54
Voussoir courant (VC1)	7.54	
Voussoir courant (VC2)	$\frac{8.31+7.54}{2}$= 7.93	
Voussoir courant (VC3)	$\frac{9.10+8.31}{2}$= 8.71	
Voussoir courant (VC4)	$\frac{9.78+9.10}{2}$= 9.44	

Tableau.VI 3: Estimation du Poids des voussoirs.

Type de voussoir	Sections (m²)	Longueur (m)	Densité (KN/m³)	Nombre de voussoirs	Volume (m³)	Poids (KN)
VSP	9.78	L_1=8.00	25	02	228.08	5702.00
	17.9	L_2=2.00				
VSC	7.54	L_1=8.40	25	02	231.07	5776.80
	26.1	L_2=2.00				
VCL	7.54	2.80	25	01	21.110	527.80
VC1	7.54	4.10	25	12	370.97	9274.25
VC2	7.88		25	04	129.23	3230.80
VC3	8.71		25	04	142.84	3571.10
VC4	9.41		25	04	154.32	3858.10
					V_{Totale} (m³)	**1277.62**
					Gcp_{Totale}(KN)	**31940.85**

VI.4.1.1.2. Des éléments non porteurs (CCP) :

Les charges des éléments non porteurs ou les éléments complémentaires permanents (CCP) portent sur les éléments qui ne contribuent pas à la portance de la structure.

Avec : - L: longueur totale de l'ouvrage L=140 m.

a) Poids du revêtement :

C'est une charge surfacique, on a une couche de **8cm** avec un poids volumique de **24 KN/m³**.

$P_{rev} = e \times \gamma_{BB} \Rightarrow P_{rev} = 1.92$ KN/m²

Avec : -e : épaisseur de la couche de revêtement.

-γ_{BB} : Poids volumique du béton bitumineux.

b) Poids du trottoir :

C'est une charge surfacique, avec un poids volumique de **25 KN/m³**.

poids du trottoir gauche :

- **$P_{trottoir\ (gauche)} = e \times \gamma \Rightarrow P_{trottoir\ (gauche)} = 8.25$ KN/m².**

poids du trottoir droit :

- **$P_{trottoir\ (droit)} = e \times \gamma \Rightarrow P_{trottoir\ (droit)} = 6.5$ KN/m².**

Avec : - e : épaisseur du trottoir : gauche = **0.33m** et droit = **0.26m**.

c) Poids de la corniche :

C'est une charge linéaire, avec un poids volumique de **25 KN/m³**.

$P_{cor} = S_{COR} \times \gamma \Rightarrow P_{cor} = 2.62$KN/ml.

Avec : -S_{COR}= 0.1047m².

d) Poids des dispositifs de sécurité :

Les dispositifs de sécurité englobent les glissières de sécurité et le gardes corps.

1- Les glissières de sécurité :

D'après le RCPR, on choisit les glissières de sécurité de type BN4 avec un poids de **0.65KN/ml.**

D'où : PGl= 0.65x2 ⇒ **PGl=1.3 KN/ml.**

2- Garde de corps :

D'après le RCPR, les gardes corps sont des dispositifs métalliques ayant un poids de **1KN/ml.**

D'où : PGC= 1 x 1 ⇒ **PGC= 1KN/ml.**

- **Tableau récapitulatif :**

Tableau.VI 4:Récapitulation du poids des éléments complémentaires permanents en (KN).

Elément	Poids (en KN/ml)	Poids (en KN)
Revêtement	20.54	2876.16
Trottoir	12.75	1785.00
Corniche	2.620	366.800
Glissières de sécurité	1.300	182.000
Garde-corps	1.000	140.000

Tableau.VI 4:Valeurs finale Retenue du poids permanent G.

Poids propre totale du tablier Gcp (tablier) (KN)	31940.85
Poids des éléments complémentaires permanents Gccp (KN)	5349.96
Poids total permanent Gtotal (KN)	37290.81

VI.4.2. Charge due au trafic :

Les surcharges routières sur les ponts sont des charges additionnelles qui s'appliquent aux ponts routiers en raison du poids des véhicules qui les traversent. Les ponts sont conçus pour supporter un certain poids maximum, appelé charge maximale, qui est généralement déterminé par des codes de construction et des normes d'ingénierie.

Cependant, les véhicules qui traversent les ponts peuvent parfois dépasser cette charge maximale, soit de manière permanente (par exemple, les bus et les camions), soit de manière temporaire (par exemple, lorsque des camions transportent des charges lourdes).

Les surcharges routières peuvent être un facteur important qui affecte la sécurité et la durabilité des ponts routiers. Les ponts sont conçus pour supporter une certaine quantité de poids, mais les charges des véhicules qui les traversent peuvent parfois dépasser cette limite.

D'après le fascicule 61 titre II les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routier type A(l).
- Système de charge routier type B (système Bc, système Bt, et système Br).
- Système de charge militaire Mc 120.
- Convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs St.

- **Cas de chargement :**

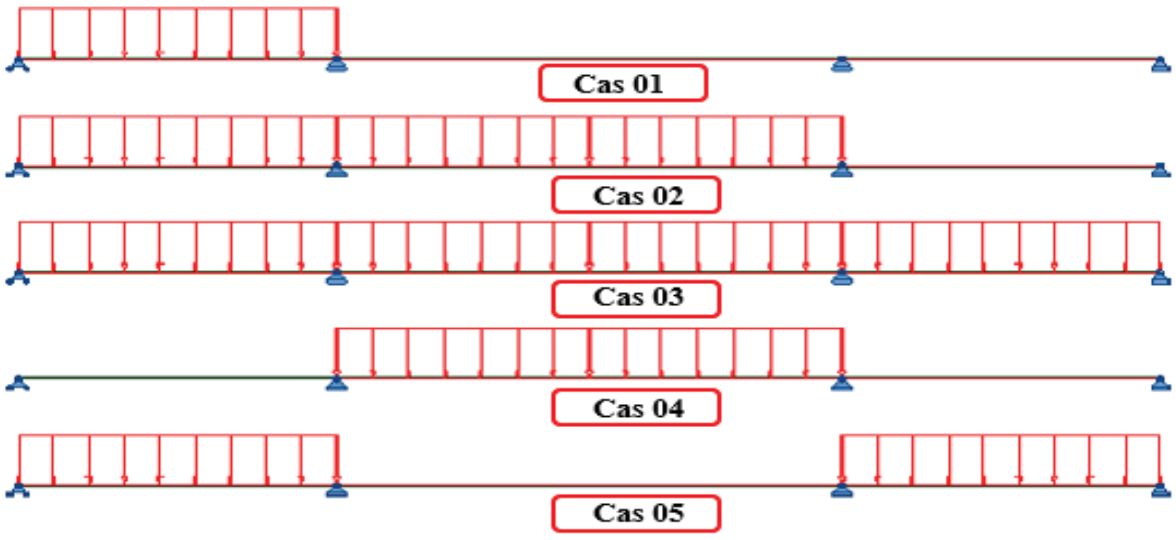


Figure. . VI11 : cas de chargement.

VI.4.2.1. Charge fixe :

VI.4.2.1.1. Système de charge A :

D'après les spécifications du document technique réglementaire RCPR, le système de charge correspond à une charge fixe surfacique uniformément répartie. Sa densité varie en fonction de la largeur de la voie chargée, ainsi que des coefficients issus d'une application spécifique à la classe de pont et au nombre de voies chargées.

Sa formule est donnée par : $\mathbf{A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12}}$ **(en KN/m²).**

Avec : L : la longueur de la travée chargée (en **m**).

Tableau.VI 5: Type de travée à considérer pour le calcul de A(l).

Type de travée	La longueur(m)
Centrale	62
De rive	39

Pour définir la valeur de A(l), il est nécessaire d'appliquer un multiplicateur $\mathbf{a_1}$ à la valeur de A(l), qui varie en fonction de la classe du pont et du nombre de voies, selon le tableau ci-dessous.si la valeur obtenue est inferieur à **4-0.02xl KN/m²** donc cette dernière sera prise en compte.

C'est-à-dire :

$$\mathbf{A_1 = max} \begin{cases} = a_1 \times A(l) \\ = 4 - 0.002 \times l \end{cases}$$

Tableau.VI 6: Valeurs du coefficient a_1 « Reference RCPR ».

Nombre de voie		1	2	3	4	>5
Classe du pont	Première	1	1	0.90	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.90	-	-	-
	Troisième	0.90	0.80	-	-	-

Et pour estimer la valeur de A(l) prise en compte dans les calculs on doit multiplier A_1 par un deuxième multiplicateur $\mathbf{a_2}$ donnée par : $\mathbf{a_2 = \frac{V_0}{V}}$

Avec : -V_0 : Valeur donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la classe du pont.

-V : Largeur d'une voie.

Tableau.VI 7 : Valeurs de V0 « Référence RCPR ».

Classe du pont	V0(m)
Première	**3.5**
Deuxième	3
Troisième	2.75

La charge A2= **a_2 x** A1 est répartie sur l'ensemble de la largeur de la voie en question.

Tableau.VI 8: Coefficient a_2 « RCPR ».

Largeur d'une voie(m)	a_2
3.5	1
2.5	1.4

- **Application numérique :**

Données :

- Nombre de voies : 2 voies de circulation de largeur 3.5m et une bande d'arrêt d'urgence de largeur 2.5m.
- Classe de pont : première classe.
- V_0= 3.5m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VI 9: Valeurs de A(l) retenues distribué sur un certain nombre de voies.

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m²)	A(L) en fonction de nombre de voie chargé (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	39	9.35	37.73	65.45	111.91
Cas 02	62	7,16	25,10	50,12	85,71
Cas 03	78	6,30	22,05	44,10	75,41
Cas 04	101	5,48	19,20	38,36	65,60
Cas 05	140	4,67	16.35	32.69	55.90

VI.4.2.2. Charges roulantes :

VI.4.2.2.1. Système de charge B :

Puisque notre pont est de première classe, le système de charge B correspondent à des charges roulantes, est composé de trois sous-systèmes distincts :

- Système de charge Bc.
- Système de charge Br.
- Système de charge Bt.

Par conséquent, il est nécessaire d'évaluer les effets de manière indépendante pour chaque élément du pont.

a) Système de charge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatiques et qui répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale du camion ..... **300 KN** .
- Charge portée par chacun des essieux arrière ..... **120 KN.**
- Charge portée par l'essieu avant..... **60 KN.**
- Longueur d'encombrement..... **10,50 m.**
- Largeur d'encombrement. .....**2,50 m.**
- Distance des essieux arrière..... **1,50 m.**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ..... **4,50 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu… ..... **2 m.**
- Surface d'impact d'une roue arrière..... **carré de 0,25 m de côté.**
  Surface d'impact d'une roue avant..... **carré de 0,20 m de côté.**

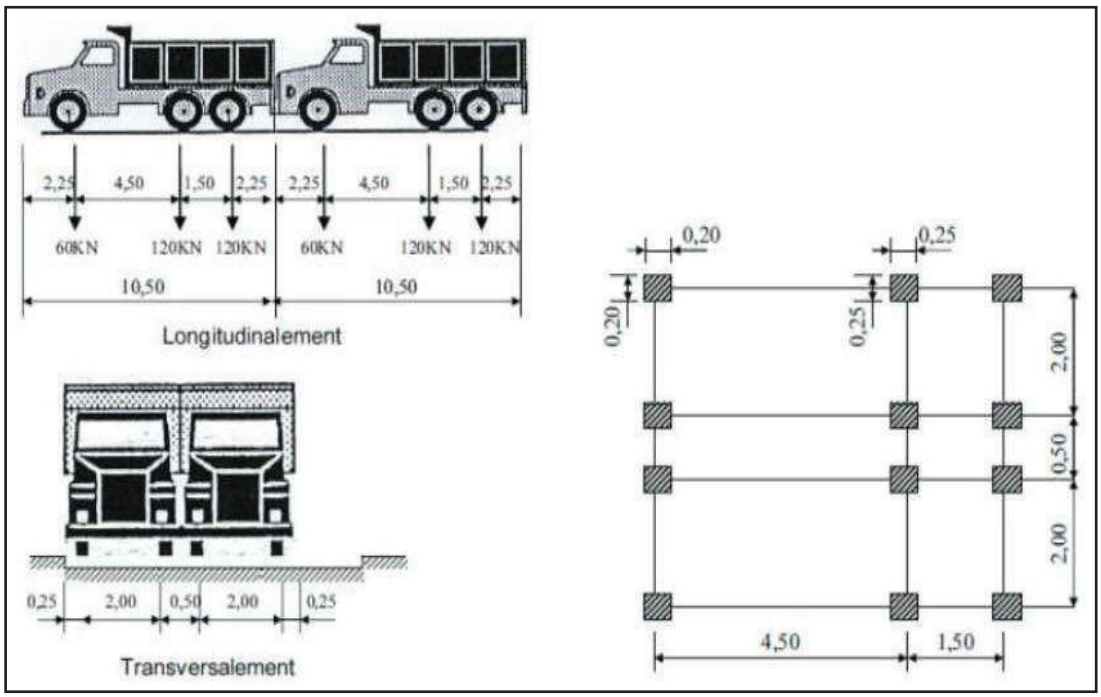


Figure. VI. 12: Système de charge Bc « RCPR ».

Pour charger une route, on utilise autant de voies de circulation qu'il y en a sur la chaussée, en les disposant dans la position la plus désavantageuse possible. Cependant, il peut être difficile de tester toutes les situations défavorables possibles.

- **Le nombre de camion à disposer :**
  - **Transversalement :** Le nombre de camions qui peut être chargé dépend du nombre de voies, où chaque voie de circulation est supposée être située dans une bande longitudinale de 2,50 m de largeur, qui peut être contiguë ou séparée des autres.
  - **Longitudinalement :** Le nombre de camions qui peuvent être chargés c'est maximum 2 camions Bc par voie de circulation, en les plaçant à une distance entre eux de 4.5m.

Les camions homologues sur différentes voies de circulation sont alignés dans la même direction.

Selon la classe du pont et le nombre de voies de circulation considérées, les valeurs des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients de pondération bc.

Tableau.VI 10: Coefficients de pondération bc.

	Nombre de voies				
Classe du pont	1	2	3	4	>5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	0.80	0.70	-	-
Troisième	1.00	1.00	-	-	-

- **Application numérique :**

S= Bc x bc Avec : Bc= Nc x Pc

- S : La charge maximale des camions.
- Nc : nombre de camions longitudinaux.
- Pc : le poids total d'un camion = 300KN.

Tableau.IV. 11: Valeurs de la charge S.

Nombre de voies	bc	Bc (KN)	S (KN)
1	1.2	600	720
2	1.1	1200	1320
3	0.95	1800	1710

b) Système de charge Br :

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une charge de 100 KN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0, 60 m et le côté longitudinal 0,30m, il peut être placé dans n'importe où sur la largeur roulable.

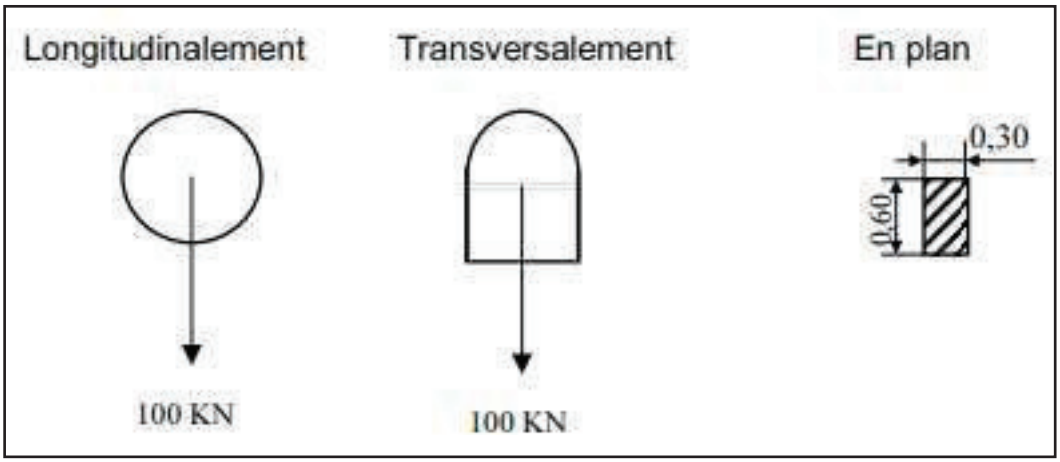


Figure. VI. 13: Système de charge Br « RCPR ».

c) Système de charge Bt (ESSIEU TANDEM) :

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

- Charge portée par chaque essieu. ..... **160 KN.**
- Distance des deux essieux..... **1,35 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu…..... **2 m.**

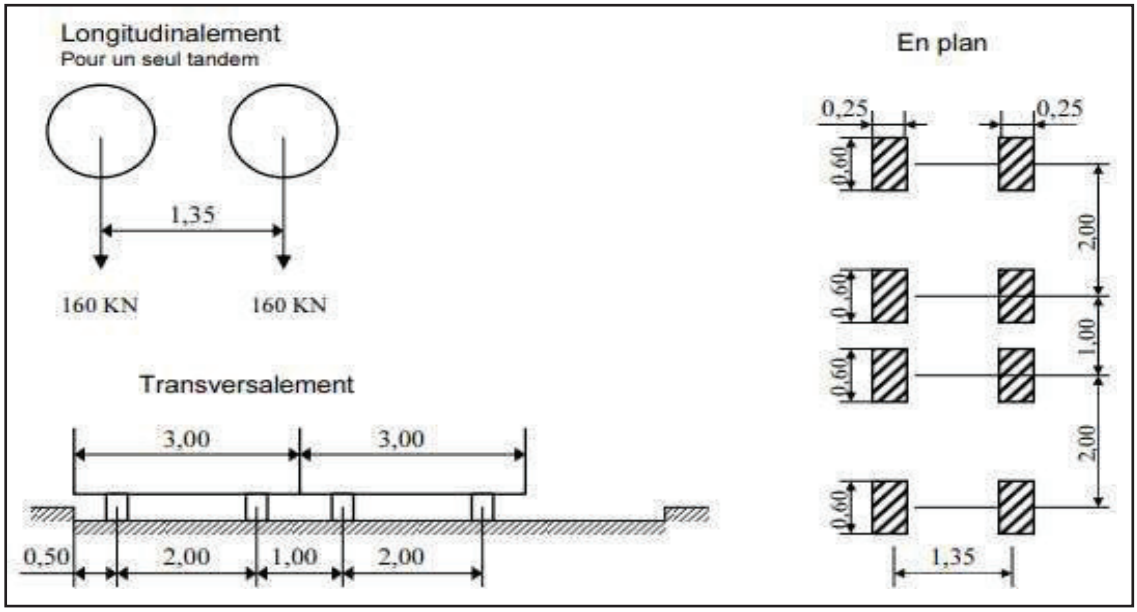


Figure. VI. 14: Système de charge Bt « Référence RCPR ».

Chaque roue qui porte une charge de 80 KN a une surface d'impact rectangulaire uniformément répartie sur la chaussée.

Cette surface à une longueur transversale de 0,60 m et une longueur longitudinale de 0,25 m. Les tandems sont supposés circuler sur l'axe d'une bande longitudinale de 3 m de largeur.

- **Le nombre de camion à disposer :**
  - **Transversalement :**

Le nombre de camions qui peut être chargé au maximum deux tandems Bt.

  - **Longitudinalement :**

Le nombre de camions qui peut être chargé est limité à 1 tandem Bt.

Les valeurs des charges du système Bt sont multipliées par différents coefficients bt en fonction de la classe du pont, donnée dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 12: Coefficient bt « Reference RCPR ».

Classe du pont	bt
Première	1.2
Deuxième	1

- **Application numérique :**

Tableau. VI 13: Valeurs de la charge maximale S.

Nombre de voie	Bt (KN)	bt	S (KN)
1	320	1.2	384
2	640	1	640

d) Charge militaire : MC120

Un véhicule type du système Mc 120 correspond à une charge roulante comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale ..... **1100 KN.**
- Longueur d'une chenille ..... **6,10 m.**
- Largeur d'une chenille. ..... **1,0 m.**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. ..... **3,30 m.**

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé, les valeurs des charges du système Mc120 ne sont pas multipliées par les coefficients de pondération.

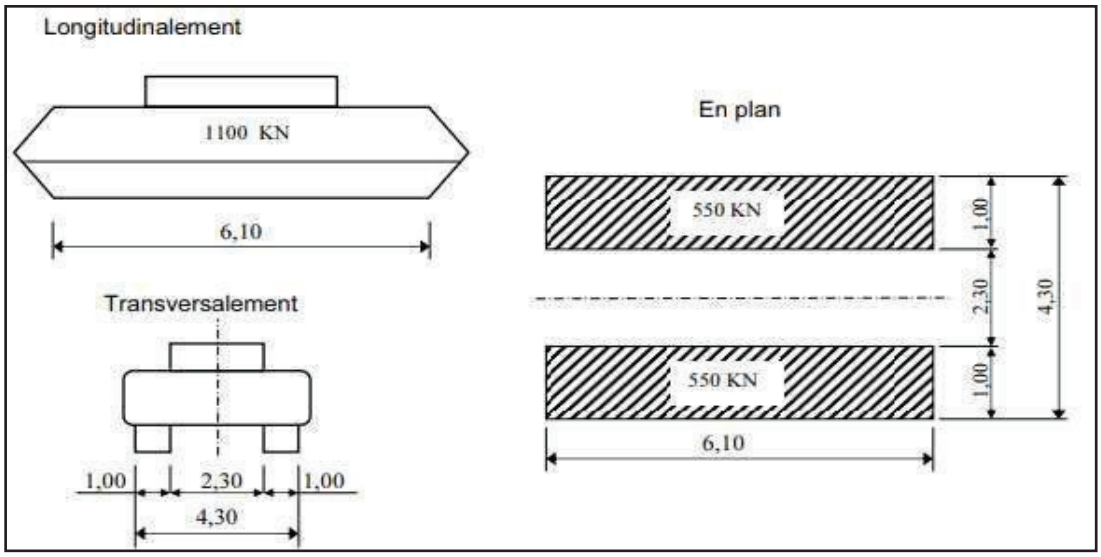


Figure. VI . 15: Système de charge MC120 « Reference RCPR ».

- **Dans le sens transversal :** on peut charger un seul convoi.
- **Dans le sens longitudinal :** on peut charger deux convoie ou plus à condition d'une distance de 30.5m entre les convois donc la longueur de l'ouvrage doit être supérieur à 42.7m.

- **Application numérique :**

Tableau.VI 14: Valeur de la charge maximale S.

Nombre de voies chargé	S= Nc x Pc (KN)
1	1100

e) Charge exceptionnelle : D240

Le convoi type D240 c'est une charge roulante aussi, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

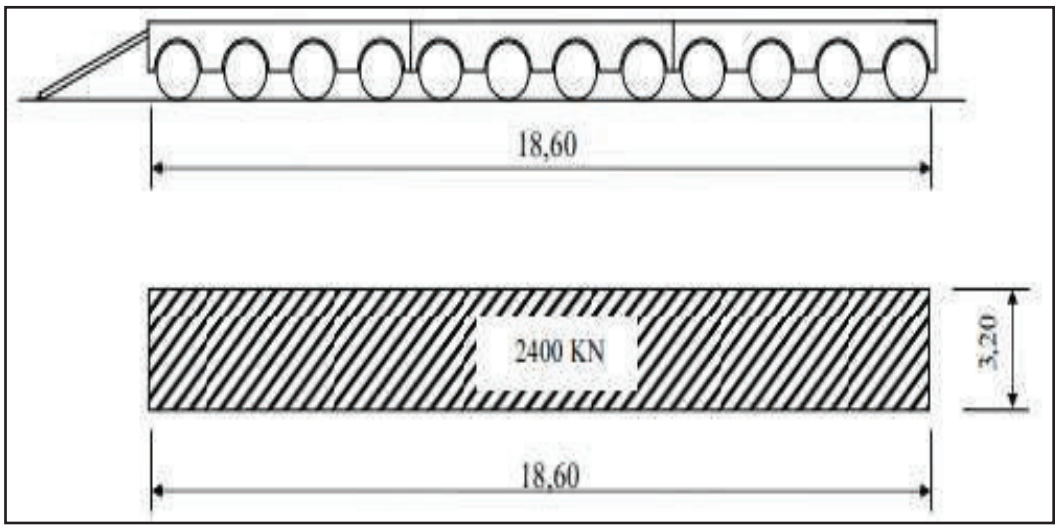


Figure. VI 16: Convoi D240 « Reference RCPR ».

- La charge surfacique : $N = \frac{P}{S} = \frac{2400}{18*3.3}$ ⇒ **N=40.33KN/m².**

VI.4.2.2.2. Coefficient de majoration dynamique :

Le coefficient de majoration dynamique est utilisé pour les systèmes B et MC120. Il permet de convertir une étude dynamique en une étude pseudo-dynamique, en remplaçant les charges dynamiques par des charges statiques multipliées par ce coefficient.

Le convoi D240 n'est pas soumis à cette majoration car il se déplace lentement (vitesse de 10 km/h selon le RCPR), et sa charge est considérée directement comme une charge statique.

Le coefficient de majoration dynamique est donné par la formule :

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2xL} + \frac{0.6}{1+4x\frac{G}{S}}$$

Avec : -L : Longueur d'élément chargé (m).

-G : charge permanente de la longueur chargé (KN).

-S : charge maximale du camion sont déjà calculées.

- **Application numérique :**

Dans le tableau ci-dessous résument les valeurs du coefficient de majoration pour le différent système de charges :

Tableau.VI 15: Valeurs de coefficient de majoration dynamique.

Cas de charge	L(m)	G(KN)	Bc			Bt		Br	Mc120
			1voie	2voies	3voies	1voie	2voies		
Cas 01	39	9297.46	1.06	1.07	1.07	1.05	1.06	1.05	1.06
Cas02	62	13345.92	1.04	1.04	1.05	1.03	1.04	1.03	1.04
Cas 03	78	18594.92	1.03	1.03	1.04	1.03	1.03	1.02	1.03
Cas 04	101	22643.38	1.02	1.03	1.03	1.02	1.02	1.02	1.03
Cas 05	140	31940.84	1.02	1.02	1.02	1.02	1.02	1.01	1.02

VI.4.2.3. Surcharge sur trottoir St :

Selon le RCPR on applique sur le trottoir une charge uniforme de **1.5 KN/m²** sur la largeur totale du trottoir.

VI.4.2.4. Effort de freinage :

Réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée. Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.
Pour avoir la valeur de l'effort de freinage on dispose les surcharges A et Bc d'une manière à avoir le cas le plus défavorable pour l'ouvrage, donc pour avoir l'effort de freinage maximal.

a) La charge A(l) :

La formule de l'effort de freinage correspondant au système de charge A est donnée

Par : $\mathbf{F=\frac{S}{20+0.0035xS}x\,(L)}$ Avec : S : la surface est chargée (en m²).

- **Application numérique :**

Tableau.VI 16: Valeur de l'effort de freinage du système A(L).

Cas de charge	L(m)	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	39	62.05	121.81	162.7
Cas 02	62	74.84	144.4	191.16
Cas 03	78	82.07	157	206.62
Cas 04	101	91.22	172.4	225.11
Cas 05	140	105.37	195.33	251.92

b) Système Bc :

D'après le règlement **RCPR** Pour le système de charge Bc, chaque essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques, Cependant les coefficients bc de pondération s'appliquent aux efforts de freinage développés par le système Bc Donc : F_B = **Bc x bc**. On calcule pour un camion disposé longitudinalement :

Tableau.VI 17: Efforts de freinage pour Bc.

Nombre de voies	bc	Bc (KN)	F_B (KN)
1	1.2	300	360
2	1.1	600	660
3	0.95	900	855

VI.5. Charges thermiques :

VI.5.1. Variation uniforme :

L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone de climat tempéré (Algérie du nord).Les effets de température ont été calculés à la norme de référence **RCPR** et les valeurs adoptées pour la variation de température uniforme sont reprise ci-après :

- Température maximale de l'air **Tmax = 35°C.**
- Température minimale de l'air **Tmin = -15°C.**

VI.5.2. Gradient thermique :

D'après le règlement **RCPR** notre ouvrage est de Type 3 (tablier béton) donc le gradient thermique qui résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse :

- En phase de service est admis à **ΔT (ΔΘ) = ± 7°C.**
- En phase de construction à **ΔT (ΔΘ) = ± 12°C.**

Tableau.VI 18: Gradient thermique.

	En phase de construction	En service
	Gradient(°c)	Gradient(°c)
Type 01 (tablier métallique)	±18	±10
Type 02 (tablier mixte)	±15	±8
Type 03 (tablier béton)	±12	±7

VI.6. CONCLUSION :

Au cours de ce chapitre, nous avons examiné les diverses charges et surcharges routières qui affectent notre structure, en nous appuyant sur le guide RCPR. En définissant correctement les charges, nous pouvons déterminer les sollicitations les plus réalistes exercées sur notre ouvrage.

CHAPITRE Ⅶ :

ÉTUDE LONGITUDINALE DU TABLIER

VII.1. INTRODUCTION :

En général, pour étudier le comportement d'un tablier de pont, on commence par examiner sa structure dans le sens longitudinal, puis on examine ensuite le sens transversal. Les ponts construits en encorbellements successifs sont des ouvrages qui nécessitent une attention particulière lors de leur dimensionnement et de leur justification, car ils doivent prendre en compte les différentes phases de construction, ce qui représente un volume de calcul important et peut conduire à des résultats peu fiables. Par conséquent, l'utilisation de méthodes numériques est indispensable pour mener à bien ces études et concevoir efficacement diverses structures de génie civil. Pour ce faire, nous utiliserons deux logiciels spécialement conçus pour l'étude et le dimensionnement de ces structures, en particulier pour les ponts en encorbellement successif, qui doivent être calculés à la fois pendant la phase de construction et pendant la phase de service.

VII.2. STABILITÉ DES FLÉAUX AU COURS DE CONSTRUCTION :

VII.2.1. Phase de construction d'un fléau :

Pour la construction d'un fléau, on commence par une pile centrale et on construit deux demi-travées en console de chaque côté de la pile, les segments successifs sont construits de manière symétrique de chaque côté de la pile. Notre ouvrage possède 3 travées donc on tente de réaliser 2 fléaux.

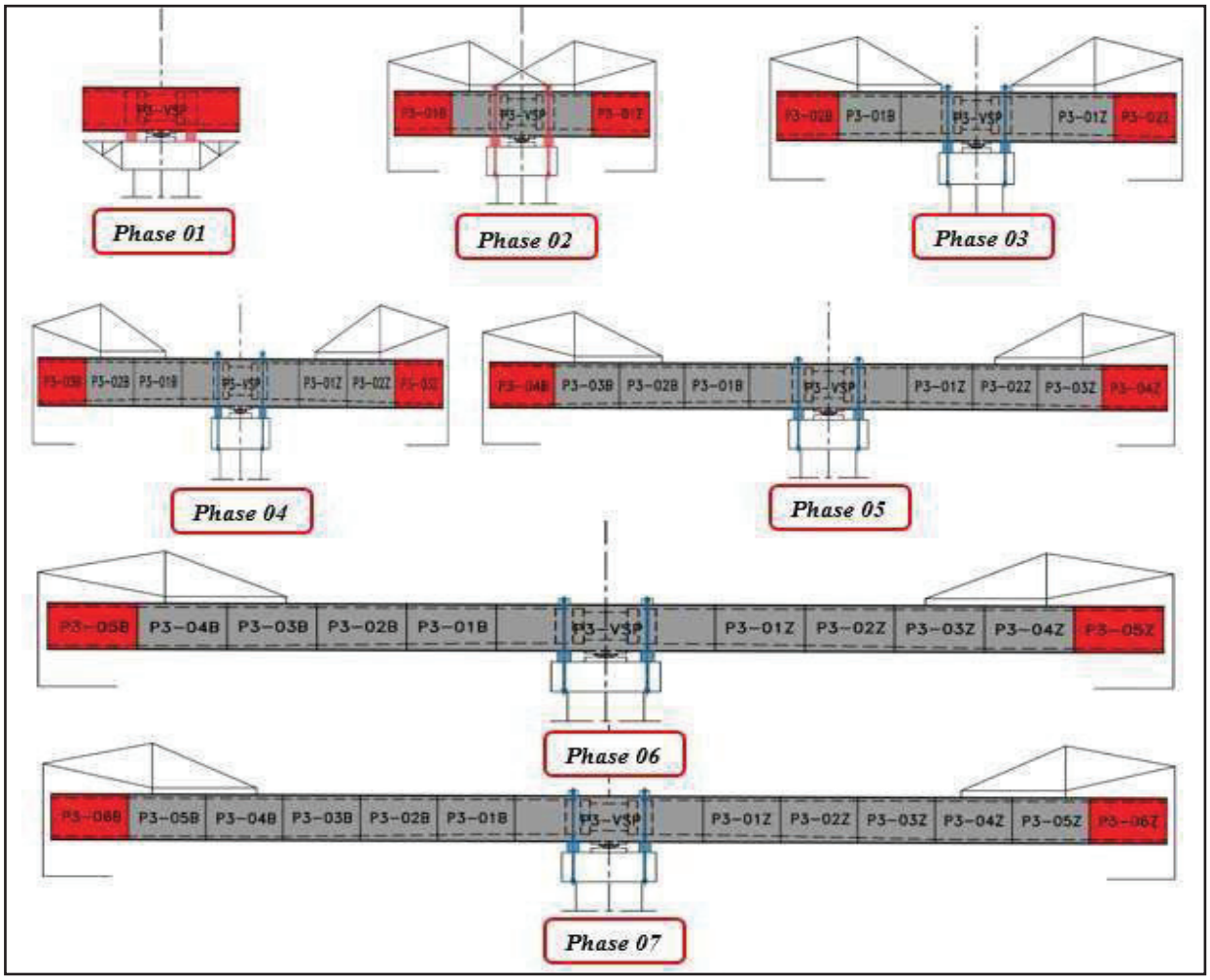


Figure. Ⅶ 1: Les différentes phases de construction d'un fléau.

VII.2.2. Poids propre du fléau :

Le poids propre du fléau est déterminé en utilisant la section transversale et le poids volumique de 25 KN/m². Pour obtenir le poids maximal Gmax, le poids d'une moitié du fléau est augmenté de 2%, tandis que pour obtenir le poids minimal Gmin, le poids de l'autre moitié est réduit de 2%. Cette méthode permet d'obtenir le scénario le plus défavorable pour ce qui est des charges variables ou accidentelles. Telle que : **G_{max} = G x 1.02** et **G_{min} = G x 0.98.**

Tableau.Ⅶ 1: Poids des voussoirs.

Type de voussoirs	Poids (KN)
(½)VSP	1425.5
VC1	772.85
VC2	807.7
VC3	892.8
VC4	964.53

Tableau.Ⅶ 2: Évaluation des poids propres pour un demi-fléau.

Phase	Fléau minoré		Fléau majoré	
	G (KN)	Gmin (KN)	G (KN)	Gmax (KN)
Phase 01	1425.5	1397	1425.5	1454.01
Phase 02	2390.03	2342.2	2390.03	2437.8
Phase 03	3282.83	3217.17	3282.83	3348.5
Phase 04	4090.53	4008.72	4090.53	4172.34
Phase 05	4863.38	4766.11	4863.38	4960.65
Phase 06	5636.23	5523.5	5636.23	5748.95
Phase 07	6409.08	6280.9	6409.08	6537.26

VII.2.3. Charges variables d'exécution :

VII.2.3.1. Charges de chantier connues :

Dans le cas des ponts construits par encorbellement successifs coulé sur place, la charge Principale à considérer est le poids de l'équipement mobile, appelé Q_{PRCI}, qui correspond à la moitié de la charge la plus lourde (VSP).

Il est important de noter que lors des calculs, ces charges doivent être augmentées de 6% du côté où se trouve la charge la plus lourde, ou réduites de 4% du côté opposé (Q_{PRCI} max ou Q_{PRCI} min).

$$\begin{cases} Qprc1\ max = (\frac{1}{2}VSP) \times 1.06 = \mathbf{1511.03\ KN.} \\ Qprc1\ min = (\frac{1}{2}VSP) \times 0.96 = \mathbf{1368.48\ KN.} \end{cases}$$

VII.2.3.2. Charges de chantier aléatoires :

Ces charges se réfèrent aux matériaux stockés sur le pont, aux petits équipements de chantier (tels que les compresseurs), au personnel et aux charges climatiques qui ne sont pas prises en compte ailleurs. Pour couvrir ces charges, deux types de charges sont utilisés :

- Une charge uniformément répartie de 200 N/m2 sur un demi-fléau :

Pour une largeur b = 12m. ⇒ **Qpra1 = 2.5 KN/ml.**

- Une charge concentrée de **(50+5b)** appliquée à l'extrémité du dernier voussoir :

Pour une largeur b = 12.5m. ⇒ **Qpra2 = 112.5 KN.**

Avec : b : représente la largeur de la dalle supérieure.

VII.2.3.3. Charges accidentelles :

Elle représente dans les ouvrages coulés sur place, la chute de l'équipage mobile vide est estimée en multipliant le coefficient dynamique de 2, qui prend en compte l'énergie accumulée lors de la déformation de la moitié du fléau concerné par la chute, par le poids de l'équipage Q inversé : ⇒ **FA = -1511.03 KN.**

VII.2.4. Combinaisons d'action :

Lors de la construction de ponts par encorbellement successifs, il est crucial de garantir la stabilité des fléaux sur les piles avant leur fixation au fléau voisin ou à la partie coulée sur cintre. Le risque à éviter à cette étape est le basculement du fléau sur la pile, ce qui pourrait causer de graves dommages.

Pour évaluer ce risque, il est important de considérer deux types de combinaisons proposées par le guide SETRA, qui pourraient créer des déséquilibres :

- Combinaison en situation temporaire de construction de type(A).
- Combinaison accidentelle en situation de construction de type (B).

VII.2.4.1. En situation temporaire de construction (TYPE A) :

Pour les constructions réalisées par coulage sur place, il est supposé que les deux équipages ont avancé et qu'un des deux voussoirs a été bétonné, tandis que l'autre reste à bétonner ou doit être vidangé en raison d'un défaut dans le béton.Il est impératif de tenir compte de ce déséquilibre de manière systématique, même si la cinématique de la pose ou du bétonnage prévoit des opérations simultanées. Par conséquent, le bras de levier est étudié avec un déséquilibre d'un voussoir. Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont :

- Combinaison A1:1,1(G max+G min) + 1,25(Qprc1max+Qprc1 min) + 1,25(Qpra1+Qpra2).

-Combinaison A2:0.9(G max+G min) + 1,25(Qprc1max+Qprc1 min) +1,25 (Qpra1+ Qpra2).

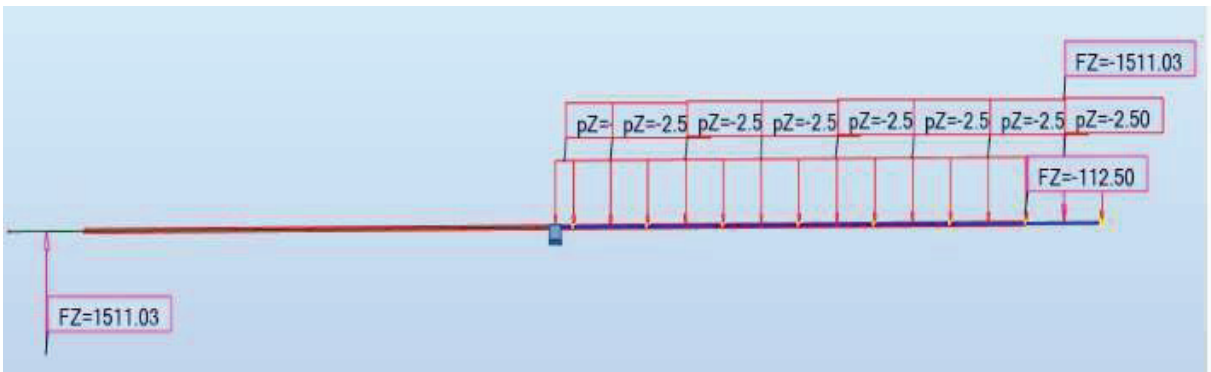


Figure. Ⅶ 2: Application de la combinaison d'action de type A.

VII.2.4.2. En situation accidentelles de construction (TYPE B) :

Il s'agit d'une situation où un élément mobile pourrait chuter, et par conséquent, la structure doit être capable de supporter cette chute. Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont :

- **Combinaison Bl :** 1,1 (G max + G min) + Qprc1 max + FA + (Qpral + Qpra2).
- **Combinaison B2 :** 0.9 (G max + G min) +Qprc1 max + FA + (Qpral + Qpra2).

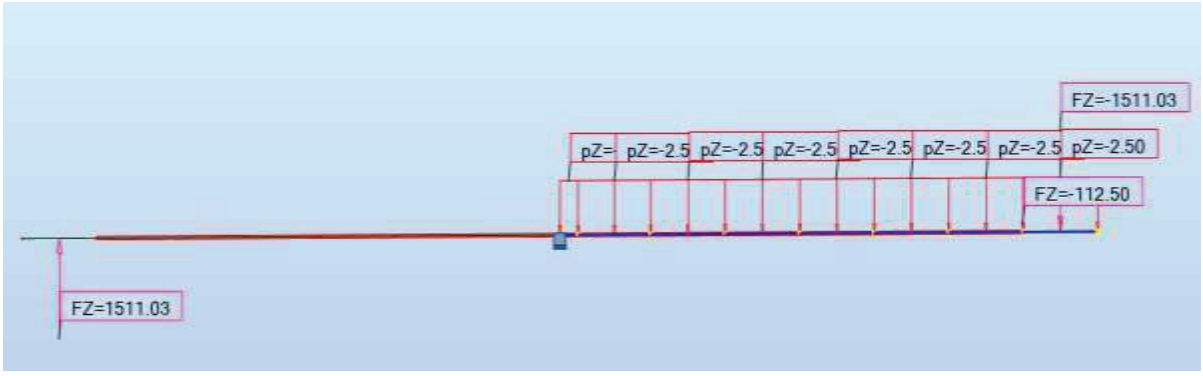


Figure. VII 3: Application de la combinaison d'action de type B.

VII.3. EVALUATION DES EFFORTS :

VII.3.1. Présentation du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS :

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional d'Autodesk est un outil collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour aider à maintenir un avantage concurrentiel. Ce logiciel est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à des algorithmes non linéaires, un maillage automatique par éléments finis puissant et une gamme complète de normes de conception, fournissant des résultats pratiquement instantanés.



En plus de ses capacités de calcul avancées, Robot Structural Analysis Professional offre également une interopérabilité exceptionnelle grâce à ses liens bidirectionnels 3D vers d'autres produits Autodesk, permettant un flux de travail collaboratif fluide.

VII.3.2. Modélisation du fléau :

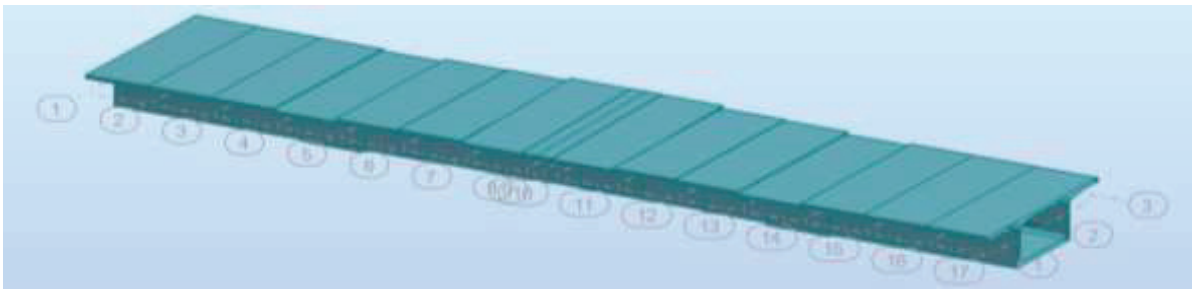


Figure. VII 4: Modèle du fléau sur Robot Structural Analysis.

Tableau.Ⅶ 2 : Tableau de chargements.

	Cas	Type de charge	Liste			
	1:G	poids propre	1A16	Structure enti	-Z	Coef=1,00
	2:GmaxA	poids propre	9A16	Partie de la st	-Z	Coef=1,02
	3:GmaxB	poids propre	9A15	Partie de la st	-Z	Coef=1,02
	4:Gmin	poids propre	2A8	Partie de la st	-Z	Coef=0,98
	5:Qprc1 max	force sur barre	16	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-1511,03
	6:Qprc1 min	force sur barre	1	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-1368,48
	7:Qprca1	charge uniforme	9A16	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,50
	9:FA	force sur barre	1	FX=0,0	FY=0,0	FZ=1511,03
	8:Qprca2	force nodale	16	FX=0,0	FY=0,0	FZ=-112,50

Tableau.Ⅶ 3: Tableau de combinaisons de charges.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
10 (C)	A1	Combinaison lin	ELU	poids propre	(2+4)*1.10+(5+6+7+8)*1.25
11 (C)	A2	Combinaison lin	ELU	poids propre	(2+4)*0.90+(5+6+7+8)*1.25
12 (C)	B1	Combinaison lin	ACC	poids propre	(3+4)*1.10+(5+7+8+9)*1.00
13 (C)	B2	Combinaison lin	ACC	poids propre	(3+4)*0.90+(7+8+9+5)*1.00

Pour évaluer les efforts, en supposant que le tablier fonctionne comme une poutre à deux appuis dans ce modèle. Les tableaux ci-dessous résument les maximums d'effort obtenu de la 7ème phase.

Tableau.Ⅶ 4: Évaluation de l'effort tranchant (KN) pour un demi-fléau.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	9286.76	7983.96	7995.39	6850.22
Fin VSP	7665.63	6654.71	6377.38	5524.12
Fin VC4	6563.65	5750.88	5277.54	4622.49
Fin VC3	5577.52	4941.72	4293.96	3815,88
Fin VC2	4669.90	4196.78	3388.97	3073.56
Fin VC1	3789.89	3474.46	2511.46	2353.74
Fin VC1	2909.65	2751.94	1633.78	1633.78
Fin VC1	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau.Ⅶ 6: Évaluation du moment fléchissant (KN.m) pour un demi-fléau.

Position	Combinaison A1	Combinaison A2	Combinaison B1	Combinaison B2
Axe VSP	149850.04	132259.53	115339.55	102092.69
Fin VSP	107918.00	96030.03	79857.29	71524.58
Fin VC4	78778.05	70625.43	55986.48	50743.65
Fin VC3	53889.05	48705.93	36365.17	33445.23
Fin VC2	32880.00	29970.32	20613.96	19320.77
Fin VC1	15538.54	14245.29	8518.75	8195.43
Fin VC1	1804.49	1481.17	21.01	21.01
Fin VC1	0.00	0.00	0.00	0.00

VII.3.3. Stabilité des fléaux par précontrainte de clouage :

La stabilité des fléaux par précontrainte de clouage des ponts construits par encorbellement successif fait référence à la capacité du pont à maintenir sa forme et à résister au cours de construction. La méthode adoptée se concentre sur l'étude d'un cas particuliers de fléaux qui reposent sur deux rangées de cales provisoires clouées sur des piles et soutenues par deux rangées de câbles, en supposant que les voussoirs reposant sur les piles sont rigides et ne subissent aucune déformation.

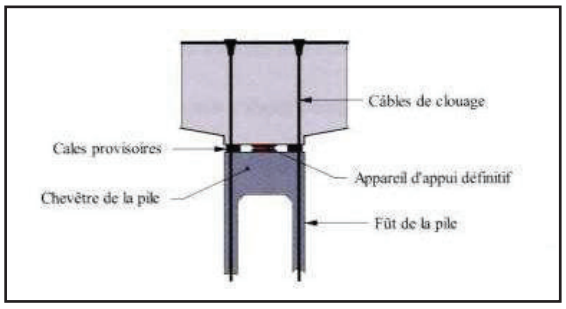


Figure. VII 5: Schéma de clouage sur pile.

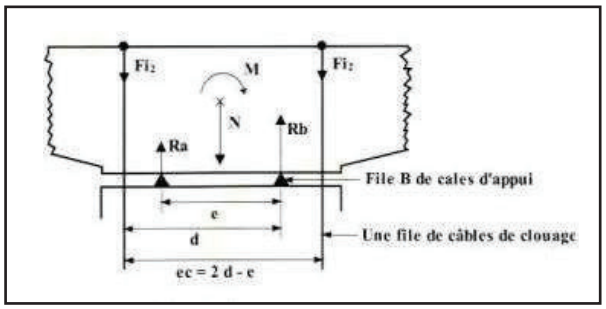


Figure. VII 6: Géométrie du système de clouage.

VII.3.3.1. Calcul le nombre de câbles :

Les câbles nécessaires à la construction sont déterminés en utilisant les sollicitations résultantes M et N des combinaisons A et B, avec "e" représente l'excentricité entre les axes des deux cales provisoires.

En premier lieu, on se met à calculer l'excentricité puis le rapport M/N de chaque combinaison.

L'aménagement de la tête de pile donne e = 4m ⇒ e/2 = 2m.

- si $\frac{M}{N} < \frac{}{2}$: Il est peu probable que le fléau bascule, ce qui signifie que les câbles de clouage ne sont pas strictement nécessaires sur le plan théorique.
- Si $\frac{M}{N} > \frac{e}{2}$: Il est nécessaire d'utiliser des câbles de clouage pour équilibrer le fléau.

Le nombre de câbles requis est déterminé à l'aide de cette formule : $\mathbf{n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1-\rho)F_{P_0}}}$.

Avec : $\boldsymbol{\rho}$: L'estimation initiale des pertes 25%.

$\mathbf{F_{P_0}}$ **:** Effort de précontrainte d'un câble de 12T15s classe 1860.

$\mathbf{F_{P_0}}$ = min (0.8 Fprg, 0.9 Fpeg) × S d'où F_{P_0}= 1640 MPA.

Les résultats de la comparaison entre M/N et e sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.VII 7: Comparaison du rapport M/N et l'excentricité e.

Combinaison	ΔM(KN.m)	ΔN(KN)	ΔM/ΔN(m)	e/2(m)	Observation	n
CombinaisonA1	29240.91	17053.63	1.71	2	Pas de risque	/
CombinaisonA2	24376.24	14649.79	1.66	2	Pas de risque	/
CombinaisonB1	90079.77	12540.19	7.18	2	Risque	5.17
CombinaisonB2	89560.12	10294.07	8.7	2	Risque	5.48

D'après les résultats obtenus il est nécessaire et obligatoire d'utiliser des câbles verticaux de précontrainte pour assurer la stabilité du fléau.
Ainsi, nous avons opté pour une disposition de **12 câbles** de **12T15s**, répartis en six groupes de câbles de chaque côté, de manière à obtenir un nombre pair de câbles.

VII.3.3.2. Calcul des surfaces des cales :

Les cales ont une surface qui est compressée à une contrainte maximale f_{bu} en raison de la réaction exercée. Étant donné que le béton des cales est soumis à des forces de frottement, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf}. Lors du dimensionnement de la surface des cales, la combinaison à prendre en compte est celle de la situation accidentelle, qui entraîne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$f_{cf} = f_{cj} \times (1+2 \frac{fcj}{fcj}\rho t)$. Avec **ρt :** le pourcentage d'acier dans un noyau fretté < 4%.

Pour un ρt de 2% $f_{cf} = 20 + 40 = 60$MPa.

Tableau.Ⅶ 5: Valeur de fbu.

Combinaison	θ	Ɣb	fbu
Type A	1	1.5	22.67
Type B	0.85	1.15	34.78

Les valeurs limites de calcul pour éviter le fendage de la pile sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau.Ⅶ 6: Valeurs limite de la contrainte de compression.

Types de combinaisons à l'ELU	*f*c lim
Combinaison fondamentale ne comportant que des actions permanentes	0,61 à 0,65*f*cj
Combinaison fondamentale avec actions variables	0,72 à 0,75*f*cj
Combinaisons accidentelles	0,94 à 0,98*f*cj

La surface des cales est donnée par la formule suivante :

$S=2 \times a \times b = \frac{R}{fcmax}$; Avec : $R = \frac{\Delta M}{2} + \frac{\Delta N}{e} + Fi$; $Fi = (1-\rho) \times n \times F_{P0}$

- **Calcul de R :**
  - Pour le cas de situation temporaire : $\mathbf{Ra} = \frac{N}{2} - \frac{M}{e} + Fi = 0$ **et** $\mathbf{Rb} = \frac{N}{2} + \frac{M}{e} + F.$
  - Pour le cas de situation accidentelle :

Pour déterminer si la cale est soulevée, il est nécessaire de calculer la valeur de Ra.

- si Ra > 0 : La cale n'est pas soulevée, pour cela Rb se calcule comme précédemment.
- si Ra < 0 : La cale est soulevé, alors : $\mathbf{Rb} = \frac{e}{K1} \times (Fi \times K4 \times N + M)$.

Avec : - $K1 = D^2 + (D-e) = 22.58$.
- $K2 = D^3 + e \times (2d - e) \times (d-e) = 29.16$.
- $K3 = 2K1 - e^2 = 118.94$.
- $K4 = (2d - e) \times \frac{K2}{e \times D^2} = 7.27$.

Tableau.Ⅶ 7: Dimensions des cales.

Combinations	Ra (MN)	Rb (MN)	S(m²)	S/2 (m²)	a(m)
A1	/	/	/	/	/
A2	/	/	/	/	/
B1	-4.29	39.45	1.13	0.57	1.2
B2	-5.29	37.91	1.09	0.54	1.2

On prend 4 cales disposés 2 par lignes ayant une dimension de **(1.2m x 0.6m).**

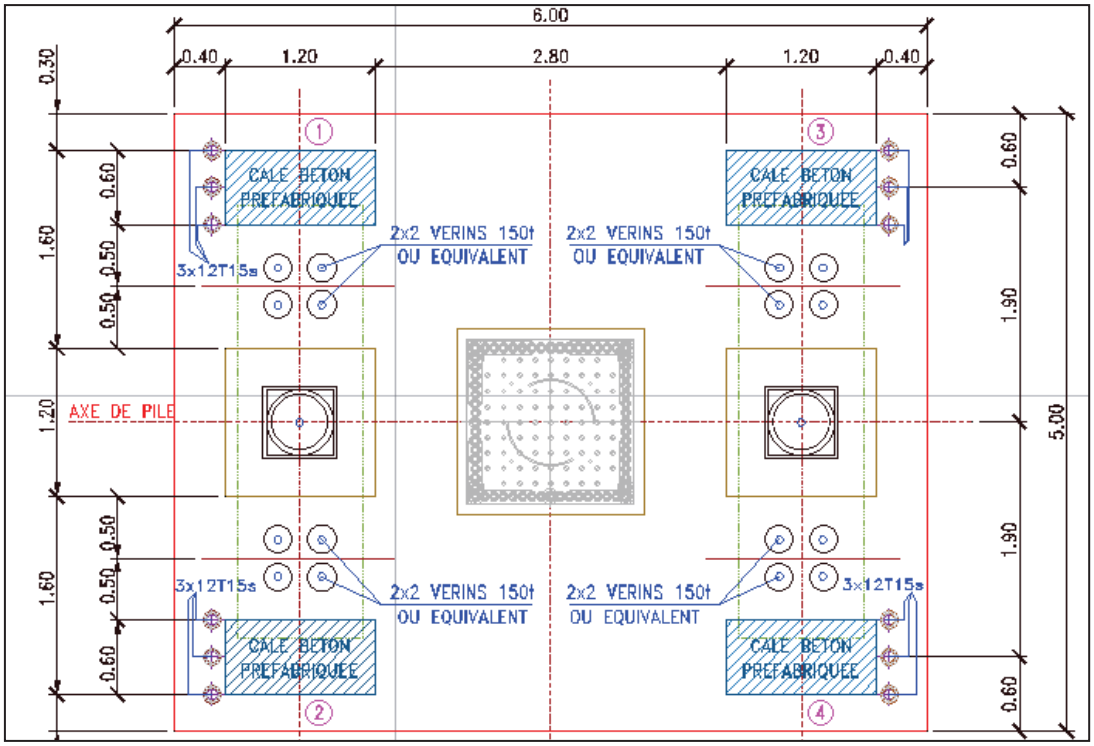


Figure. Ⅶ 7 : Aménagement des têtes piles en phase de construction.

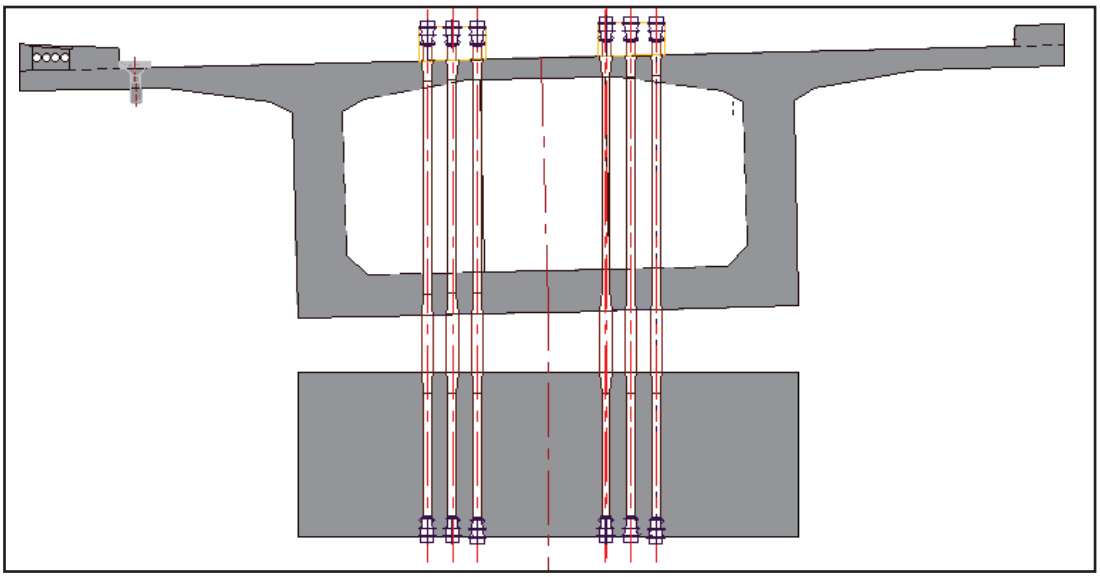


Figure. Ⅶ 8: Coupe transversale (en voiles).

VII.4. ANALYSE DES SOLLICITATIONS DE LA SUPERSTRUCTURE :

VII.4.1. Phases de réalisation du tablier :

La réalisation du viaduc V2 de l'évitement de la ville Boumerdes qui représente de thème de notre étude peut comporter les phases suivantes :

- Réalisation du premier fléau.
- Réalisation du deuxième fléau.

Après avoir réalisé les deux fléaux, il nous reste un vide entre les deux fléaux, c'est le voussoir de clavage et deux vides dans les deux extrémités des fléaux c'est les voussoirs sur culée.

- Réalisation des voussoirs sur culée.
- Réalisation du voussoir de clavage.

Voici ci-dessous des photos illustratives des différentes phases de construction de notre ouvrage :

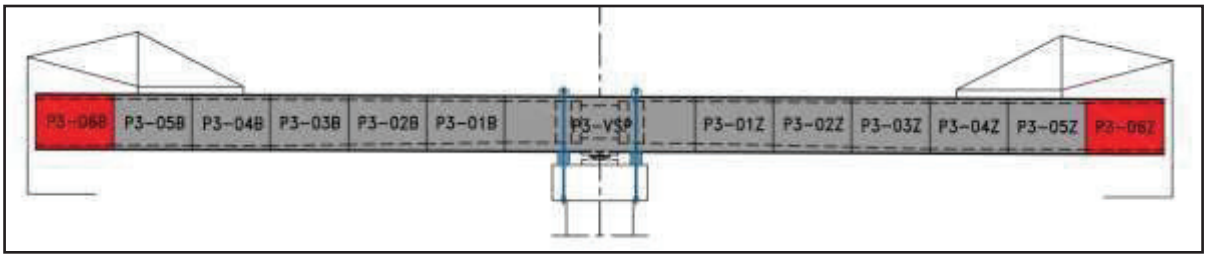


Figure. VII 9: Phase 01 Réalisation du premier fléau.

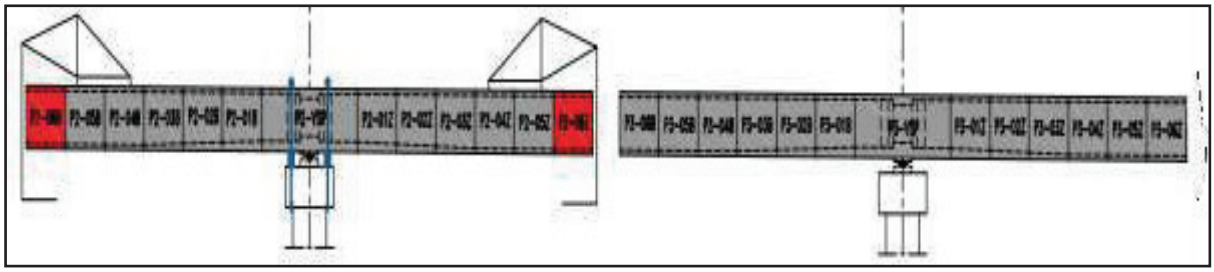


Figure. VII 10: Phase 02 Réaliser le deuxième fléau.

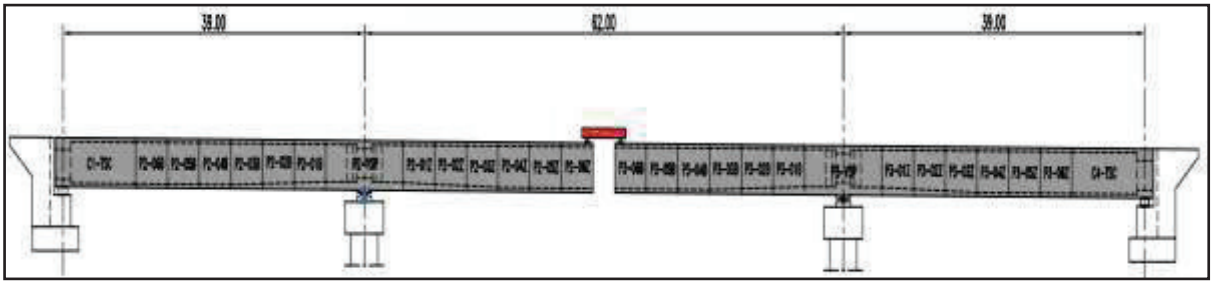


Figure. VII 11: Phase 03 Réaliser les voussoirs sur culée.

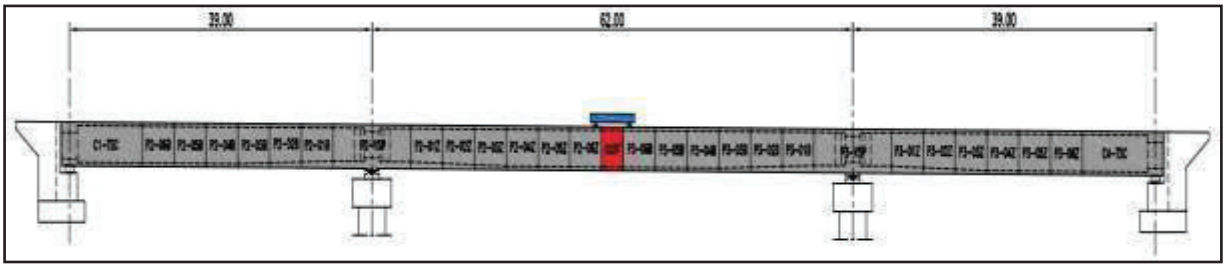


Figure. VII 12: Phase 04 Réalisation du voussoir de clavage.

VII.4.2. Modélisation de la superstructure :

VII.4.2.1. Objectif de la modélisation :

Est une partie très importante pour l'étude d'une structure, le but de cette modélisation est de créer un modèle numérique en éléments finis qui permet de décrire d'une manière approfondie le comportement réel du pont sous différents conditions et charges extérieures.

La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car ce dernier regroupe à la fois domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

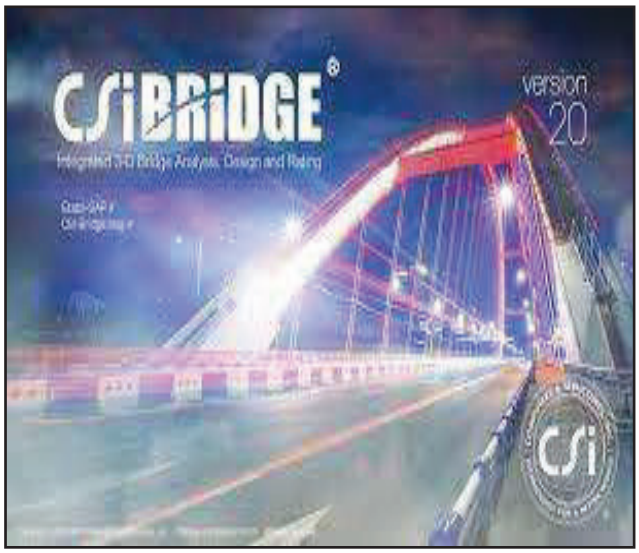
VII.4.2.2. Les étapes à suivre pour la modélisation d'un ouvrage d'art :

- Introduire la géométrie de la structure.
- Introduire les différentes sections de l'ouvrage.
- Introduire les matériaux à utiliser (béton, acier, précontrainte…).
- Introduire les appuis et leurs conditions aux limites.
- Introduire les charges, surcharges et les combinaisons d'actions entre eux.
- Analyser le modèle et lancer les calculs.
- Interprétation des résultats.

VII.4.2.3. Présentation du logiciel CSI Bridge :

CSI Bride est un logiciel de calcul des efforts internes, édité par *computers and structures INC*.

Dans CSI Bridge, les trois premières lettres signifient *Structural analysis program (programme d'analyse structural)*. Ce logiciel, qui en est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de pont, d'édifices et de barrages, etc.



Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique où autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.,

il traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion…). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlement américain et autres.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure avec des compléments de conception et de vérification des structures, il est caractérisé par sa rapidité de modélisation avec un maillage automatique par MEF fait par le logiciel.

A- Définition de la superstructure :

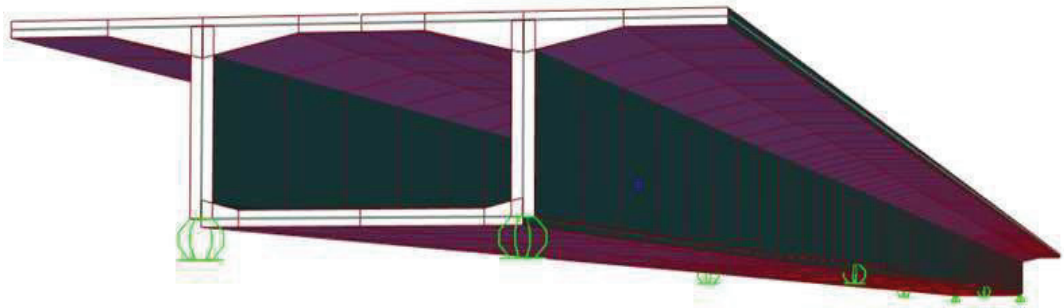


Figure. VII 13: Modèle de la section transversale du voussoir du pont sur CSI Bridge.

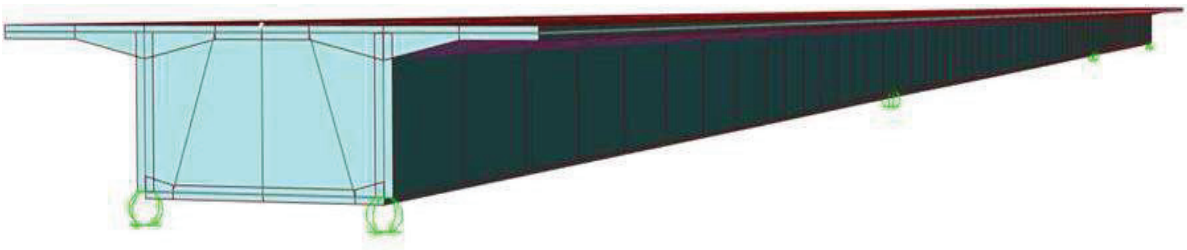


Figure. VII 14: Application du diaphragme sur culée et sur pile.

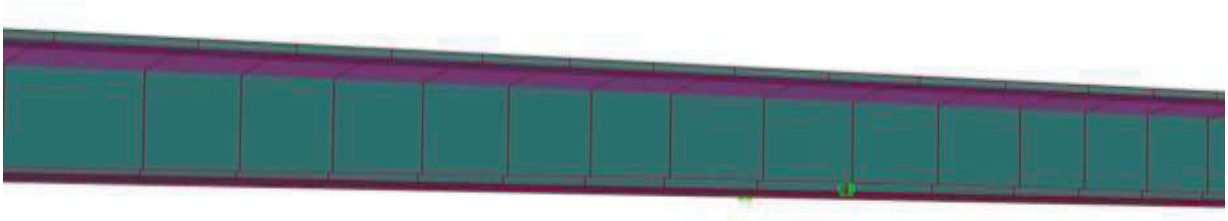


Figure. VII 15: Application de la variation de l'hourdis inférieur (variations paramétriques).

B- Affectations des charges, surcharges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons à l'État Limite Ultime (ELU) et autres
à l'État limite de service (ELS). Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation et l'affectation des chargements nécessaires pour notre étude (calculés dans le chapitre précédent charges et surcharges.
L'application de ces charges sur le modèle a été faite avec précision, leur positionnement est strictement respecté d'une façon qui reflète la réalité.

- **Définition des charges permanentes fixes :**

Les actions permanentes comprennent notamment :

- Les actions dues à la charge permanente (poids propre).
- Les actions dues aux charges complémentaires permanentes (revêtement, trottoir, corniche, dispositifs de sécurité).

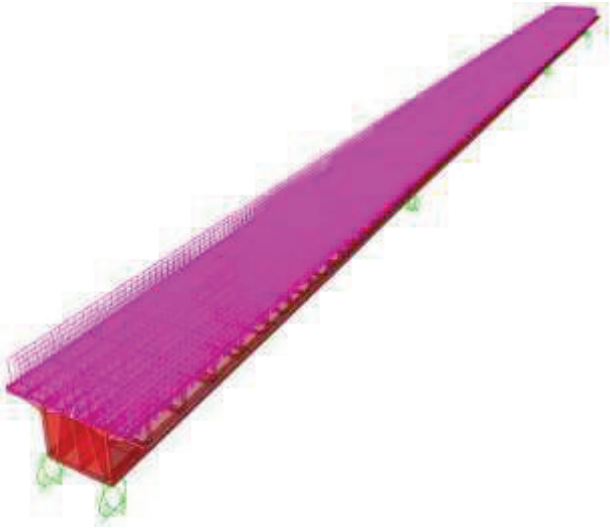


Figure. Ⅶ 16: Charge de revêtement.

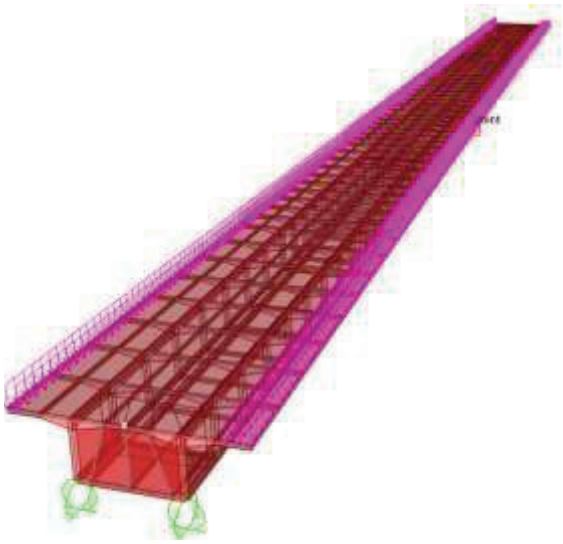


Figure. Ⅶ 17: Charge sur trottoir St.

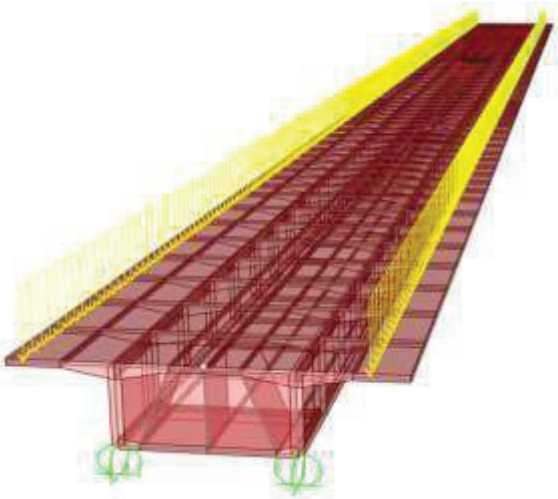


Figure. Ⅶ 18: Charge de glissière de sécurité.



Figure. Ⅶ 19: Charge garde de corps + corniche.

- **Définition des surcharges :**

A- Système A(l) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur une partie ou la totalité du tablier.

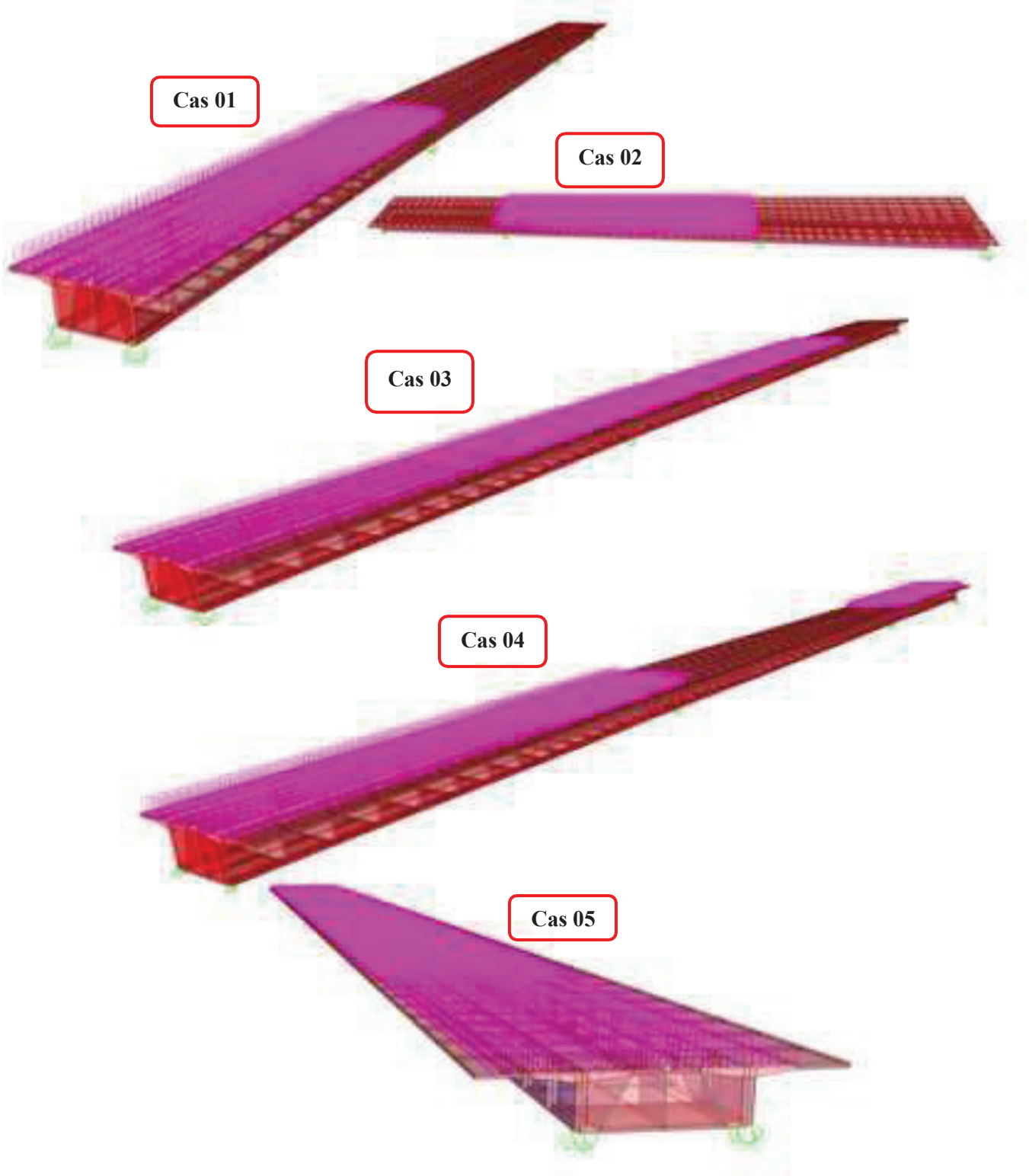


Figure. Ⅶ 20: La charge A(l) pour les différents cas de charge.

B- Système B :

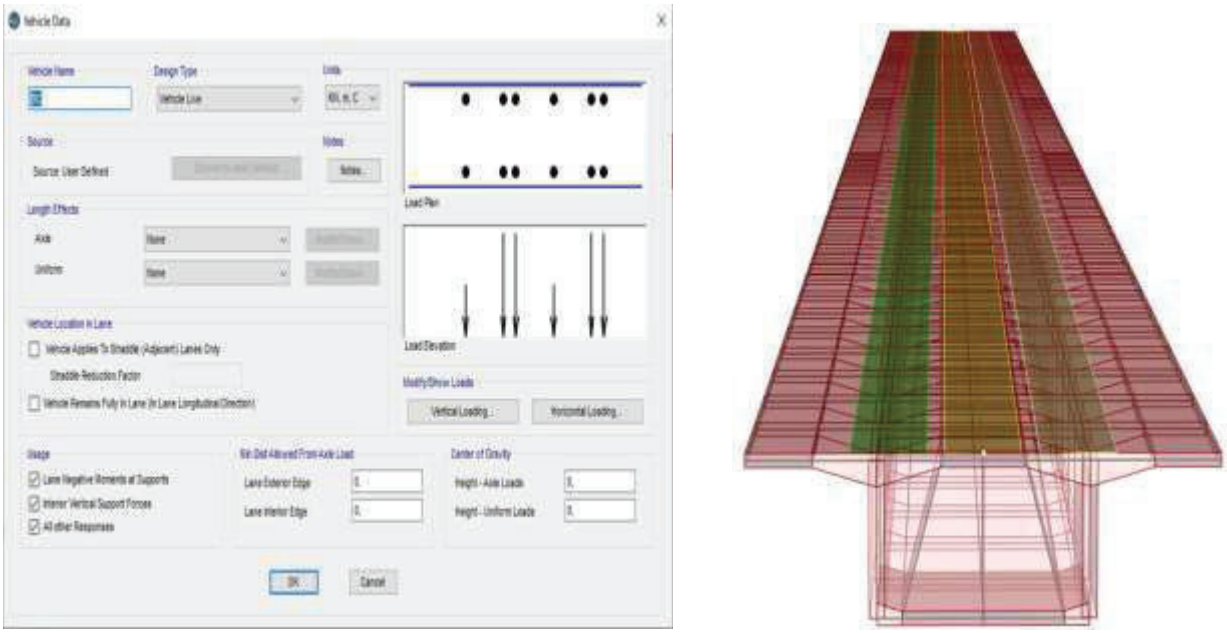


Figure. VII 21: Définition de la surcharge Bc et ces 3 voies maximale de circulation.

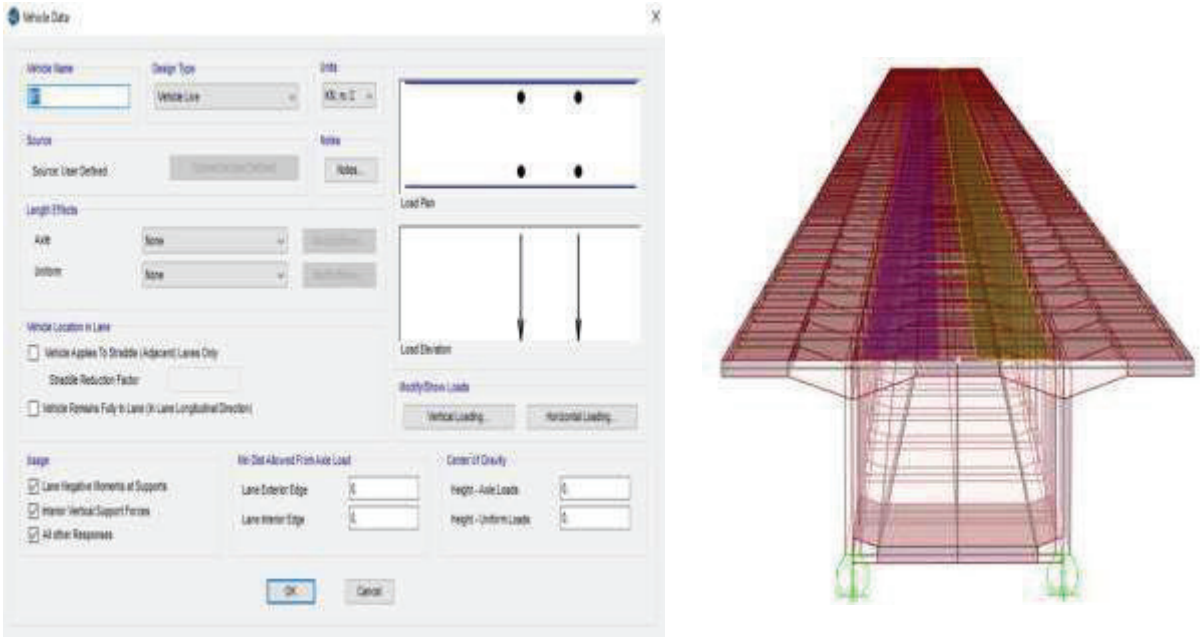


Figure. VII 22: Définition de la surcharge Bt et ces 2 voies maximale de circulation.

C- Charge militaire MC120 :

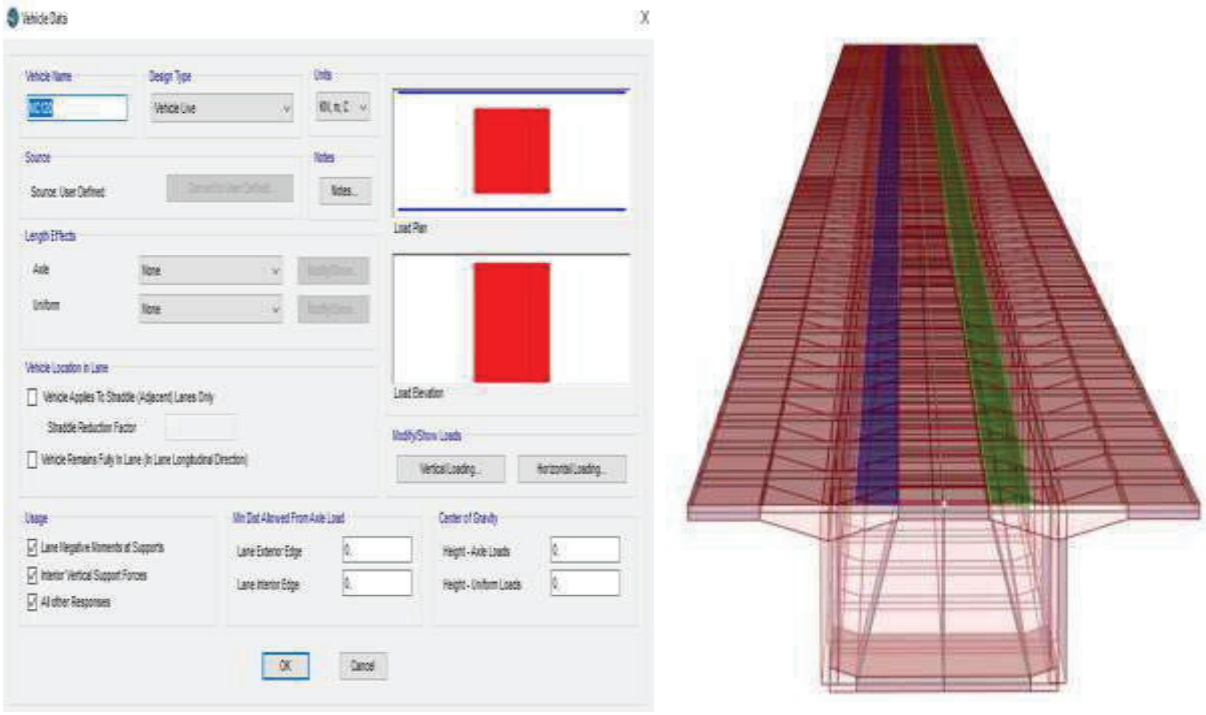


Figure. Ⅶ 23: Définition de la charge MC120 et sa voie de circulation.

D- Charge exceptionnelle D240 :

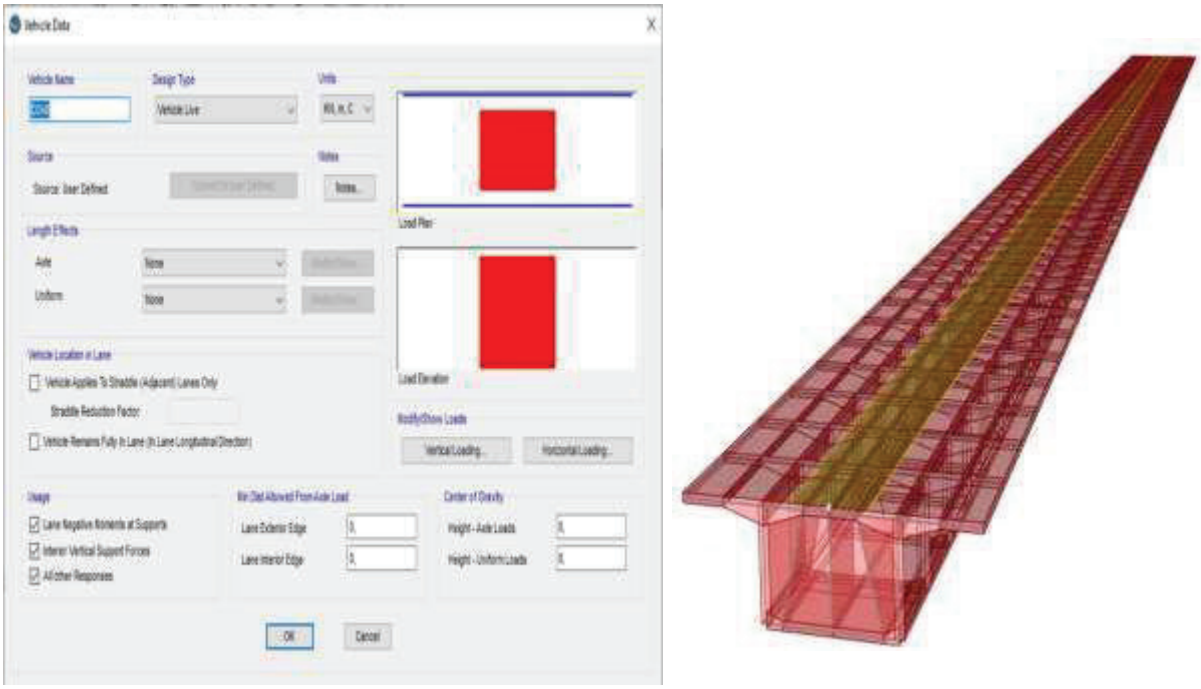


Figure. Ⅶ 24: Définition de la charge D240 et sa voie de circulation.

VII.4.2.4. Les combinaisons d'actions :

Pour prendre en compte les différents états limites, il est essentiel de combiner les différentes forces qui agissent sur la structure pour obtenir les contraintes correspondantes.

Ces combinaisons d'actions reflètent différentes répartitions des efforts appliqués aux structures, en distinguant les actions permanentes, variables et accidentelles, en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leurs valeurs maximales possibles.

D'après le **RCPR** on considère les combinaisons d'actions suivantes :

- **G :** l'ensemble des actions permanentes.
- **Qr :** Les charges de chaussées A(l) ou B avec les surcharges de trottoirs.
- **Qrp :** Les charges militaires ou exceptionnelles.

A- A ELU : pour la superstructure on travaille par les combinaisons fondamentales. .

1,35G + 1,6Qr + 0,9T + 0,75Δθ.

1,35G + 1,35Qrp + 0,9T + 0,75Δθ.

- **Développement des combinaisons d'action à ELU :**

- **Comb 01 :** 1,35G + 1,6(A(l)1+ St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 02 :** 1,35G + 1,6(A(l)2+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 03 :** 1,35G + 1,6(A(l)3+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 04 :** 1,35G + 1,6(A(l)4+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 05 :** 1,35G + 1,6(A(l)5+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 06 :** 1,35G + 1,6(Bc+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 07 :** 1,35G + 1,6(Bt+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 08 :** 1,35G + 1,6(Br+St) + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 09 :** 1,35G + 1,35Mc120 + 0,9T + 0,75Δθ.
- **Comb 10 :** 1,35G + 1,35D240 + 0,9T + 0,75Δθ.

A- A ELS : On travaille avec des combinaisons rares.

G + 1,2Qr + 0,9T + 0,5Δθ.

G + Qrp + 0,9T + 0,5Δθ.

- **Développement des combinaisons d'action à ELS :**

- **Comb 01 :** G + 1,2A(l)1 + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 02 :** G + 1,2A(l)2 + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 03 :** G + 1,2A(l)3 + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 04 :** G + 1,2A(l)4 + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 05 :** G + 1,2A(l)5 + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 06 :** G + 1,2Bc + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 07 :** G + 1,2Bt + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 08 :** G + 1,2Br + St + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 09 :** G + Mc120 + 0,9T + 0,5Δθ.
- **Comb 10 :** G + D240 + 0,9 0,5Δθ.

VII.4.2.5. Résultats obtenus :

Afin de vérifier l'exactitude du travail de modélisation et les résultats obtenus par le logiciel "***CSI Bridge***", on a choisi d'afficher les résultats d'analyse graphiquement.

Tous les résultats détaillés sont présentés en (***Annexe B***).

A- Moments fléchissant maximaux :

- **A mi travée :**

- **A ELU :**

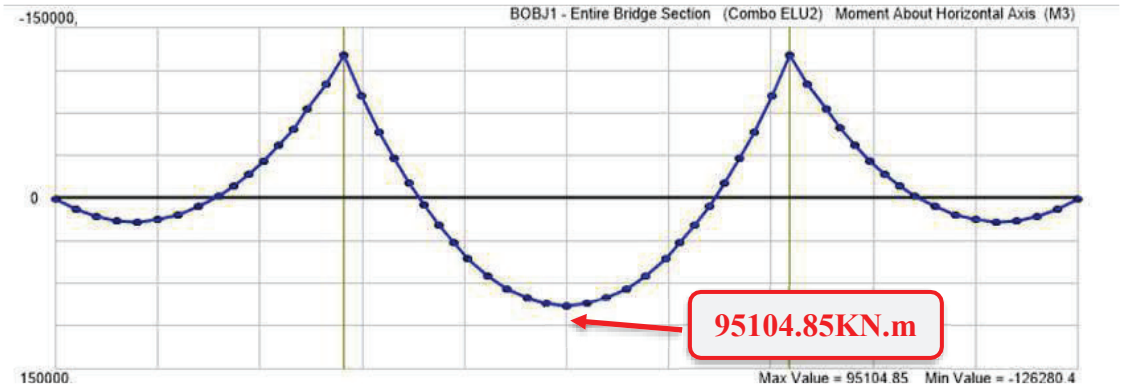


Figure. Ⅶ 25: Moment fléchissant maximale à ELU sous la combinaison 2.

- **A ELS :**

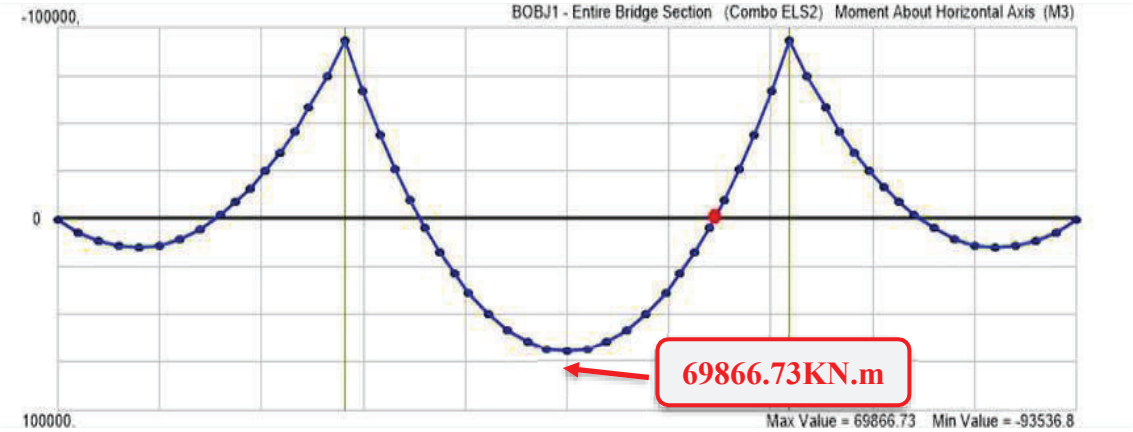


Figure. Ⅶ 26: Moment fléchissant maximale sous à ELS sous combinaison 2.

- **Sur pile :**

- **A ELU :**

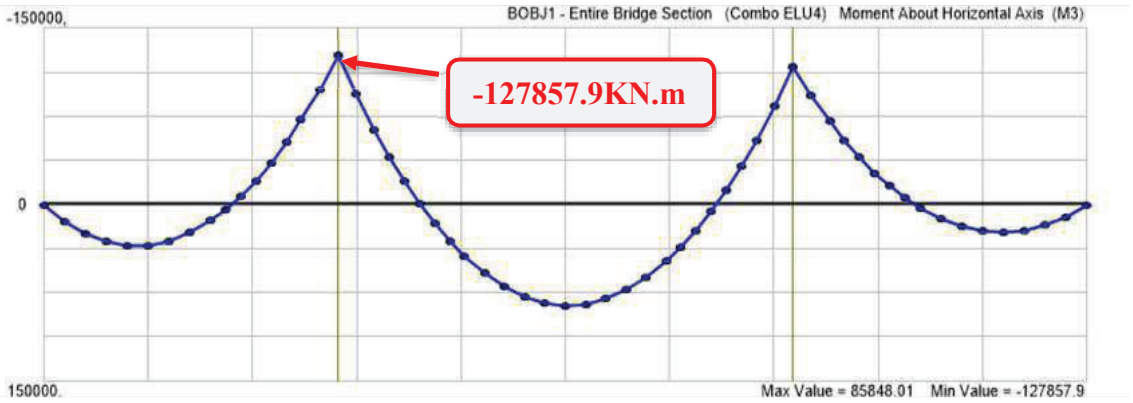


Figure. Ⅶ 27: Moment fléchissant maximale sous à ELU sous combinaison 4.

- **A ELS :**

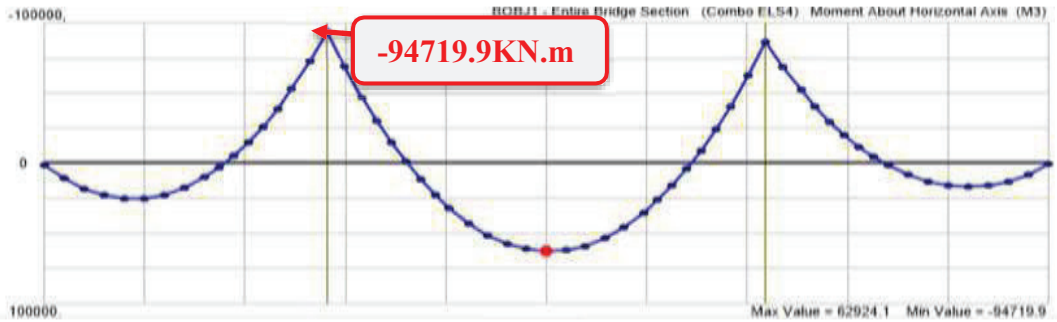


Figure. Ⅶ 28: Moment fléchissant maximale sous à ELS sous combinaison 4.

B- Efforts tranchants maximaux :

- **A ELU :**

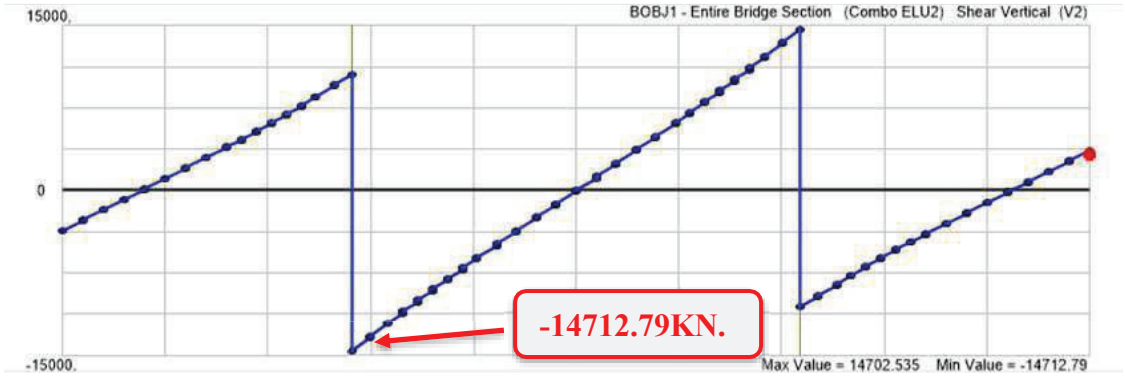


Figure. Ⅶ 29: Effort tranchant maximal à ELU sous la combinaison 2.

- **A ELS :**

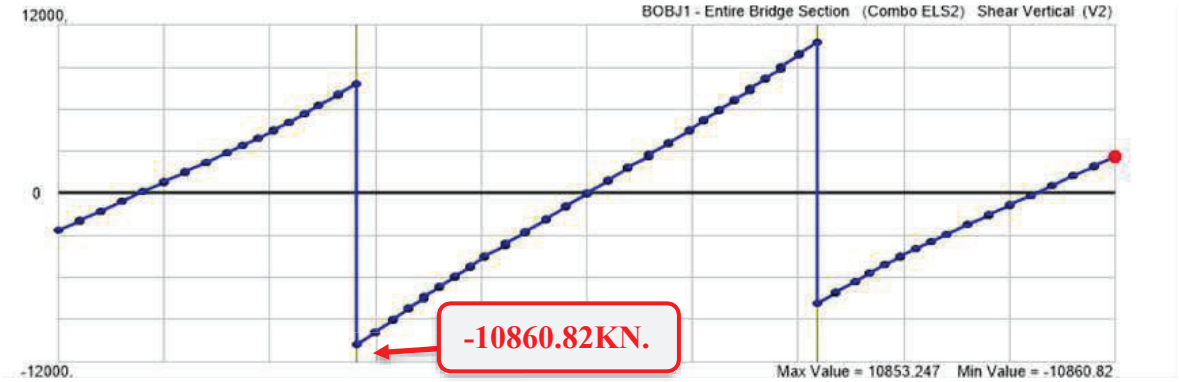


Figure. Ⅶ 30: Effort tranchant maximal à ELS sous la combinaison 2.

VII.5. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé deux logiciels différents (Robot Structural analysis et CSI Bridge) pour la modélisation, on a introduit les charges permanentes et les surcharges routières et au gradient thermique et leurs impacts sur les sollicitations.

En connaissant toutes les sollicitations grâce aux combinaisons d'actions définies précédemment, nous allons maintenant évaluer la précontrainte requise pour le tablier afin de garantir sa résistance face à ces sollicitations.

CHAPITRE Ⅷ :
ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

VIII.1. INTRODUCTION :

La technique de précontrainte mécanique est largement utilisée dans la construction de ponts par encorbellements successifs. Les ponts construits selon cette méthode nécessitent une forte résistance à la flexion pour soutenir le poids des éléments structurels, qui sont ajoutés un à un jusqu'à ce que le pont soit terminé.

La précontrainte est utilisée pour renforcer la résistance à la flexion des éléments structurels, en appliquant une force de compression permanente avant la mise en service. Cette technique permet de compenser les forces de traction résultant des charges externes et du poids des éléments, réduisant ainsi les contraintes sur la structure globale du pont. En utilisant cette méthode, les ingénieurs peuvent construire des ponts de plus grande portée, tout en assurant une sécurité et une efficacité économique maximales.

VIII.2. OBJECTIFS DE CE CHAPITRE :

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, est ça pour la détermination du :

- Nombre de câbles nécessaires et schémas de câblage.
- Calcul des pertes de ces câbles.
- Vérification des contraintes dans le béton.

VIII.3. TYPES DE CÂBLES DE PRÉCONTRAINTE :

- **Câbles de fléau :** reprennent les moments négatifs, ils sont logés dans les goussets supérieurs du caisson (hourdis supérieurs), mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction successifs des voussoirs. Son rôle est de supporter le poids propre des fléaux et les surcharges de chantier et d'assurer la stabilité des fléaux.
- **Câbles de continuité intérieurs souvent appelés câbles éclisses :** reprennent les moments positifs dus aux charges de chantier, au gradient thermique et aux déformations différées du béton, Son rôle est de supporter le poids du tablier aussi. Ils sont logés dans les goussets inférieurs du caisson (hourdis inférieurs).
- **Câbles de continuité extérieurs :** complètent la précontrainte intérieure, Ils reprennent les charges d'exploitation et le poids des équipements.

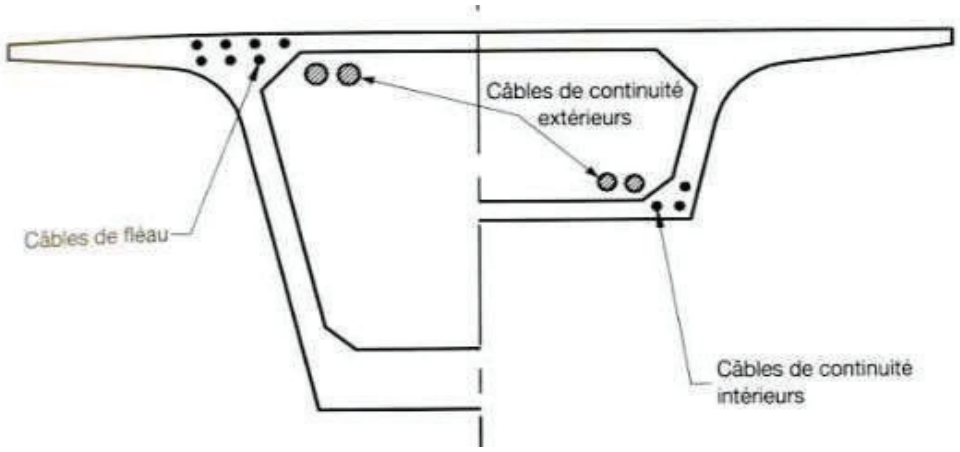


Figure. Ⅷ 1: Câbles mis en œuvre sur un pont courant « guide SETRA ».

VIII.4. ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE DU FLÉAU :

Les câbles de fléau sont utilisés pour l'assemblage des voussoirs pendant la construction et pour absorber les charges créées pendant cette étape. Ils compensent également les moments négatifs causés par le poids des voussoirs et les charges du chantier, et ils prennent en charge les moments négatifs dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitation pendant l'utilisation.

Les câbles de fléau sont logés dans les goussets supérieurs et sont ancrés sur la tranche des voussoirs aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur ou dans les âmes elles-mêmes.
Le nombre de câbles dans le fléau est établi avec la relation suivante : $\mathbf{n} \geq \frac{P}{\Delta P \, x \, P0}$. Avec :

P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de **12T15s**, il est estimé à **ΔP=25%** de perte.

VIII.4.1. Calcul du nombre de câbles :

- **La tension d'origine :**

σp_0 = min (0,8 fprg ; 0,9 fpeg).

f_{peg} : Contrainte limite conventionnelle d'élasticité.

f_{prg} : Contrainte maximale de rupture garantie. ⇒ D'où : **p_0 = 1476 MPa.**

f_{peg} = 1640MPa ; fprg = 1860MPa. ; Câbles 12T15s Classe 1860.

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

$P_0 = \sigma p_0 \times S_{câbles12T15s}$, Avec : S = 12×150 = 1800 mm². ⇒ D'où : **P_0 = 2.66 MN.**

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

Les moments dus à l'exécution du fléau engendrent des contraintes de traction au niveau des fibres supérieurs et des contraintes de compression en fibres inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- Fibres supérieures : $\sigma\mathbf{sup} = -\frac{|M|}{I}\mathbf{v}$.
- Fibres inférieures : $\mathbf{inf} = \frac{|M|}{I}\mathbf{v'}$.

L'effort de précontrainte reprend le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement, les contraintes engendrées par l'effet de précontrainte sont écrites comme suit :

- Fibres supérieures : $\sigma\mathbf{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I}$ **(Compression).**
- Fibres inférieures : $\sigma\mathbf{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{I}$ **(Traction).**

Afin de déterminer l'effort de précontrainte, il suffit d'équilibrer les contraintes dues à l'effort de précontrainte avec les contraintes dues à l'exécution du fléau. Ce qui donne :

- Fibres supérieures : $\sigma\mathbf{sup} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{I} - \frac{|M|}{I}\mathbf{v} = \mathbf{0}$.
- Fibres inférieures : $\mathbf{inf} = \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v}{I} + \frac{|M|}{I}\mathbf{v'} = \mathbf{0}$.

Avec :

P : La force de la précontrainte.

S : Section droite du voussoir.

I : Moment d'inertie.

M : Moment fléchissant maximal dû au poids propre et aux surcharges.

v : Distance du CDG de section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du CDG de la section considérée à la fibre inférieure.

d : enrobage, on prend **d = 12cm.**
e : Excentricité du câble par rapport au CDG de la section.

A la limite on aura : $P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}}$, Avec : e = v - d ; $n \geq \frac{}{\overline{P0}}$

Nb:

- Les caractéristiques géométriques utilisées sont tirées du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS et les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.
- Il est nécessaire d'avoir un nombre pair de câbles de précontrainte, car il y a deux âmes
- Afin d'éviter l'effet de torsion, il est impératif d'avoir le même nombre de câbles dans chaque gousset.

Tableau.Ⅷ 1: Estimation du nombre de câbles de fléau.

Voussoir	x(m)	M(KN.m)	I(m^4)	S(m^2)	ν(m)	e(m)	P(MN)	n câbles	n retenues
Axe VSP	0	96595.24	13.74	9.78	1.40	1.28	42.30	21.21	**28**
Fin VSP	5	96595.24	13.74	9.78	1.40	1.28	42.30	21.21	**28**
Fin VC4	9.1	71011.59	13.47	9.71	1.30	1.18	31.60	15.86	**24**
Fin VC3	13.2	49318.71	12.25	8.71	1.30	1.18	21.80	10.94	**20**
Fin VC2	17.3	31147.27	10.79	7.88	1.30	1.18	13.95	7.00	**16**
Fin VC1	21.4	16304.20	10.90	7.54	1.20	1.08	7.14	3.58	**12**
Fin VC1	25.5	4735.00	10.90	7.54	1.20	1.08	2.07	1.04	**8**
Fin VC1	29.6	0.00	10.90	7.54	1.20	1.08	0.00	0.00	**4**

Tableau.Ⅷ 2: vérification de nombre de câble de fléau pour chaque phase.

Phases	M(KN.m)	P(MN)	n retenues	n arrêté dans chaque voussoir
Phase 01	0.00	0.00	4	**4**
Phase 02	4735.00	2.07	8	**4**
Phase 03	16304.20	7.14	12	**4**
Phase 04	31147.27	13.95	16	**4**
Phase 05	49318.71	21.80	20	**4**
Phase 06	71011.59	31.60	24	**4**
Phase 07	96595.24	42.30	28	**4**

Nb :

Il est impératif de veiller à ce que le nombre de câbles sélectionné soit adéquat durant chaque étape de la construction. C'est sur ce principe qu'on a vérifié le nombre de câbles dans le tableau précèdent.

VIII.4.2. Position et enrobage des câbles :

La diminution des moments fléchissant à partir de la fin du voussoir sur pile joue un rôle crucial dans la prévention du phénomène de torsion. Elle permet en effet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir afin de garantir la stabilité de la structure.

Pour :

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : eh ≥ 2·Φg ⇒ **eh ≥16cm.**
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : ev ≥ 2·Φg ⇒ **ev ≥ 16cm.**
- L'enrobage : C = max (3/4 a, Φ, d) ⇒ **C = 12cm.**
- L'entraxe des encrages : **Y≥0.85a** (d'après le guide " la précontrainte FREYSSINET" pour fc28 = 40 MPA, **a = 0.35cm** ⇒ **Y≥30 cm.** ⇒ On prend Y= **55 cm**.
- Distance entre l'axe de l'encrage et le parement : Y'=0.5Y + 1 cm ⇒ **Y'=28 cm.**

Avec :

a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits a= 0.35m

Φ : diamètre de la gaine = **8 cm**.

d= 4 cm pour les ouvrages courants.

Nb :

Étant donné que les câbles sont symétriques par rapport à l'axe de l'âme et à l'axe de section du voussoir, on leur attribue les mêmes numéros pour chaque paire de câbles symétriques.

VIII.4.3. Tracé des câbles en plan :

Le tracé en plan des câbles suit une trajectoire en forme de parabole qui s'étend du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variation très faible due à la variation de la hauteur du câble, ce qui complique la mise en œuvre.

Les pertes par frottement sont importantes lorsque la courbe s'élève, ce qui conduit à un tracé plus rectiligne. Théoriquement, il est recommandé de donner aux câbles une courbure en forme de "S" plus ou moins accentuée, car cela réduit la composante transversale de l'effort de précontrainte.

- **Allure en plan des câbles du fléau :**

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

-Les rayons de courbure :

$R(x) = \frac{(Xi)^2}{2x(Zi-Zi+1)}$; et $Ri+1(x) = \frac{(Xi+^1)^2}{2x(Zi+1 - Zi+2)}$.

-L'inclinaison dans la section d'ancrage :

$\beta i(x) = \text{Arctg}\frac{2(Zi - Zi+1)}{Xi}$.

-L'inclinaison dans la section intermédiaire :

$\beta i+1(x) = \text{Arctg}\frac{(Zi+1)}{Xi+1}$.

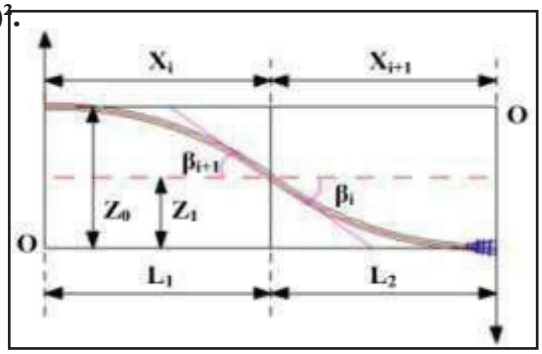


Figure. Ⅷ 2: Tracé en plan des câbles.

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

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi ; Xi+1(m)	R(m)	(rad)	Equation z(x)
c1, c5, c8, c12	0.24	0.12	2.05	17.51	0.12	0.24 - 0.0286 x²
c2, c6, c9, c13	0.40	0.20	2.05	10.51	0.19	0.40 - 0.0476 x²
c3, c7, c10, c14	0.56	0.28	2.05	7.50	0.27	0.56 - 0.0670 x²
c4, c11	0.72	0.36	2.05	5.84	0.34	0.72 - 0.0857 x²

VIII.4.4. Tracé en élévation des câbles :

Les conditions suivantes doivent être respectées pour le tracé des câbles :

- Il est essentiel de minimiser les croisements de câbles, en particulier au niveau des âmes.
- De plus, les câbles suivent une trajectoire linéaire jusqu'au dernier voussoir, où ils subiront une déviation parabolique.

- **Allure en élévation des câbles de fléau :**

- L'équation de la parabole :
- $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{L})^2$.
- Le rayon de courbure en un point d'une distance x. :
- $R_c(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{min.}$
- L'angle de déviation : $\alpha_0 = \text{Arctg}\,(2 \times (d_1 - d_0) \times (\frac{x}{L^2}))$.

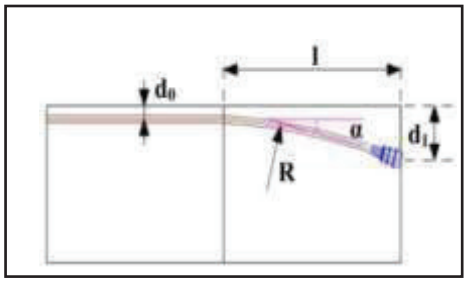


Figure. Ⅷ 3: Tracé en élévation des câbles.

Avec :

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure.

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure.

L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir).

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

Câbles	L(m)	d_0 (m)	d_1 (m)	R(m)	α(rad)	Equation y(x)
c1, c2, c3, c4, c8, c9, c10, c11,	**Variation rectiligne**					
c5, c6, c7, c1 c13, c14,	4.1	0.12	0.28	52.53	0.08	0.12 + 0.010 x²

Nb :

Les schémas ci-dessous illustrent la disposition des câbles de précontrainte sur les voussoirs de la pile, ainsi que le tracé en élévation et le tracé en élévation des câbles sur le fléau.

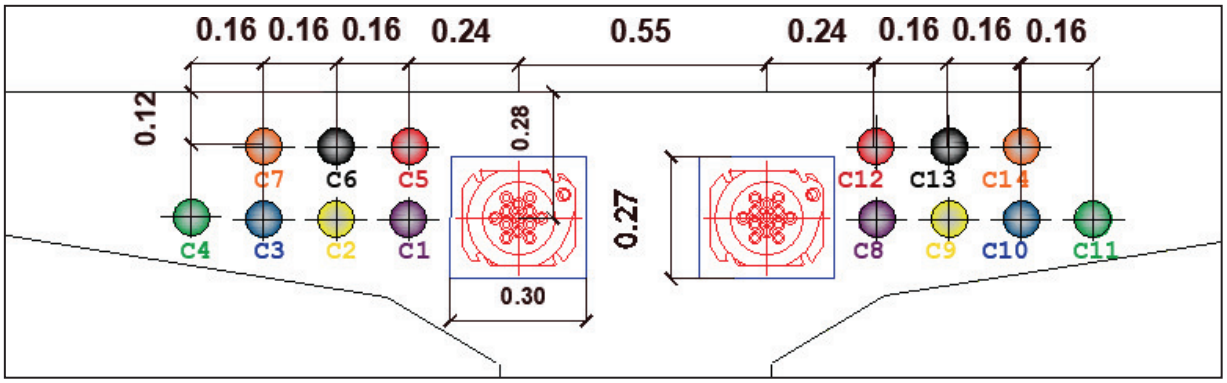


Figure. Ⅷ 4: Emplacement des câbles de précontrainte de fléau sur VSP (diaphragme).

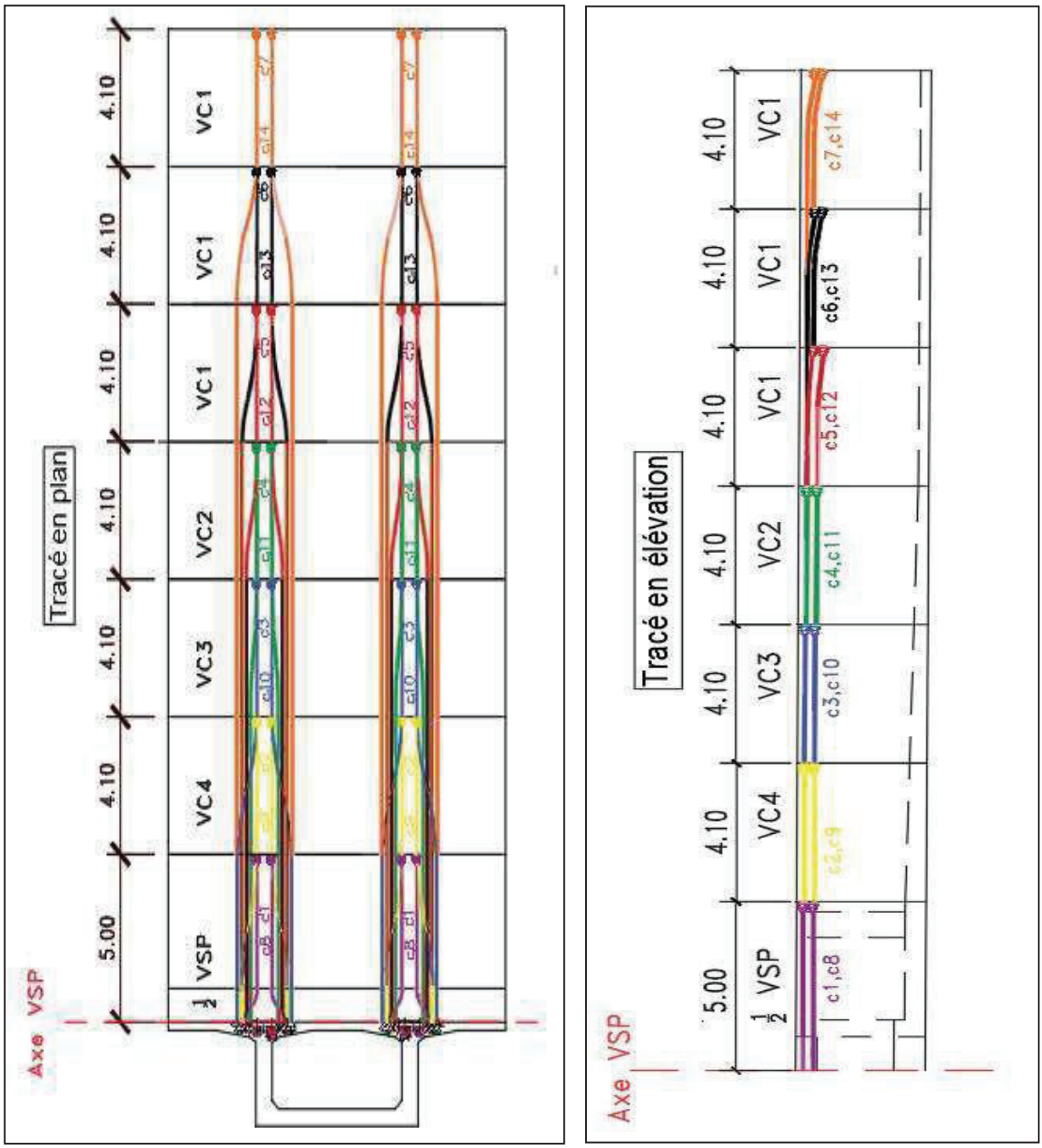


Figure. Ⅷ 5: Tracé en plan et en élévation des câbles sur demi-fléau.

VIII.5. EVALUATION DES PERTES DE LA PRÉCONTRAINTE :

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

En béton précontraint par post tension, l'effort de précontrainte varie à cause des pertes qui ne sont nullement négligeables et l'on constate des pertes qui varient entre 20% à 30% de la précontrainte initiale.

Ces pertes peuvent être classées sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

VIII.5.1. Pertes de tension instantanées :

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension des câbles de précontrainte. Elles sont dues aux :

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

VIII.5.1.1. Pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présent des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule : $\Delta\sigma_\varphi(x) = \sigma p0 \times (1\text{-}e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$

σ_{p0} **:** La tension à l'origine.

e : La base des logarithmes népériens.

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

β **:** Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rad).

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

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

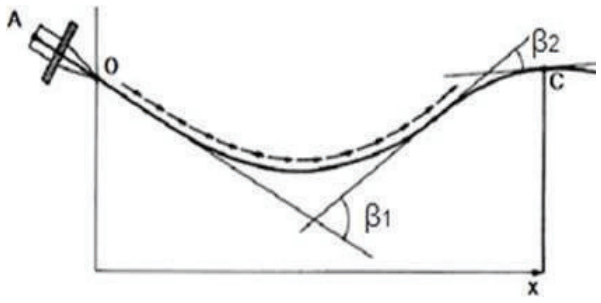


Figure. Ⅷ 6: Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

- Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + Q$.
- Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée :

$tg\theta = \sqrt{tg^2 Q + tg^2 a}$.

VIII.5.1.2. Pertes de tension par recul d'ancrage :

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

$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k(d-x)$, **Avec :** $K = f \times \frac{Q}{l} + \varphi$ **et** $d = \sqrt{\frac{Ep}{\sigma p0}}$.

Avec :

k : Fonction croissante.

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

σ_{p0} **:** Contrainte initiale.

g : l'intensité du recul d'ancrage.

E_p **:** Module d'élasticité des aciers.

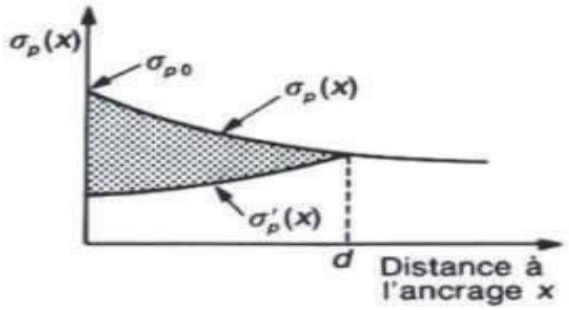


Figure. Ⅷ 7: Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin.

VIII.5.1.3. Pertes de tension par raccourcissement du béton :

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câbles provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n^{ème} câbles mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N-n) câble tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{N-n}{N} \times E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2}\frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$; Avec : $\frac{Ep}{E_{bi}} = 5.28$.

D'où : $\Delta\sigma_e(x) = 2{,}64 \times \sigma_b(x)$; Avec : $\sigma_{bi} = \frac{p}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

Avec **:**

σ_b **:** Contrainte finale (après stabilisation des pertes : ΔP = 25% du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes.

P : Effort de précontrainte, P = P_0 **(1-**ΔP).

: Moment dû au poids propre.

VIII.5.2. Pertes de tension différée :

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure a été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes (retrait et fluage du béton et la relaxation des aciers).

VIII.5.2.1. Perte par retrait :

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r\,[1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma r = Ep \times \varepsilon_r \times [1 - r(t_0)]$

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

$\Delta\sigma r \approx Ep\ \varepsilon_r$ Avec ε_r **:** retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée.

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

VIII.5.2.2. Perte par fluage :

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour exercer une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = Ep \times \varepsilon_f$.

La déformation finale de fluage : $\varepsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_p}{E_{bj}}$.

$\boldsymbol{\sigma_M}$ **:** Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\boldsymbol{\sigma_M = 1.5\sigma_b}$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5\times \varphi(x)\times \frac{Ep}{Eij}$.

VIII.5.2.3. Pertes par relaxation :

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

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

$\Delta\sigma_{Rl} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000}(\mu - \mu_0)\times \sigma_i(x)$, Avec: $\mu = \frac{\sigma i(x)}{f_{prg}}$

ρ_{1000} **(%) :** Coefficient de relaxation à 1000h.

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

$(\boldsymbol{x})$ **:** Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Nb :

Les résultats de calculs des pertes instantanés et les pertes différés obtenues sont insérés dans (***Annexe C***).

VIII.6. ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE DE CONTINUITÉ INTÉRIEURE :

VIII.6.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée centrale :

Les câbles de continuité en travée centrale reprennent les moments positifs hyperstatiques qui en résultent. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé dans le chapitre précédent lors de la modélisation du tablier, en appliquant les formules suivantes :

L'effort de précontrainte p : $P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S^+} \frac{e \times v'}{I}}$; Avec : e = v'- d ; $n \geq \frac{P}{(1-\Delta P) \times P0}$.

M : Moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable à ELS, de la combinaison 02 **(G + 1,2A(l)2 + St + 0,9T + 0,5Δθ).**

ΔP : Les pertes de tension, estimées à 25%.

Nb :

Les caractéristiques géométriques utilisées sont tirées du logiciel ROBOT, et les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

Le nombre de continuité pour la travée centrale qui est la travée la plus sollicité, est résumés dans le tableau ci-après :

Tableau.Ⅷ5 : Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée centrale.

Voussoir	X(m)	M(KN.m)	I(m^4)	S(m^2)	v'(m)	e(m)	p(KN)	n câbles	n Retenus
Début VC3	0	-10113.64	12.25	8.71	1.8	1.68	-4.11	-2.06	**4**
Fin VC3	4.1	17263.38	12.25	8.71	1.8	1.68	7.01	3.52	**6**
Fin VC2	8.2	38728.18	10.79	7.88	1.8	1.68	15.87	7.96	**8**
Fin VC1	12.3	54256.81	10.9	7.54	1.9	1.78	21.35	10.72	**10**
Fin VC1	16.4	64874.32	10.9	7.54	1.9	1.78	25.53	12.81	**12**
Fin VC1	20.5	69226.54	10.9	7.54	1.9	1.78	27.25	13.67	**14**
Fin clef	23.3	69235.27	10.9	7.54	1.9	1.78	27.25	13.68	**14**
Fin VC1	27.4	64908.45	10.9	7.54	1.9	1.78	25.55	12.82	**14**
Fin VC1	31.5	54316.6	10.9	7.54	1.9	1.78	21.38	10.73	**12**
Fin VC1	35.6	38813.47	10.9	7.54	1.9	1.78	15.28	7.67	**10**
Fin VC2	39.7	17363.47	10.79	7.88	1.8	1.68	7.11	3.57	**8**
Fin VC3	43.8	-26001.67	12.25	8.71	1.8	1.68	-10.56	-5.30	**6**

VIII.6.2. Tracé des câbles de continuité :

Les équations et les paramètres du tracé des câbles de continuité en travée centrale en plan et en élévation sont montrés dans les tableaux suivant :

Tableau.Ⅷ 6: Tracé des câbles en plan pour la travée centrale.

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi(m)	Ri(m)	βi(rad)	EquationsZ(x)
C3	**Variation rectiligne**					
C1	0.48	0.24	2.05	8.76	0.23	$0.48 - 0.057x^2$
C2	0.64	0.32	2.05	6.57	0.30	$0.64 - 0.076x^2$
C4, C6	0.16	0.08	2.05	26.27	0.08	$0.16 - 0.019x^2$
C5, C7	0.32	0.16	2.05	13.13	0.15	$0.32 - 0.038x^2$

Tableau.Ⅷ 7: Tracé des câbles en élévation pour la travée centrale.

Câbles	L(m)	d0	d1	R(m)	(rad)	Equationy(x)
C1, C2	**Variation rectiligne**					
C3, C4, C5, C6, C7	4.10	0.12	0.44	26.27	0.14	$0.12 + 0.32x^2$

VIII.6.3. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée de rive :

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

L'effort de précontrainte p : $P = \frac{\frac{M \times vF}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times vF}{I}}$; Avec : e = v'-d ; $n \geq \frac{P}{(1-\Delta P) \times P0}$.

M : Moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable à ELS, de la Combinaison 02 **:**

$$\mathbf{(G + 1,2A(l)2 + St + 0,9T + 0,5\Delta\theta)}$$

ΔP : Les pertes de tension, estimées à 25%.

Nb :

Les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir.

Le nombre de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau ci-après :

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

Voussoir	X(m)	M(KN.m)	I(m^4)	S(m^2)	v'(m)	e(m)	p(KN)	n câbles	n Retenus
Début VSC	0	0	10.9	7.54	1.9	1.78	0	0	**0**
Fin VSC	10.4	14910.36	10.9	7.54	1.9	1.78	5.87	2.95	**4**
Fin VC1	14.5	13399.80	10.9	7.54	1.9	1.78	5.27	2.65	**4**
Fin VC1	18.6	7493.31	10.9	7.54	1.9	1.78	2.95	1.48	**2**
Fin VC1	22.7	-2147.71	10.9	7.54	1.9	1.78	-0.84	-0.42	**2**

VIII.6.4. Tracé des câbles de continuité en travée de rive :

Les résultats du tracé des câbles de continuité en travée centrale sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.Ⅷ 9: Tracé des câbles en plan pour la travée de rive.

Câbles	Zi(m)	Zi+1(m)	Xi(m)	Ri(m)	βi(rad)	Equation Z(x)
C1	**Variation rectiligne**					
C2, C3	0.16	0.08	2.05	26.27	0.078	$0.16 - 0.019x^2$
C4	0.32	0.16	2.05	13.13	0.16	$0.32 - 0.038x^2$

Tableau.Ⅷ 10: Tracé des câbles en élévation pour la travée de rive.

Câbles	L(m)	d0	d1	Ri(m)	(rad)	Equation y(x)
C1, C2, C3, C4	4.1	0.12	0.44	26.27	0.14	$0.12 + 0.32x^2$

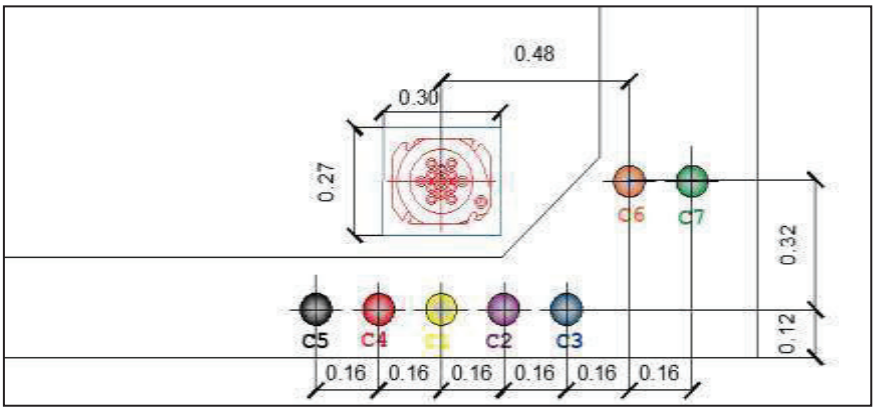


Figure.Ⅷ 8: Emplacement des câbles de continuité de la travée centrale.

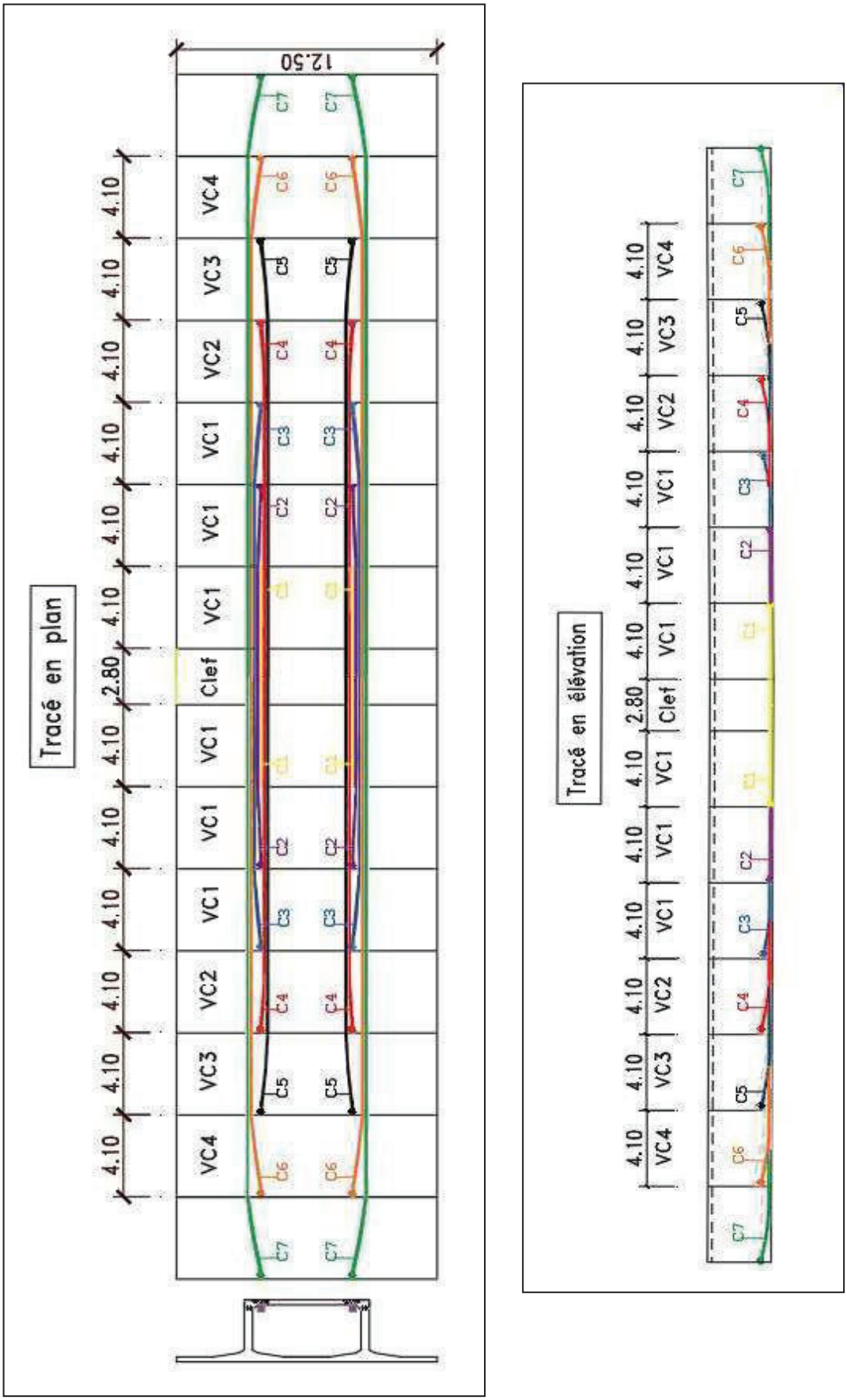


Figure. Ⅷ 9: Tracé en élévation et en plan câbles de continuité de la travée centrale.

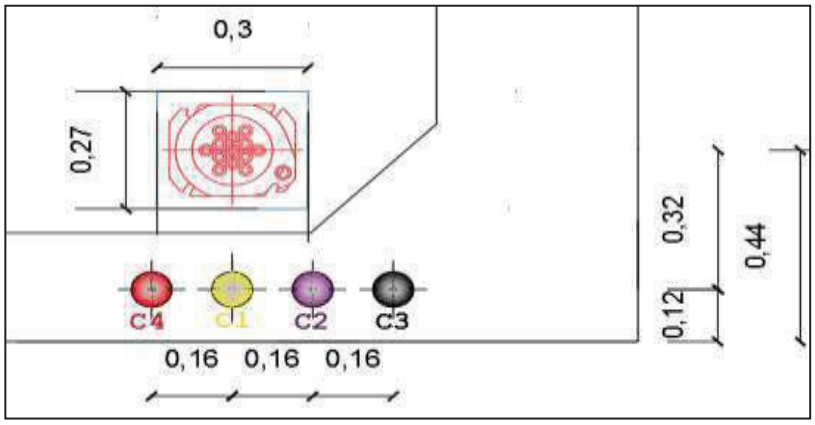


Figure.Ⅷ 10: Emplacement des câbles de continuité de la travée de rive.

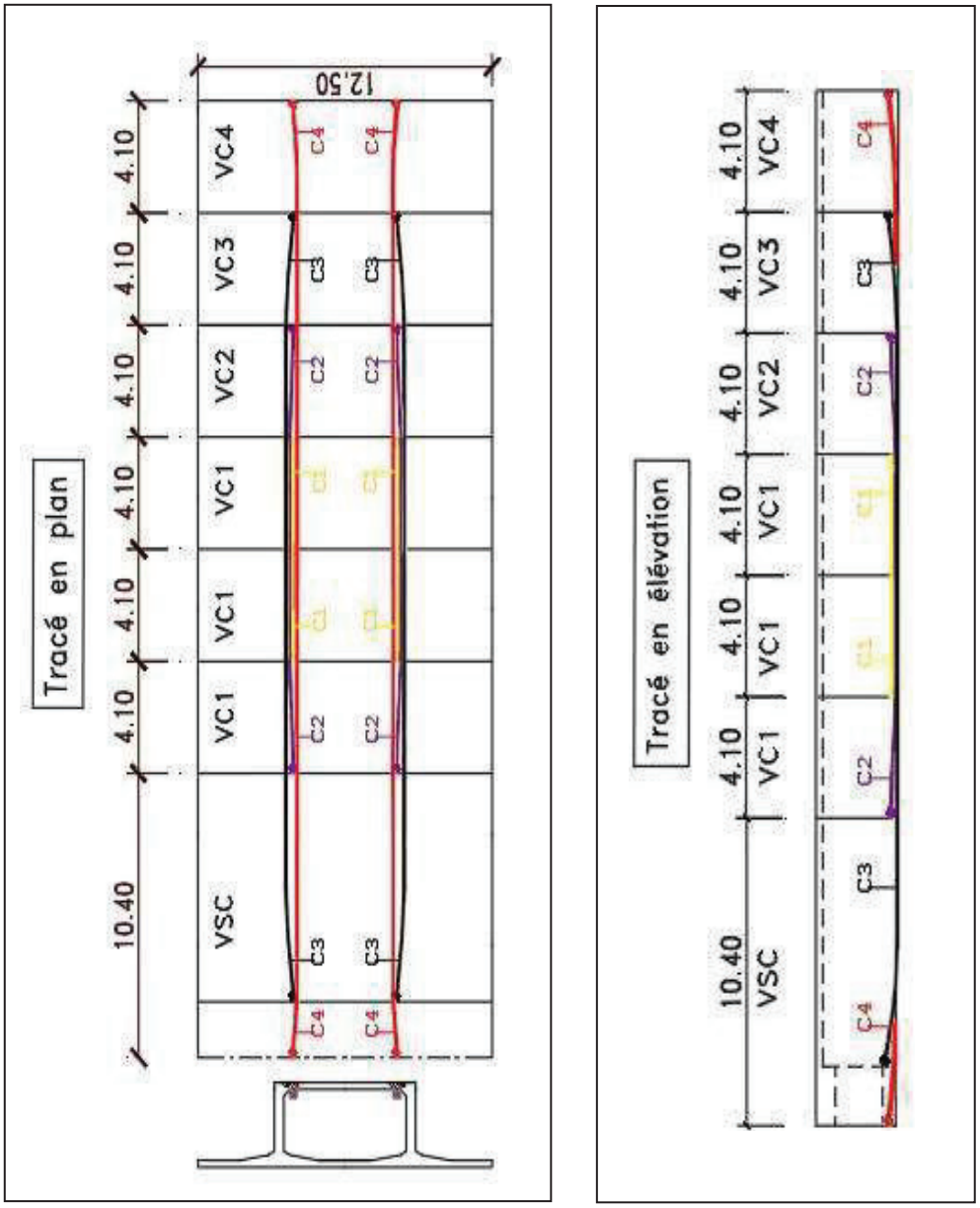


Figure.Ⅷ 11: Tracé en élévation des câbles de continuité de la travée de rive.

VIII.7. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :

La construction par encorbellement successif impose des contraintes normales en fibres supérieurs et inférieurs en phase de construction et en phase de service qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixées par le règlement en vigueur.

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

- Pour la fibre supérieure : $\sigma_{bt1} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.
- Pour la fibre inférieure : $\sigma_{bt2} \leq \sigma_y \leq \sigma'_{bc}$. Avec : $\sigma(y) = \frac{P}{B} \pm \frac{Pe_0 + M}{I} y$.

Avec :

P : effort de précontrainte.

B : surface de la section considérée.

I : inertie de la section considérée.

e0 : excentricité du câble de précontraint moyen.

M : moment extérieur.

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

VIII.7.1. Vérification des contraintes en phase de construction :

La première étape de vérification des contraintes est conditionné par :

ΔP= 24.01 %

$\sigma_{bcj} = 0{,}6 \times fc28 = 24$ MPa.

$\sigma_{bt1} = -1{,}5 \times ft28 = -4{,}5$ MPa ; Hors section d'enrobage.

$\sigma_{bt2} = -0{,}7 \times ft28 = -2{,}1$ MPa ; section d'enrobage.

Les résultats obtenus pour un demi-fléau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.Ⅷ 11: Vérification des contraintes des fibres extrêmes en phase de construction.

Section	N	M (KN.m)	V (m)	V' (m)	I (m^4)	S (m^2)	E_{moy} (m)	P (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Axe VSP	28	130434.33	1.40	1.70	96.23	17.9	1.20	56.53	**2.86**	**9.33**
Fin VSP	28	93467.17	1.40	1.70	76.87	9.78	1.20	56.53	**3.50**	**8.55**
Fin VC4	24	67914.01	1.30	1.80	75.28	9.71	1.13	48.45	**3.41**	**7.18**
Fin VC3	20	46221.11	1.30	1.80	71.37	8.71	1.15	40.38	**4.32**	**5.07**
Fin VC2	16	28049.80	1.30	1.80	68.87	7.88	1.24	32.30	**5.17**	**2.61**
Fin VC1	12	13206.79	1.20	1.90	68.44	7.54	1.14	24.23	**4.46**	**1.24**
Fin VC1	8	1637.58	1.20	1.90	68.44	7.54	1.14	16.15	**3.65**	**-0.24**
Fin VC1	4	0.00	1.20	1.90	68.44	7.54	1.14	8.08	**2.08**	**-0.53**

Nb : Les contraintes sont vérifiées.

VIII.7.2. Vérification des contraintes en phase de service :

Pendant cette phase, il y a deux types de vérifications distincts :

- Etat à vide : où seul le poids propre du tablier est pris en compte.
- Etat en charge : où les charges et les surcharges sont prises en compte.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$\Delta \mathbf{P} = 25\ \%$.

$\sigma bcj = 0,6 \times fc28 = 24$ MPa.

$\sigma bt1 = -1,5 \times ft28 = -4,5$ MPa ; Hors section d'enrobage.

$\sigma bt2 = 1,0 \times ft28 = -3$ MPa ; Section d'enrobage.

Nb : Tous les résultats sont résumés dans l'annexe C (les résultats sont tous vérifier).

VIII.8. VÉRIFICATION VIS-A-VIS L'EFFORT TRANCHANT :

VIII.8.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS :

Lorsque le pont est en service, il subit des forces transversales qui créent un effort tranchant important dans l'âme du pont. Cette partie du pont est sollicitée à la fois par l'effort tranchant et par l'effort de flexion.

Les membrures supérieures et inférieures, quant à elles, sont principalement soumises à l'effort de flexion en raison de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section. Pour cette raison, il est important de s'assurer que les dimensions de l'âme et des membrures sont suffisantes pour résister aux charges transversales et fléchissant.

VIII.8.1.1. Détermination de l'effort tranchant :

- **Effort tranchant dû aux charges extérieures :**

Les équations permettent de déterminer l'effort résultant des charges extérieures, représenté par V telle que : $\mathbf{V_{Ser} = Vg + Vq.}$

Avec :

Vg : Relatives aux charges permanentes.

Vq : Relatives aux charges variables.

L'effort tranchant extérieur est calculé à l'aide du logiciel CSI Bridge, sous la combinaison de charge maximale ELS2 ($G + 1,2A(l)2 + St + 0,9T + 0,5\Delta\theta$).

- **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

Les forces agissant sur l'élément peuvent être réduites à la composante verticale de tous les efforts appliqués, qui comprennent :

- Un effort tranchant positif.
- La composante verticale de la précontrainte $P\sin\alpha$, qui est soustraite de l'effort tranchant (en raison de l'inclinaison du câble qui relève les charges).

On obtient : $\mathbf{V_p = P \times \sin\alpha_{moy}}$

Avec :

α_{moy} : La moyenne des variations angulaires des câbles en élévation.

Selon les combinaisons à l'état limite de service en détermine l'effort tranchant :

$\mathbf{V_{red} = V_{ser} - V_p.}$

- **Effet hyperstatique :**

Dans cette étape, il convient d'ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, si tel est le cas.

Ce dernier est égal à la dérivée du moment : $\mathbf{V_h} = \frac{dM}{dx}$.

L'effort tranchant est calculé sous la combinaison de charge ELS2 à l'aide du logiciel CSI bridge.

- **Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL) :**

Notre étude traite de la variation de la hauteur de l'arc intrados des poutres continues, en mettant en évidence l'impact de la compression de l'arc intrados près des points d'appui sur la redistribution de l'effort tranchant induit par les forces extérieures. La composante verticale de cet effort de compression vaut : $\mathbf{V_r} = \frac{M}{Z} + \frac{dh}{dx}$.

Nb :

Cet effet est généralement négligé, sauf si l'analyse de la structure révèle que les contraintes de cisaillement ne sont pas respectées, car il a tendance à réduire la valeur de l'effort tranchant.

VIII.8.1.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification consiste à vérifier la condition suivante : $\tau max < \bar{r} = \min(\bar{r_1}, r_2)$; max $= \frac{Vred \times Sn}{In \times bn}$.

- Non rupture par fissuration : $r_1^{-2} = 0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$.
- par compression de cisaillement : $\tau^2 \leqslant r_2^{-2} = 2 \times \frac{}{f_{tj}} \times (0.6 \times f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$.

f_{cj}

σx : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité telle que : $\sigma x = \frac{P \times \cos\alpha}{Bn}$.

τmax : contrainte de cisaillement maximale réduite de service.

Bn : Section nette obtenue en soustrayant les vides de conduits.

Vred : Effort tranchant maximale réduit de service

Sn : moment statique nette de la section nette situé au-dessus de cet axe par rapport à l'axe neutre de la section nette totale.

bn : l'épaisseur nette de l'âme est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme : **bn = 2(b₀-nkΦg) avec : k=0.5**

- **Application numérique :**

On va faire la vérification sur l'endroit critique et sensible à l'effort tranchant, qui est l'axe du voussoir sur pile VSP (au milieu du diaphragme).

P_0 = 2.68MN ; n =28 câbles ; α_{moy} = 0.08rad ; $V_p = P \times \sin\alpha$ ⇒ P = 42.26MN. ; V_p = 3.38MN.

D'après les résultats obtenus de la combinaison ELS2 :

$V_{ELS-Max}$ = 10.86MN ; $V_{red} = V_{ELS} - V_p$; Bn = 9.48m² ; bn = 0.88 ; f_{c28} = 40MPa ; f_{t28} = 3MPa ; ⇒ V_{red} = 7.48MN. ; σx = 4.44MPa. ; $\bar{r_1}$ = 8.93MPa et $\bar{r_2}$ = 21.83MPa. ; In = 17.64m⁴ ; Sn = 10.42m³ ; τ_{max} = 5.07 MPa.

Donc : τ_{max}=5.07 MPa ⩽ $\bar{r}$ =8.93 MPa (vérifié).

Nb : On constate que les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée.

VIII.8.2. Vérification de l'effort tranchant vis à vis l'ELU :

La justification des éléments constitutifs d'une poutre, en termes d'état-limite ultime, implique une vérification minutieuse de la résistance des armatures transversales ainsi que des bielles comprimées.

VIII.8.2.1. les bielles comprimées :

Consiste à déterminer l'angle βu forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par la formule suivante : **tg 2βu** $= \frac{2\tau u}{\sigma x - \sigma y}$ **; Avec βu ≥ 30°.**

σx,σy : Représentent les contraintes normales au niveau de G ; **σx** $= \frac{P\cos\alpha}{Bn}$ **; σy = 0**

τu : Contrainte tangentielle ultime, **τu** $= \frac{Vu-red \times Sn}{In \times bn}$.

$V_{u, red}$: Est l'effort tranchant réduit maximal à ELU dans la section considérée.

- **Application numérique :**

VmaxComb-Elu = 14.7MN.
σx = 4.44 MPa.
In = 17.64m^4
Sn = 10.42m^3 ; bn = 0.88.

⇒

$V_{u, red}$ = 11.32MN.
τu =7.60 MPa.
βu= 0.64 rad= 32.74°≥30° (vérifié).
On prend : **βu = 33°**.

Vérification : **τu =7.60MPa** $\leq \frac{0.85}{3 * \gamma b} \frac{fc28}{}$ ***sin (2 βu) =9MPa (vérifié).**

VIII.8.2.2. La résistance des armatures transversales :

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

$\frac{At \times fe}{bn \times St \times s} \geq (\tau u - \frac{ftj}{3}) \times tg\beta u.$

At : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales.
St : Espacement de deux cours de ces armatures.
fe : limite d'élasticité de l'acier, **bn :** largeur nette de la section d'appui.
βu : L'angle que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, **βu=33°** car il y a reprise de bétonnage.
Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation : $\frac{At}{St} \geq 0.6 \frac{b^n \times \gamma s}{fe}$.

- **Application numérique :**

$V_{ELU-Max}$ =14.7MN ; τu = 7.60MPa ; γs= 1.15; bn=0.88m ; βu=33°;f_{t28} = 3MPa ;f_e= 500MPa.

$\frac{At}{St} \geq \frac{bn \times \gamma s}{fe}$ ⇒ $\frac{At}{St} \geq$ **12.14cm²/m (à vérifier dans le chapitre suivant Étude transversale).**

VIII.9. CONCLUSION :

En conclusion de ce chapitre, la conception et le tracé des câbles de précontrainte ont été déterminés en prenant en compte le mode de construction et les différentes phases de réalisation du pont.

Les câbles de fléau ont été calculés pour l'assemblage des voussoirs successifs, tandis que les câbles de continuité ont été conçus pour reprendre toutes les actions une fois les fléaux réalisés. Le choix de l'emplacement de l'arrêt des câbles de fléau dans chaque voussoir a été basé sur le principe de la décroissance des moments à partir de l'encastrement.

De même, le besoin de câbles de continuité a été déterminé à partir des moments à mi-travée et en rive. Une vérification des contraintes a ensuite été effectuée au niveau des joints pour déterminer les sections nécessitant des armatures passives afin de compenser la traction dans le béton.

CHAPITRE IX :
ÉTUDE TRANSVERSALE

IX.1. INTRODUCTION :

Lorsqu'il s'agit de construire par encorbellement, la structure transversale la plus adaptée est la section tubulaire (ou caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur.

Dans ce présent chapitre, il ya lieu de déterminer les armatures transversales (armatures passives) dans les âmes, l'hourdis inférieur et supérieur.

Dans un ouvrage de hauteur constante comme c'est le cas de notre ouvrage, les calculs en flexion transversale sont menés dans la section courante, nous nous intéressons à l'étude du voussoir courant.

Dans le cadre de l'analyse transversale, l'étude se concentre sur les sections dangereuses, à savoir la section sur pile et à la clé, où les moments de flexion sont les plus élevés. Cette étude inclut également une section intermédiaire représentative d'un voussoir courant.

IX.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX :

IX.2.1. Modélisation :

La modélisation est réalisée à l'aide d'un logiciel de méthode des éléments finis. Le caisson est représenté par un portique en cadre fermé, appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis (doublement articulés), avec une longueur du caisson égale à 1 mètre, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie.

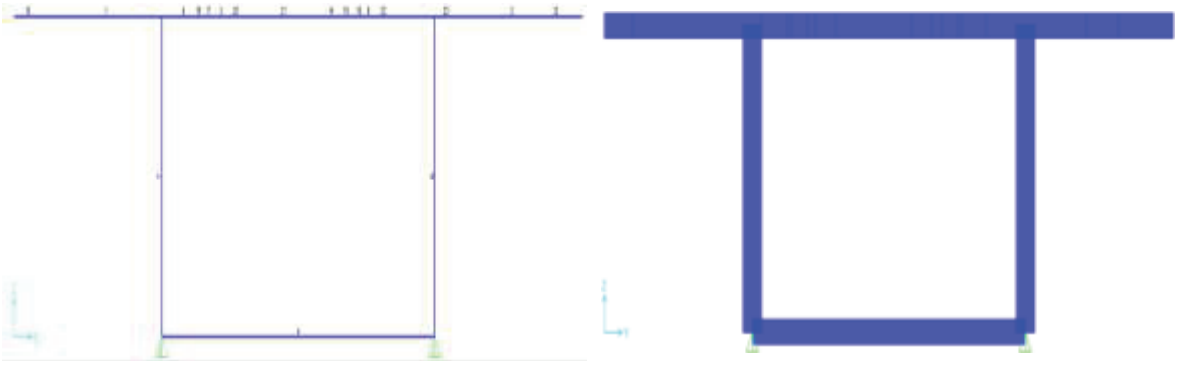


Figure.IX 1: Modélisation du voussoir courant (VSC).

IX.2.2. Les combinaisons de charge :

Les charges à considérer sont celles définies précédemment dans le ***CHAPITRE VI***

Le voussoir doit être ferraillé sous le moment de la combinaison la plus défavorable, les combinaisons de charge employées pour l'évaluation des efforts transversaux sont données ci-dessous :

A ELU :

- **Combinaison 01:** 1,35G + 1,6(A(l)+ St).
- **Combinaison 02 :** 1,35G + 1,6(Bc+St).
- **Combinaison 03 :** 1,35G + 1,6(Bt+St).
- **Combinaison 04 :** 1,35G + 1,35Mc120.
- **Combinaison 05 :** 1,35G + 1,35D240.

A ELS :

- **Combinaison 01:** G + 1,2A(l) + St.
- **Combinaison 02 :** G + 1,2Bc + St.
- **Combinaison 03 :** G + 1,2Bt + St.
- **Combinaison 04 :** G + Mc120.
- **Combinaison 05 :** G + D240.

IX.2.2. Résultats obtenus :

Les résultats des efforts internes des éléments : l'hourdis supérieurs, l'hourdis inférieur et l'âme, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.IX. 1: Les efforts internes dans les différents éléments du voussoir VSC.

			ELU			ELS		
			N(KN)	V(KN)	M(KN.m)	N(KN)	V(KN)	M(KN.M)
VSC	Hourdis-sup	Max	-	311.34	274.77	-	277.38	203.53
		Min	-	-312.23	-387.18	-	-229.65	-286.8
	Hourdis-inf	Max	-	25.64	16.74	-	19	12.41
		Min	-	-26.25	-35.86	-	-18.93	-26.56
	Âme	Max	-167.22	113.29	316.85	-117.8	83.92	234.70
		Min	-434.64	-113.29	-315.32	-324.93	-83.92	-233.57

Nb :

Les diagrammes des moments fléchissant, efforts tranchants et efforts normaux transversaux sont présentés dans ***l'annexe D.***

IX.3. FERRAILLAGE :

Les voussoirs sont segmentés en différents composants, à savoir :

- Une dalle supérieure qui subit une flexion simple.
- Une dalle inférieure qui subit également une flexion simple.
- Deux âmes qui travaillent en flexion composée.

IX.3.1. Exemple de ferraillage de l'hourdis supérieur :

Les fissurations sont jugées **préjudiciables**, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire de la dalle supérieur se fait à l'ELS et la vérification aussi est à ELS.

IX.3.1.1. Nappe inférieure :

- **Application numérique :**

B=1m; le ferraillage est pour 1 mètre linéaire;h = 25cm ; c = 5cm ;$M_{ser\ (Sup)}$ = 203.53KN.m ;

$\bar{\sigma}_{bc}$= 24 MPa ; σ = 250MPa ; d = 0.9×h = 0.9×25 = 22.5cm.$x = \frac{15\times\bar{\sigma}bc}{15\times\bar{\sigma}bc+\bar{\sigma}} \times d$ =0.13m= 13cm.

$z = d - \frac{x}{3}$ = 18.2cm ; $M_l = 0.5 \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \times z$ = 0.2834 MN.m = 283. 4KN.m ;

$M_l < M_{ser\ (Sup)}$ ⇒ **Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).**

$A_{Ser} = \frac{Mser}{Z \times \bar{\sigma}S}$ = 50.2cm² + $A_{s(inf)}$=19cm² = 69.2cm² ⇒ **On propose une nappe de *14HA25*.**

$A_{CNF} = A_{min} = \frac{0.23\times ftj}{fe} \times b \times d$ = 3.11cm² ≤ A_{Ser} .

⇒ **La condition de non-fragilité est vérifiée (C.N.F).**

IX.3.1.2. Nappe supérieure :

- **Application numérique :**

$M_{ser\ (Sup)}$ = -286. 8KN.m ; $M_l = 0.5 \times b \times x \times \sigma_{bc} \times z$ = 0.2834 MN.m = 283. 4KN.m ;

$M_l \leq M_{ser\ (Sup)}$ ⇒ **Section avec armatures comprimées (S.A.A.C).**

$\sigma_{sc} = \frac{15\times\bar{\sigma}s\times(x-d')}{x}$ = 222MPa.

$A_{s\ (Sup)} = (\frac{M1}{z} + \frac{Mser-M1}{d-c'}) \times \frac{1}{\bar{\sigma}bc}$ = 72.5cm² ⇒ **On propose une nappe de *5HA32*.**

$A_{s(inf)} = \frac{Mser-M1}{(d-c')\times\sigma sc} = 19cm^2$, et $A_{CNF} = A_{min} = \frac{0.23\times ftj}{fe} \times b \times d = 3.11cm^2 \leq A_{Ser}$

⇒ La condition de non-fragilité est vérifiée (C.N.F).

IX.3.2. Ferraillage longitudinale :

Les armatures longitudinales n'ont qu'un rôle de soutien dans la structure, car l'approche de conception globale utilisée implique que les charges et les surcharges de l'ouvrage sont entièrement reprises par les câbles de précontrainte.

$A_{sl} = \frac{A^{st}}{3} = 35.2\ cm^2$. **⇒ On propose une nappe de *5HA32*.**

$A_{CNF} = A_{min} = \frac{0.23\times ftj}{fe} \times b \times d = 3.11cm^2 \leq A_{Ser.}$

⇒ La condition de non-fragilité est vérifiée (C.N.F).

IX.3.3. Ferraillage passif du voussoir :

Les informations relatives au dimensionnement des armatures sont présentées de manière synthétique dans le tableau ci-dessous :

Tableau.IX. 2: Ferraillage passif du voussoir VSC.

		M<0 cm2/m	M>0 cm2/m	Total cm2/m	Barres Transversale	Barres Longitudinale	Espacement cm
Hourdis supérieur	**As(sup)**	72.5	-	72.5	***10HA32***	***5HA32***	20
	As(inf)	19	50.2	69.2	***14HA25***	***7HA25***	14
Hourdis inférieur	**As(sup)**	5.8	-	5.8	***6HA14***	***4HA14***	25
	As(inf)	-	3.5	3.5	***6HA14***	***4HA14***	25
âme	**As(sup)**	37	32.9	69.9	***10HA32***	***5HA32***	20
	As(inf)	-	32.9	32.9	***8HA25***	***4HA25***	25

Nb :

Le détail du calcul du ferraillage est représenté dans ***(Annexe D)***.

IX.4. CONCLUSION :

Ce chapitre s'est concentré sur l'étude transversale du tablier (VCL) dans le but de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs.

Le ferraillage de la dalle supérieure ainsi que des portées en encorbellement est crucial, car les charges roulantes exercent des contraintes importantes qui tendent à fléchir la dalle.

Le but de ce ferraillage est de renforcer la section transversale du caisson, ce qui permet une transmission efficace des charges verticales aux appuis.

L'analyse des sollicitations transversales est essentielle pour assurer une conception solide et durable de la structure.

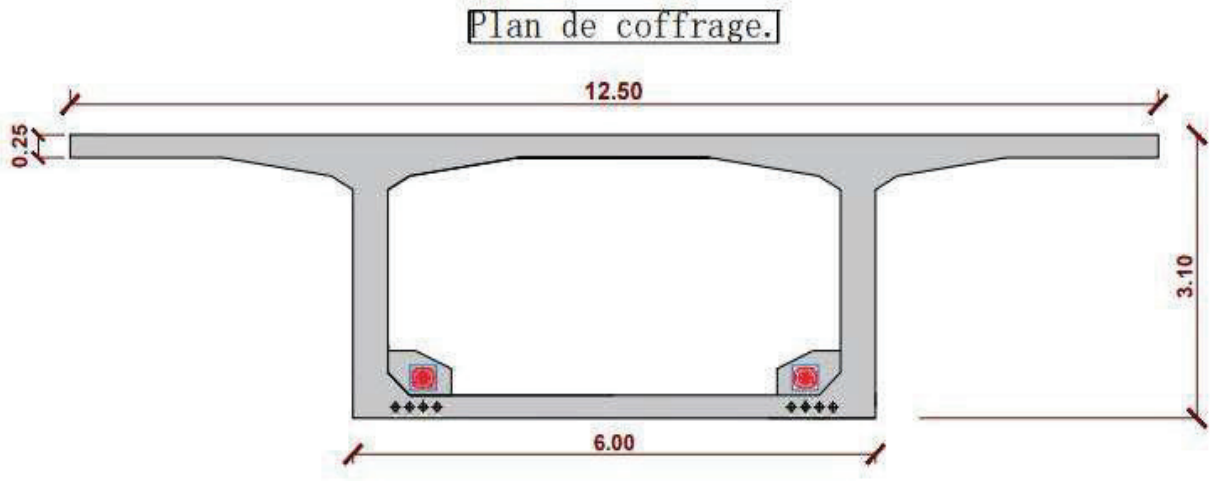


Figure.IX 2: Plan de coffrage.

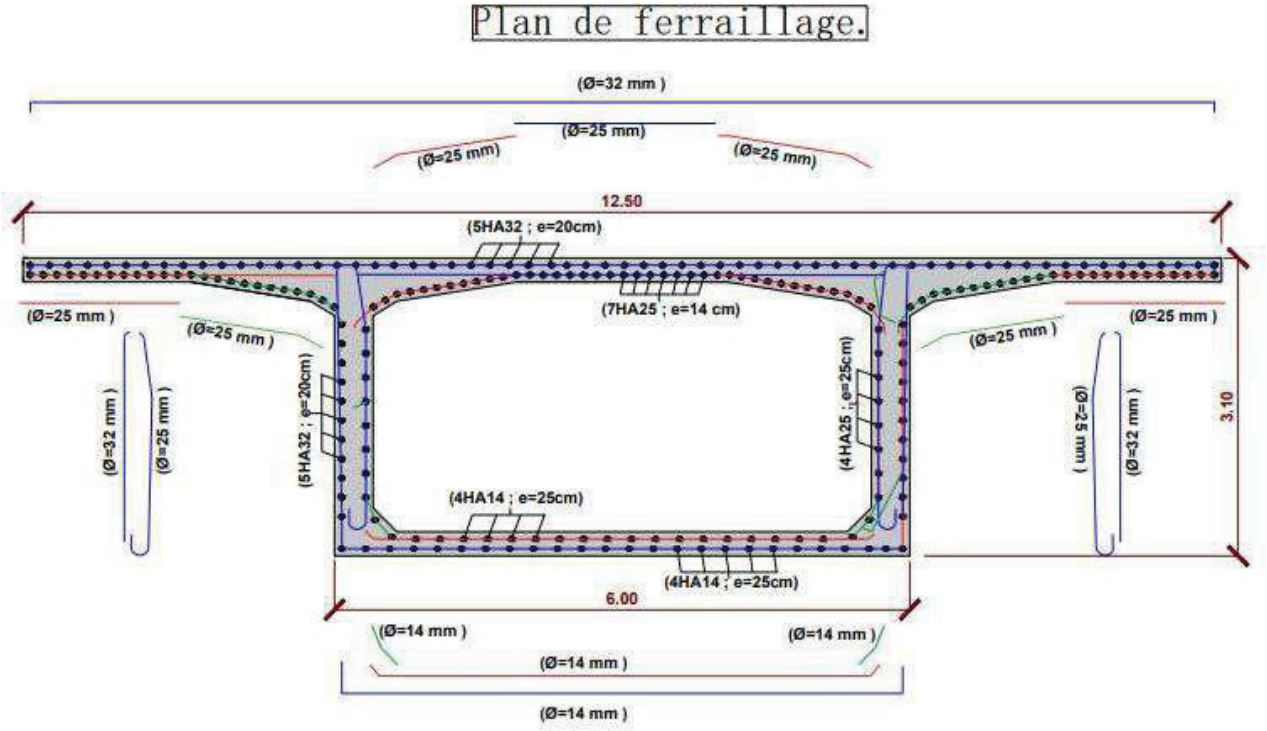


Figure.IX 3: Plan de coffrage.

CHAPITRE X :
ÉQUIPEMENT DU TABLIER ET RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

X.1. PARTIE I : INTRODUCTION GÉNÉRALE SUR LES ÉQUIPEMENTS DU TABLIER

Les équipements du tablier jouent un rôle essentiel dans la construction et le fonctionnement des structures de tablier, que ce soit pour les ponts, les passerelles ou les autres ouvrages d'art. Ces équipements sont spécifiquement conçus pour assurer la stabilité, la sécurité et la fonctionnalité du tablier, qui est la partie supérieure de la structure supportant la circulation des véhicules, des piétons ou des charges.

Les équipements du tablier peuvent varier en fonction de la nature de la structure et de son utilisation prévue. Ils comprennent notamment les éléments tels que les appareils d'appuis, les joints de dilatation, les garde-corps, les dispositifs d'éclairage, les systèmes de drainage, les revêtements de surface et bien d'autres.

Les joints de dilatation permettent d'absorber les variations de longueur dues aux variations de température, assurant ainsi la durabilité et la sécurité de la structure.

Les garde-corps sont essentiels pour assurer la sécurité des usagers en prévenant les chutes depuis le tablier. Ils sont conçus pour répondre aux normes de sécurité et offrir une protection adéquate. Les dispositifs d'éclairage permettent d'assurer une visibilité suffisante, notamment la nuit, pour garantir une circulation sécurisée.

Les systèmes de drainage sont également importants pour prévenir l'accumulation d'eau sur le tablier, ce qui pourrait causer des dommages à la structure ou rendre la circulation dangereuse. Ils peuvent inclure des canalisations, des caniveaux ou des systèmes de collecte des eaux pluviales.

Enfin, les revêtements de surface jouent un rôle esthétique et fonctionnel en offrant une surface de circulation adhérente, résistante à l'usure et adaptée aux besoins spécifiques de la structure.

En somme, les équipements du tablier sont des composants essentiels des structures de ponts, passerelles et autres ouvrages d'art. Leur conception et leur mise en place nécessitent une expertise spécifique pour assurer la stabilité, la sécurité et la fonctionnalité optimales du tablier, garantissant ainsi une circulation sûre et efficace.

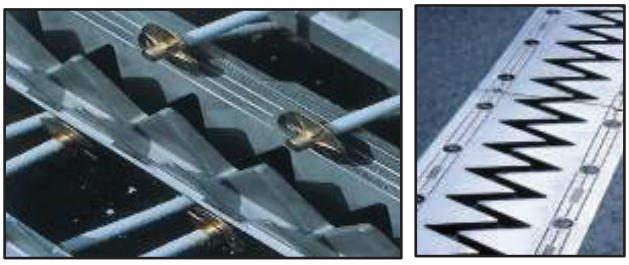


Figure.X. 1 : Joint de chaussée type Wd.



Figure.X. 2: Garde de corps type BN4.



Figure.X. 3: Glissière de sécurité.

X.2. PARTIE II : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES APPUIS PARASISMIQUES

X.2.1. Introduction générale :

Un appareil d'appui de pont est un élément structurel spécifique qui se trouve entre le tablier d'un pont et ses appuis, tels que les piles ou les culées. Son rôle principal est de transmettre les charges verticales provenant du poids permanent de la structure ainsi que les charges d'exploitation routières ou ferroviaires

Les appareils d'appui peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux, tels que l'acier, le caoutchouc, le néoprène ou le polyuréthane, en fonction des exigences spécifiques de la structure et des charges attendues. Ils sont conçus pour résister aux sollicitations mécaniques et environnementales, tout en offrant une durée de vie prolongée et une performance fiable.

X.2.2. Principe de l'isolation sismique :

Les isolateurs sismiques sont des systèmes qui découplent la structure des mouvements du sol et/ou de ses appuis en augmentant la flexibilité de la structure, en d'autres termes en allongeant sa période fondamentale de vibration, tout en fournissant un amortissement appropriât.

Puisque les dommages induits à une structure par l'effet des tremblements de terre sont essentiellement dus à la concordance entre la période naturelle de vibration d'une structure et la période dominante de la secousse sismique, l'allongement de la période de vibration de la structure permet, pour un séisme qui produit des accélérations maximales à de hautes fréquences (caractéristique propre aux séismes de l'est canadien), de réduire considérablement l'amplitude des accélérations, et par conséquent des forces qui lui sont transmises.

Un pont est généralement isolé immédiatement au-dessous de la superstructure et le but de l'isolement est de protéger les appuis (piles et culées) en réduisant les charges d'inertie transmises par le tablier.

Les principaux systèmes d'isolation sont classés comme suit :

Tableau.X. 1: Classification des principaux systèmes d'isolation.

	Non isolé	**Isolé**			
Loi de comportement (déplacement/ Cisaillement/ Force)	**Elastique**	**Linéaire**		**Bilinéaire**	
		Type (1)	**Type (2)**	**Type (1)**	**Type (2)**
Description	Structure à Comportement élastique non isolé	Isolation linéaire avec faible amortissement visqueux	Isolation linéaire avec haut amortissement visqueux	Isolation non linéaire avec capacité élastique	Grande isolation non linéaire
Exemples	/	Appareil d'appuis en élastomère fretté, amortisseur extérieur	Appareil d'appuis en élastomère fretté, haut capacité D'amortissement	AA en élastomère fretté avec noyau de plomb	Appareil glissant (friction)

X.2.3. Concept de base :

Le concept de base des appareils d'appui est de fournir un soutien et de permettre le mouvement relatif entre les parties d'une structure, tout en répartissant les charges et en minimisant les contraintes.

Dans le contexte des ponts et des structures similaires, les appareils d'appui sont utilisés pour compenser les mouvements thermiques, les vibrations et les déformations résultant des charges statiques et dynamiques. Ils permettent également d'absorber les forces horizontales et verticales, de maintenir la stabilité structurelle et d'assurer la durabilité de la structure.

En résumé, les appareils d'appui fournissent un support flexible et adaptatif, tout en préservant l'intégrité de la structure face aux forces et aux mouvements auxquels elle est soumise.

X.3. CATÉGORIE ET TYPES D'APPAREIL D'APPUIS PARASISMIQUES :

Les appareils d'appui jouent un rôle crucial dans la construction et la stabilité des ouvrages d'art, notamment pour améliorer la résistance sismique des structures en réduisant les contraintes et les dommages potentiels.

Les appareils d'appui peuvent être classés en différentes catégories on distingue :

X.3.1. Appuis déformation en élastomère :

Ces systèmes exploitent le principe de l'appui fretté et sa flexibilité latérale. Il existe plusieurs variantes dans cette catégorie d'appui tel que les appareils d'appuis en élastomère frettés sans noyau de plomb (**AAEF**), avec noyau de plomb intégré à l'intérieur de l'appui (**LRB, Lead Rubber Bearing**), avec élastomère à haut taux d'amortissement (**HDR, High Damping Rubber Bearings**).



Figure.X. 4: AAEF sans noyau de plomb.

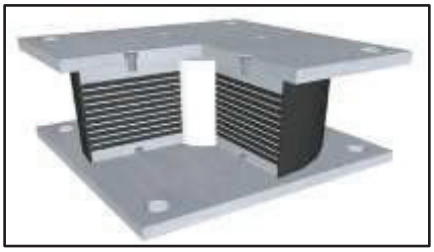


Figure.X. 5: AAEF avec noyau de plomb.

X.3.2. Appuis glissants :

L'appuis glissant est une catégorie parmi les appuis parasismique utilisée, dont le plus utilisée est l'appui en pendules glissants qui se compose d'une surface concave de forme sphérique recouvert d'une plaque d'acier inoxydable articulé en contact de la surface concave par une articulation qui garantit un contact uniforme. Ces systèmes permettent le découplage des mouvements de la superstructure des éléments de fondation au moyen d'interface de glissement. A titre d'exemple, le système de pendule à friction (**FPS**, **friction pendulum system**).

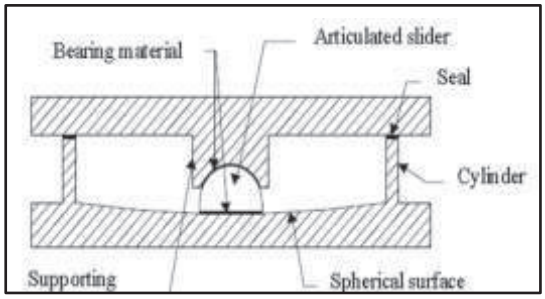
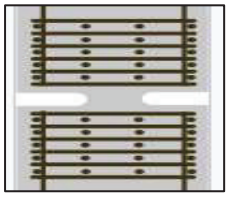


Figure.X. 6: Appui à pendule glissant.

X.3.3. Appareil d'appui à déformation et de glissement :

Ont une très forte intensité, lorsque la force requise pour augmenter la distorsion devient plus élevée que la force de frottement entre les plaques. Ce phénomène est rendu possible grâce à ce type d'appareil d'appui dû à l'association des plaques de glissement et des appuis à déformation, qui fonctionnent ensemble.

X.3.4. Appareil d'appui en béton armé :



A titre exemple, les articulations Freyssinet ou à sections rétrécies de béton ont très rapidement remplacé les articulations Considère. Elles équipent de nombreux ouvrages et selon l'intensité des efforts horizontaux, elles possèdent ou ne possèdent pas d'aciers traversant (goujons).

X.3.5. Appareil d'appui à pot :

Un appareil d'appui à pot est un dispositif utilisé dans la construction pour permettre des mouvements et des déformations entre une structure et sa fondation. Il se compose généralement d'un pot cylindrique en acier ou en caoutchouc rempli de matériau élastique, tel que du caoutchouc néoprène. Cet appareil permet d'absorber les forces et les vibrations horizontales, y compris les séismes et les variations thermiques. L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

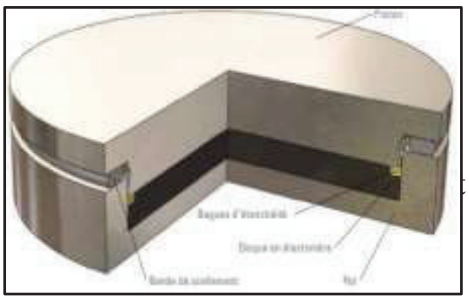


Figure.X. 7: ***Appareil d'appui à pot.***

Il existe trois types d'appareils d'appui distincts :

- **Les appareils d'appui à pot fixes :** Ils permettent uniquement des rotations multidirectionnelles et empêchent tout déplacement horizontal ou translation.
- **Les appareils d'appui glissant libre :** Ils autorisent à la fois la rotation et le déplacement Multidirectionnel.
- **Les appareils d'appui glissant guidé :** Ils permettent à la fois la rotation et le déplacement dans une seule direction.

X.4. EFFORT VERTICAL APPLIQUÉ SUR LES APPAREIL D'APPUIS :

Les réactions d'appuis maximaux calculés dans **(*chapitreVII étude longitudinale*),** les résultats sont représentés dans **(*Annexe B*),** pour un seul appareil d'appui on a les résultats suivants :

Tableau.X. 2: Effort vertical maximal au niveau des appuis.

	ELU(MN)	ELS(MN)
Pile	12.7	7.92
Culée	3.90	1.97

X.5. PRÉSENTATION DES APPAREILS D'APPUIS EMPLOYÉ POUR NOTRE ÉTUDE :

L'objectif de cette étude est de diversifier les types d'appareils d'appui afin d'observer le comportement du modèle créé sur le logiciel ***CSI Bridge*** et faire une comparaison.

X.5.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté (AAEF) :

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont à faible amortissement d'ordre de 10% - 15% doté d'un comportement quasi linéaire-élastique.

Ils sont composés d'un bloc en caoutchouc élastomère qui répondent aux charges latérales, généralement renforcé par des plaques métalliques appelées frettes qui répondent aux charges verticales.

Ils présentent plusieurs caractéristiques mécaniques importantes :

- Ces dispositifs sont conçus pour supporter des charges verticales et horizontales importantes. Leur capacité de charge dépend de leur conception spécifique, de la surface de contact et des propriétés mécaniques de l'élastomère utilisé.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté ont une caractéristique de déformation élastique, ce qui signifie qu'ils peuvent subir une déformation sous l'effet d'une charge, mais peuvent retrouver leur forme initiale une fois la charge retirée. Cela permet une absorption efficace des chocs et des vibrations.
- Ils sont capables de résister à des forces de compression sans subir de déformations permanentes, également une résistance élevée à la traction et au cisaillement générées par les mouvements et les déformations de la structure.
- L'élastomère utilisé dans ces appareils d'appui est généralement choisi pour sa dureté et sa résistance à l'abrasion, ce qui garantit leur durabilité et leur capacité à résister à l'usure causée par les mouvements et les charges répétées.

X.5.1.1. Dimensionnement :

Les appareils d'appui utilisés sont de type B et sont constitués de n+1 frettes métalliques et de n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés d'une couche d'élastomère d'au moins 4 mm d'épaisseur sur leur périphérie, ainsi que d'une couche d'élastomère nominale de 2,5 mm d'épaisseur sur les faces supérieures et inférieures.

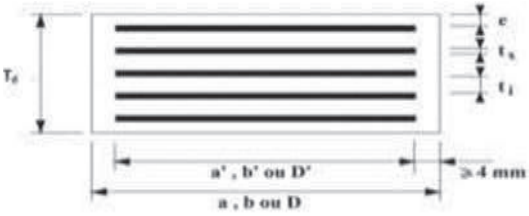


Figure.X. 8: Constitution type d'un AAEF.

- **Aire de l'appareil d'appui :**

$\frac{Nmax}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 20$ **MPa** ; avec : N_{max} : Effort vertical maximal au niveau d'un appui.

(Condition de non cheminement).

- **Epaisseur de l'appareil d'appui :**

$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ (conditions de non-flambement) ; Avec : a est le grand côté de l'élastomère.

- **Dimensionnement des frettes :**

L'épaisseur des frettes doit satisfaire aux conditions suivantes :

$t_s > \frac{a \times \sigma m}{\beta \times \sigma e}$ Avec : $\sigma e = 235$ Kg/mm² $\Rightarrow$ $t_s \geq 2mm$

Avec : $\sigma m = \frac{Nmax}{a' \times b'}$ et $\beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a \times b)}$.

- **Application numérique : (cas des piles)**

R_{max} **= 12.70MN.**

a × b ≥ **6350 cm× cm ⇒ (a× b) = (800× 800)mm² = 6400cm²**

80 ≤ **T** ≤ 160 ; t_s > 2.7mm ⇒ t_s= 3mm.

Donc, on prend :

- 6 feuilles d'élastomère : t_i **= 16mm.**
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\mathbf{e = \frac{ti}{2} = 8mm.}$
- 7 frettes métalliques de : t_s**= 4mm.**
- Enrobage des chants : **4mm.**
- Enrobage extérieur : **3mm.**

D'où : **(a× b× t) ⇒ (800 × 800 × 130).**

- **Application numérique : (cas des culées)**

R_{max} **= 3.90MN.**

a× b ≥ **1950cm× cm ⇒ (a× b) = (350 × 600)mm² = 2100cm²**

35 ≤ **T** ≤ 60 ; t_s > 2.25 ⇒ t_s= 3mm.

Donc, on prend :

- 4 feuilles d'élastomère : t_i **= 10mm.**
- 2 feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : $\mathbf{e = \frac{ti}{2} = 5mm.}$
- 5 frettes métalliques de : t_s**= 3mm.**
- Enrobage des chants : **4mm.**
- Enrobage extérieur : **3mm.**

D'où : **(a× b× t) ⇒ (350 × 600× 65).**

X.5.1.2. Evaluation des efforts et des déplacements horizontaux :

- **Actions statiques :**

Les efforts statiques sont calculés de la manière suivante : **H=** $|Xi|$ **×Ki×Ɛ**

Xi : distance de la pile (ou la culée) par rapport au centre de rigidité.

ƐT : coefficient de la température ; **ƐT = λ × ΔT** ; avec **ΔT=20°C** et $\lambda = 10^{-5}$.

Ɛf : coefficient du fluage **Ɛf = Kfl**×10^{-4} ; Kfl : vaut à t =0 au moment où il subit la contrainte σb est de 2 à 3 donc **Kfl = 3.**

$\mathbf{Ɛr = 2 \times 10^{-4}}$: coefficient de retrait.

- **Actions dynamiques :**

La seule action dynamique présente est celle de l'effort de freinage maximal causé par un camion Bc " **Fr = 0.285MN** " (***Voir chapitre VII***).

- **Déplacement horizontale :**

Vx = VxT + Vxf + Vxr + Vxfr

VxT : Déplacement dû à la température, donnée par : **VxT = L× ƐT**.

Vxf : Raccourcissement dû au fluage, donnée par : **Vxf = L × Ɛf**.

Vxr : c'est le raccourcissement spontané du béton, donnée par :**Vxr = L × Ɛr**.

L : longueur de dilatation (entre les joints de chaussée) qui vaut **142 m.**

Vxfr : Déplacement horizontal maximal dû au freinage ; $\mathbf{Vxfr = \frac{Ffr \times Tq}{2 \times G \times a \times b}}$.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui **G = 0,9 MPa**.

Tq : Épaisseurs d'élastomère.

XCR : Centre de rigidité ; XCR = $\frac{\Sigma xiki}{\Sigma Ki}$ = **82.47m**.

$|Xi|$: La distance entre l'appui et le contre de rigidité.

Ki : Raideur d'appui (***voir chapitre XI étude sismique***).

Tableau.X. 3: Déplacement horizontal du tablier.

Appui	Xi (m)	VxT (m)	Vxf (m)	Vxr (m)	Vxfr (m)	Kapp (MN/m)	HT (MN)	Hf (MN)	Hr (MN)
C1	82.47	0.017	0.025	0.017	0.049	7.560	0.1247	0.1867	0.1247
P1	43.47	0.009	0.013	0.009	0.057	16.61	0.1494	0.2160	0.1494
P2	18.53	0.004	0.006	0.004	0.028	15.50	0.0620	0.0930	0.0620
C2	57.53	0.012	0.017	0.011	0.035	7.560	0.0869	0.1307	0.0869

D'après les résultats obtenus :

$V_{xSmax\text{-}culée}$ = 0.11m ; $V_{xSmax\text{-}pile}$ = 0.10 m.

D'après l'étude sismique on a :

$V_{xd\text{-}pile}$ =0.102m ; $V_{xd\text{-}culée}$ =0.108 m.

D'où : $\begin{cases} V_{xmax\text{-}pile} = 0.212\text{m}. \\ V_{xmax\text{-}culée} = 0.218\text{m}. \end{cases}$

X.5.1.3. Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA :

Selon le RPOA, il est nécessaire d'effectuer quatre types de vérifications pour les appareils d'appui en élastomère fretté.

A- Résistance à la compression :

- Appareil d'appui sur pile : $\sigma_{ap}=\frac{Nmax}{a\times b}=\frac{12.7}{0.80\times0.80}$= **19.84MPa ≤ σ_{adm}= 20MPa ⇒ (vérifié).**
- Appareil d'appui sur culé : $\sigma_{ap}=\frac{Nmax}{a\times b}=\frac{1.95}{0.35\times0.60}$= **18.57≤ σ_{adm}= 20 MPa ⇒ (vérifié).**

B- Sécurité au flambement :

Pour assurer la sécurité contre le flambement, il satisfait la condition suivante : **γs × Pu ≤ Pc.**

Avec :

γs = 3 : coefficient partiel de sécurité.

Pu : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule : Pc = $\frac{4\times G\times B\times S^2\times d}{h}$.

B : aire nominale en plan de l'appui (B = a x b).

d : somme d'une épaisseur des frettes et d'une épaisseur d'élastomère.

h : hauteur totale de l'appareil d'appui.

G : module de cisaillement.

S : facteur de forme = $\frac{a\times b}{2\times t\times(a+b)}$.

- **Application numérique :**

Cas des piles :

S = 12.5; d = 0.020m.
h = 0.130m; B = 0.64m².
Pu = 12,70 MN.
Pc = 55.38MN.
γs× Pu = 38.10MN≤Pc= 55.38MN.
⇒ **Vérifié.**

Cas des culées :

S= 11.05; d = 0.013.
h= 0.060m; B = 0.2100mm².
Pu= 3.95MN.
c= 20.003MN.
γs× Pu = 11.85 MN≤Pc= 18.46MN.
⇒ **Vérifié.**

C- Limitation de la distorsion :

On assure la condition suivante : δ = tan(ɣ) < δc

- Pour p = Pu/Pc ≤ 0,25 ; $\delta = \frac{Vx}{T}$.≤ 0,7+ 4(δo - 0,7) (0,25 - p) = δc.
- Pour p ≥ 0,25 ; $\delta = \frac{Vx}{T}$ ≤ 1,4(1-2p) = δc.

Avec :

δo = c/hc, borné par [0,7 < δo < 2]

c : Petit côté pour un appui rectangulaire.

hc : épaisseur totale d'élastomère.

- **Application numérique :**

Cas des piles :

p= 0.14≤ 0.25.
δo= 6.15, On prend δo= 2.
δc= 1.27.
δ= 1.63 > δc= 1.27
⇒ **Non Vérifié.**

Cas des culées :

p= 0.1≤ 0,25.
δo= 5.38, On prend δo= 2.
δc= 1.48.
δ= 1.65 > δc= 1.48
⇒ **Non Vérifié**.

Dans le cas des culées on doit placer des dispositifs de non-distorsion.

D- Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en considérant la force verticale du séisme. Il est nécessaire de vérifier : **H < f × Nmax**.

Avec :

f : Coefficient de frottement = 0.1+ $\frac{0.6}{\sigma m}$.

H : L'effort horizontal.

N : L'effort de compression vertical.

- **Application numérique :**

Cas des piles :

N= 12.70MN.
σm= 17.63MN.
f= 0.134.
H=0.51 ≤ 0.134×12.7 = 1.70MN
⇒ **Vérifié.**

Cas des culées :

N=3.95MN.
σm=18.57MN.
f= 0.132.
H=0.45 ≤ 0.132×3.95 = 0.52MN.
⇒ **Vérifié.**

X.5.2. Les appareils d'appui en élastomère fretté à base d'appui fretté avec un noyau de plomb LRB (Lead Rubber Bearing) :

Cet appareil d'appui est similaire au précédent à l'exception d'un trou central parfaitement circulaire accueillant un noyau en plomb intégré. Tandis que ce noyau en plomb offre une capacité d'amortissement supplémentaire.

L'appareil d'appui LRB permet de réduire les vibrations et les déformations excessives de la structure, améliorant ainsi sa stabilité et sa résistance aux dommages.

Ils présentent plusieurs caractéristiques mécaniques clés :

- Sont conçus pour permettre des mouvements horizontaux, verticaux et de rotation, ce qui les rend adaptés aux déformations et aux mouvements de la structure. Ils offrent une flexibilité qui absorbe les forces dynamiques et permet des ajustements en cas de charges variables.
- Grâce à la combinaison de l'élastomère et du noyau en plomb, ces dispositifs offrent une capacité d'amortissement élevée d'ordre 30%. Ils sont capables d'absorber efficacement les vibrations, les chocs et les forces dynamiques.
- Ils sont capables de supporter des charges importantes et de résister aux forces de compression sans subir de déformations permanentes. Ils maintiennent leur capacité de charge tout en conservant leurs propriétés mécaniques.
- Ces dispositifs sont conçus pour être durables et résistants à l'usure. L'élastomère et le noyau de plomb sont choisis pour leur résistance à la fatigue, ce qui leur permet de conserver leur efficacité d'amortissement sur une longue durée de vie.
- Ont la capacité de récupérer leur forme et leurs propriétés initiales après avoir subi des déformations sous l'effet des charges. Cela garantit la stabilité continue de la structure et la performance à long terme de l'appareil d'appui.

X.5.2.1. Dimensionnement :

A- Sur culé :

Pour dimensionner ce type d'appareil d'appui on doit proposer et estimer les paramètres suivant :

- T_D : La période de conception de la structure est égale à 2.5s.
- β_{eff} : Coefficient d'amortissement effectif = 30% ; $Rmax$= 3.9MN.

On calcule :

- La rigidité effective : $K_{eff} = \frac{Rmax - ELS}{g}(\frac{2\pi}{T_D})^2 \Rightarrow$ **K_{eff} = 2.55KN/m**.
- Le déplacement de conception : $D = \frac{1 \times g \times \times A \times N \times SI \times T_D}{B_D \times 4 \times \pi^2} \Rightarrow$ **D= 0.112m= 11.2cm.**

Les paramètres B_D, N et S_I sont donnés dans ***(Annexe E)*.**

Avec :

B_D : Facteur relié à l'amortissement effectif.

A : Coefficient d'accélération de zone sismique.

N : Coefficient dépendant de la proximité de la faille active.

SI : Coefficient caractérisant le type de sol.

La force élastique Qd : $Qd = \frac{Rmax \times D}{4D} \Rightarrow$ Qd= 0.98MN.

Le diamètre du noyau plomb : Ap= $\frac{Qd}{fpy}$ ⇒ Ap= 0.178m² **;** Donc : d= 0.475m= 475mm.

B- Sur pile :

De la même procédure de calcul on obtient pour $R_{max\text{-}els}$= 12.7MN.

K_{eff} = 8.20KN/m ; D= 0.112m= 11.2cm ; Qd= 3.20MN ; Ap= 0.58m² et d=0.859m= 859mm.

Selon les résultats obtenus, on choisit au niveau de la culé du catalogue : "LASTO LRB" le modèle ayant les dimensions suivantes :

Tableau.X. 4: Dimensions de l'appareil d'appuis LRB sur culés et piles

	D (mm)	te (mm)	Hs (mm)	Nsd (KN)	Ntd (KN)	f1 (KN)	f2 (KN)	Kr (KN/m)	Keff (KN/m)	Kv (KN/m)	ε (%)
pile	900	216	410	16250	6750	690	1750	2650	4380	3658	26
culée	700	192	374	8750	3450	515	1230	1.80	3090	1991	29

X.5.3. L'appareil d'appui à système d'un pendule glissant FPS (friction pendulum system) :

L'appareil d'appui à système d'une pendule à friction (FPS) est un dispositif composé d'une pendule métallique unique suspendu par un câble ou une chaîne flexible. Le pendule est en contact avec une plaque ou un disque doté d'un matériau à glissement. Lorsque des vibrations ou un mouvement sismique se produisent, le pendule oscille, entraînant le frottement entre la plaque à friction et le pendule.

Ce frottement convertit l'énergie cinétique en chaleur, ce qui permet de dissiper l'énergie sismique et de réduire les vibrations de la structure.

Ces appuis présentent plusieurs caractéristiques clés :

- Les appareils d'appui FPS sont conçus pour offrir une capacité d'amortissement élevée, ce qui signifie qu'ils peuvent absorber efficacement les vibrations et les mouvements sismiques. Cela permet de réduire les contraintes exercées sur la structure et d'améliorer sa stabilité lors d'événements sismiques.
- Les pendules métalliques suspendues offrent une certaine flexibilité et une capacité d'ajustement aux mouvements de la structure. Cela permet aux appareils d'appui FPS de s'adapter aux déformations et aux variations de charge, offrant ainsi une protection efficace contre les vibrations indésirables.
- Les plaques ou les disques en matériau à friction en contact avec les pendules permettent de convertir l'énergie cinétique générée par les vibrations en chaleur. Cette conversion d'énergie contribue à dissiper les forces sismiques et à réduire les vibrations, améliorant ainsi la stabilité globale de la structure.
- Les appareils d'appui FPS sont conçus pour être durables et résistants. Ils sont capables de supporter des charges importantes et de maintenir leurs performances à long terme, même dans des conditions environnementales difficiles.
- Les appareils d'appui à système d'une pendule à friction peuvent être utilisés dans une variété de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les passerelles, les équipements industriels, etc.

- Ils offrent une solution efficace pour réduire les vibrations et améliorer la résistance sismique dans divers contextes.

X.5.3.1. Dimensionnement :

Les données nécessaires pour le dimensionnement du pendule glissant sont les suivants :

- Calcule le rayon de la surface sphérique R : $T_D = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}} \Rightarrow R = g\left(\frac{TD}{2\pi}\right)^2$
- Calcule la rigidité et l'amortissement effectif :

$$\Sigma K_{eff} = \frac{P \times T}{R} + \frac{\mu \times Ps \times T}{D} \; ; \; \varepsilon_{eff} = \frac{2}{\pi} \times \frac{\mu}{\mu + \frac{D}{R}}.$$

- Calcule le déplacement vertical $d_v = \frac{D^2}{2R}$.
- Calcule le diamètre de la surface sphérique d ≻ 2D.

Avec :

- T_D : La période de conception de la structure est égale à 2.5s.
- P : La charge verticale maximale sous la combinaison la plus défavorable à ELS.
- D : Déplacement de conception est a estimé.
- μ : Coefficient de frottement est estimé de 1 à 2%.

X.5.3.2. Vérification du dimensionnement :

La vérification est faite par la condition suivante :

La force de rappel $\frac{P}{R} \times D$ doit être supérieure à la force de frottement $\mu \times P$ afin d'assurer le recentrage du système d'isolation. $\Rightarrow \frac{D}{R} \geq \mu$.

Tableau.X. 5:Résultats dimensionnement appareil d'appuis glissant.

	R(m)	D(cm)	Keff(KN/m)	εeff (%)	dv(cm)	D/R	D/R ≥ μ
Pile	1.55	7	20000	19.5	0.16	0.045	Vérifier
Culée	1.55	4	6420	27.7	0.05	0.025	Vérifier

X.6. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES APPAREIL D'APPUIS UTILISÉE :

X.6.1. Critère de choix parasismique :

Pour choisir un type d'appareil d'appuis convenable pour l'ouvrage pour garantir les propretés d'isolation parasismique on doit évaluer les caractéristiques mécaniques de l'ensemble, les normes de performance sismique et le cout des appareils adoptés et le cout d'entretien sur le long terme, les élastomères nécessitent un entretien périodique pour vérifier la matière de l'appui vu qu'elle peut présenter des problèmes de durcissement à long terme.

Et pour cela on a fait une modélisation de 3 modèles d'appareil d'appuis (AAEF, LRB, FPS) sur le modèle réaliser sur le logiciel CSI-Bridge et voir leurs comportement.

X.6.2. Comparaison des résultats obtenus après modélisation :

Tous les résultats sont représentés dans **(*Annexe E*).**

Tableau.X. 6: Tableau récapitulatif des résultats obtenus du logiciel CSI Bridge.

Type d'appareil d'appuis	Participation modale %	Période T1(s)	U_Max (AA) (cm)	R_Max (AA) (rad)	M_Max (pile)(KN.m)	V_Max (pile)(KN)
AAEF	89	1.88	10.8	0.001	-10996	13924.00
LRB	88	2.72	15	0.0008	-10116	13924.32
FPS	87	1.21	7.5	0.0008	-14789	13922.00

Tableau.X. 7: Avantages et inconvénients des appareils d'appuis étudiés.

Appareils d'appuis	Avantages	Inconvénients
Élastomère fretté	- Facilité de mise en œuvre, réglage et contrôle. - Repartions des efforts horizontaux entre plusieurs appuis. - Leur coût, qui est relativement modéré. - Absorption des chocs et des vibrations -Faible accélération.	- Grande déplacement. - Permet les descentes de charges modérées environ de 12000KN. - Permet un entretien régulier. - Le caoutchouc devient inefficace avec le temps.
LRB	Excellente capacité d'absorption des vibrations, grâce à la combinaison de l'élastomère frette et du noyau de plomb, - Amélioration de la stabilité et de la sécurité lors de l'utilisation d'équipements ou de machines sensibles aux vibrations. - Faible accélération.	- Coût élevé (technologie avancée). - Poids plus élevé par rapport aux autres appuis, ce qui peut rendre leur manipulation et leur installation plus difficiles. - Besoin d'une maintenance régulière pour vérifier l'intégrité du noyau de plomb et s'assurer de son bon fonctionnement.
FPS	- L'interface de glissement permet de dissiper l'énergie sismique par glissement. - Excellente capacité d'absorption des vibrations grâce au système de pendule. - Réponse dynamique et adaptative aux vibrations, permettant une meilleure adaptation aux différentes vibrations.	- Coût potentiellement élevé en raison de la technologie avancée et de la complexité du système de pendule. - Complexité de conception et de mise en œuvre. - Nécessiter une surveillance et un réglage réguliers pour assurer un fonctionnement optimal et maintenir l'efficacité de l'amortissement des vibrations.

- **Commentaire :**

D'après les résultats obtenus, On voit que y'a pas une grande différence entre les valeurs obtenues de cette étude exhaustive des différents appareils d'appuis, il est possible de tirer les conclusions suivantes :

- C'est bien de choisir un appareil d'appuis qui a un moment fléchissant le moins pour économiser le ferraillage utilisé.

- La période d'isolation sismique du mode de vibration fondamentale du pont correspond assez bien à la valeur cible.

- En conclusion, les dispositifs d'appui de type LRB, entre autres, demeurent une solution fiable pour les bureaux d'études techniques chargés de la conception de nouveaux ponts ou deréhabilitation de ponts existants comparativement aux autres systèmes d'isolation sismique présentés dans cette étude, mais vu de leurs technologie avancée et cout élevé, on a choisi de garder et continuer l'étude avec l'appareil d'appui en élastomère fretté.

X.7. DÉS D'APPUI :

Le dé d'appui a pour fonction de répartir les charges localisées provenant du tablier vers l'élément porteur, détecter et anticiper d'éventuelles fissures, ainsi que corriger l'inclinaison du tablier.

X.7.1. Dimensionnement :

Les dimensions (a1, b1, h) seront sélectionnées de manière à permettre l'inclusion des appareils d'appui : $\begin{cases} a1 = b+h. \text{ Avec :} \\ b1 = a+h. \end{cases} \quad \begin{cases} h \geq \frac{2\times B0}{P0}. \\ B0 = a\times b \text{ et } P0 = 2\times(a+b). \end{cases}$

Tableau.X. 8: Dimensions des dés d'appui retenu.

	Sur pile	Sur culé
Dimensions	1200×1200×400	550×800×200

X.7.2. Ferraillage des dés d'appui :

Les différentes sections d'armatures sont évaluées conformément aux recommandations du guide SETRA (P.P.73).

A- Armatures de chaînage :

La section d'armatures de chaînage peut être calculée en utilisant des règles similaires à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général : $\mathbf{Ac} = \frac{0.25\times N}{\sigma s}$

B- Armatures horizontales :

Afin de limiter la propagation éventuelle de fissures, toutes les armatures horizontales situées sous le chaînage doivent supporter une charge équivalente à 12,5% de la charge descendante correspondante : $\mathbf{Ah} = \frac{0.125\times N}{\sigma s}$

C- Frette supérieure :

Les armatures croisées sont placées le plus près possible de la face supérieure : $As = \frac{0.04\times N}{\sigma s}$.

D- Frette inférieure :

Une frette inférieure d'éclatement est positionnée à une profondeur comprise entre h/3 et h, mesurée à partir de la face supérieure de l'appui : $Ai = \frac{0.10 \times N}{\sigma s}$.

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus ainsi que le choix des armatures :

Tableau.X. 9: Ferraillage des dés d'appui au niveau des piles et des culés.

	Armature	Chaînage	Horizontales	Frettes sup	Frettes inf
Cas des piles	**Section(cm²)**	73.025	36.51	11.68	29.21
	Choix	***10HA32***	***8HA25***	***8HA14***	***10HA20***
Cas des culés	**Section(cm²)**	22.71	11.35	3.63	9.08
	Choix	8HA20	8HA14	4HA12	6HA14

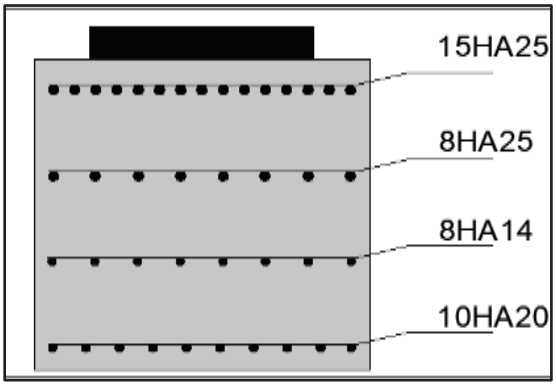


Figure.X. 9: Ferraillage dé d'appui (piles).

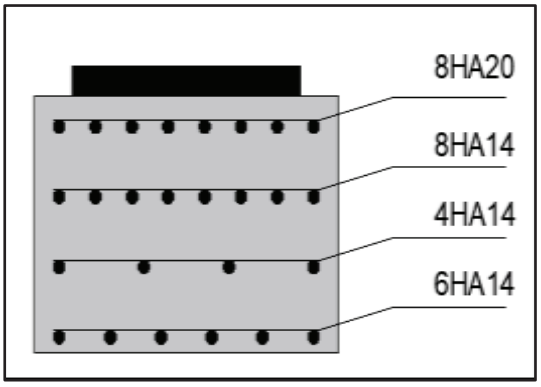


Figure.X. 10: Ferraillage dé d'appui (culées).

X.8. JOINT DE CHAUSSÉE :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales causées par des fluctuations de température, le retrait, le fluage et les déformations d'exploitation. Afin de permettre la dilatation libre du tablier, il est nécessaire de prévoir un jeu à une ou plusieurs de ses extrémités.

Le joint de chaussée, quant à lui, est exposé aux dommages causés par la circulation et l'environnement. Toute intervention sur cet élément a des répercussions sur l'exploitation du pont, qui doivent être minimisées grâce à une conception et une maintenance appropriées.

X.8.1. Dimensionnement :

Construction prend en considération le déplacement sismique afin de minimiser les dommages aux lèvres de support du joint, comme les chocs et les interférences entre celles-ci.

Les joints de chaussées sont dimensionnés en utilisant la relation suivante : $\mathbf{W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_s}{3}}$.

Avec :

W : souffle total du joint.

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

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

- **Application numérique :**

- **Déplacement dû à la température :**

$W_T = L \times \varepsilon_T = 72 \times 20 \times 10^{-5} = 0.0144mm \Rightarrow W_T = 1.44cm.$

Déplacement dû au retrait et fluage :

$W_D = L \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f) = 72 \times 5\ 10^{-4} = 0.036mm \Rightarrow W_D = 3.6cm.$

Déplacement dû au séisme :

$W_S = V_x = 10.8cm.$ ⇒ D'où : **W= 7.63cm.**

X.8.2. Type de joint :

Le choix du type de joint de chaussée repose sur le calcul préalable du souffle total. Après avoir consulté un catalogue de joints de chaussée "JOINT DE CHAUSSÉE CIPEC", il est constaté que pour un souffle de **(7.63cm**), la famille de joints recommandée est celle des joints Wd (**des joints à dents en console.**).

Ces joints spécifiques, connus sous le nom (**Joints de chaussée Wd**), sont spécialement conçus pour supporter une circulation intense et lourde, et se distinguent par leur remarquable robustesse.

Tableau.X. 10:Modèle de joint wd.

Type	Droite(100gr)	80gr	60gr	40gr	30gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint Wd80.

Les souffles admissibles pour ce type de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210mm.

X.9. CONCLUSION :

Ce chapitre traite de la sélection et de la conception des équipements pour notre viaduc. Il est crucial de noter que tous les équipements doivent être accessibles pour permettre leur inspection. Comparés à la structure porteuse, ces équipements ont une durée de vie plus courte en raison de l'usure, du vieillissement et des contraintes liées au trafic, tels que l'étanchéité, les joints de dilatation et les dispositifs d'appui.

De plus, un surdimensionnement ne garantit pas une meilleure durabilité dans des conditions environnementales défavorables. Il est donc nécessaire d'adopter des dispositifs facilitant la réparation ou le remplacement des équipements dans des conditions favorables.

CHAPITRE XI :
ÉTUDE SISMIQUE ET INFRASTRUCTURE

XI.1. INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est essentielle pour le projet. Elle est étroitement liée à l'ensemble de l'ouvrage. L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent due à des fondations sous-dimensionnées. Les fondations doivent supporter les charges verticales et les charges sismiques horizontales, ce qui nécessite une liaison efficace avec la superstructure et un ancrage solide.

Parmi les exigences que la conception d'un ouvrage d'art doit satisfaire, on trouve la résistance à l'effet du séisme. La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.
Dans ce présent chapitre on va s'intéresser au calcul des effets sismiques sur notre ouvrage en se basant sur le Document Technique Réglementaire RPOA 2008 (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

XI.2. CARACTÉRISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVE À L'ÉTUDE SISMIQUE :

- **Zone sismique :** L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité très élevée, zone III.
- **Classe de pont :** Le pont est classé en groupe 2 (pont important).
- **Coefficient d'accélération de zone :** A=0.3.
- **Catégorie du site :** Le sol est de catégorie S2 (site ferme).

Nb : toutes ces caractéristiques sont justifiées dans ***(chapitre III)***.

XI.3. DIMENSIONS DE LA PILE DE NOTRE OUVRAGE :

Nous avons deux piles avec une section des fûts rectangulaire pleine, voici ci-dessous leurs dimensions :

Tableau.XI. 1: Dimensions des piles.

	Piles	Fûts			chevêtre		
	H(m)	H(m)	a(m)	b(m)	H(m)	a(m)	b(m)
pile 01	11	9	3.5	1	2	5	6
pile 02	12	10	3.5	1	2	5	6

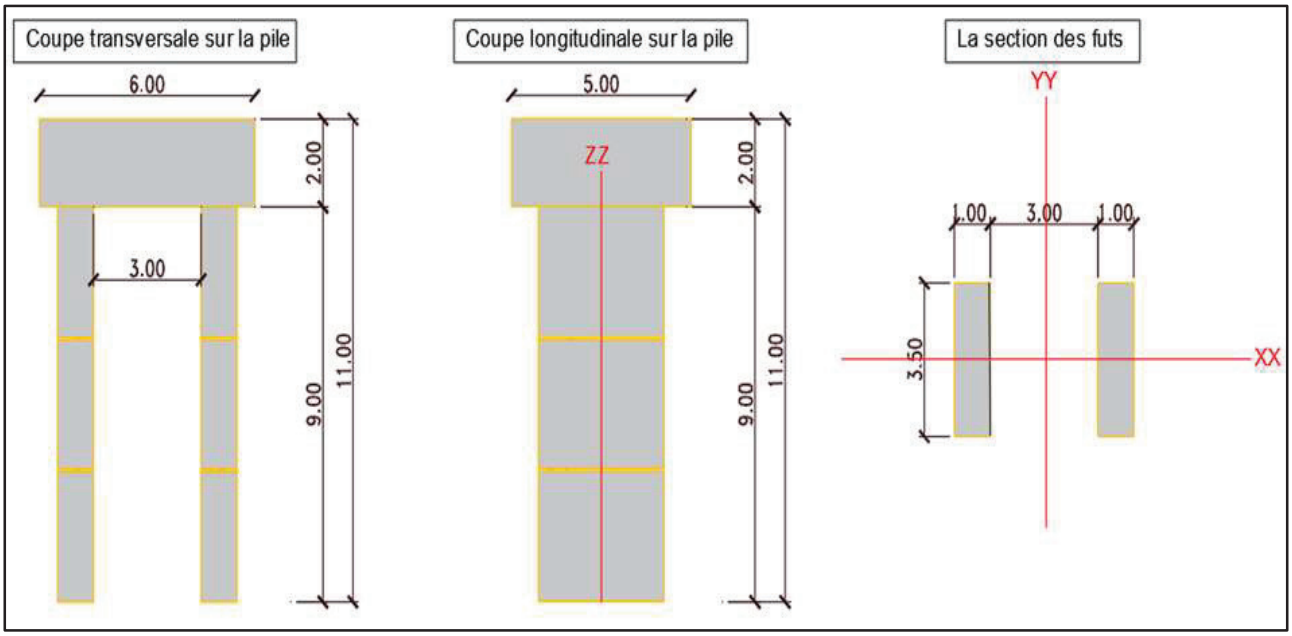


Figure. XI. 1: Dimensions des composantes de la pile 01.

XI.3.1. Evaluation de la raideur totale K :

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis (**les appareils d'appuis en élastomère fretté + fut).**

$$K_{Pile} = n \times \frac{3 \times E \times I}{h^3} \quad ; \quad K_{App-A} = n \times \frac{G \times a \times b}{e} \qquad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{KPile} + \frac{1}{KApp-A}}$$

Avec :

n : Le nombre de fûts de la pile/Nombres d'appareil d'appui par élément porteur.

E : Module de déformation instantanée du béton.

I : L'inertie longitudinale d'un fût.

h : La hauteur du fût de pile.

G : Le module de cisaillement de l'appareil d'appui, G=0.9MPa en cas statique, et 1.2MPa encas dynamique.

a, b : Les dimensions en plan de l'appareil.

e : Épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil.

f_{c28} **:** La résistance caractéristique du béton pour l'infrastructure f_{c28} **= 35 MPa.**

Tableau.XI. 2: Raideurs statiques et dynamique longitudinale des appuis.

Appuis	h(m)	KApp-A		Kpile	KApuis-longitudinale	
		Ks(MN/m)	Kd(MN/m)	(MN/m)	K_s(MN/m)	K_d(MN/m)
C1	-	3,78	5.04	infinie	7.56	10.08
P1	9	5.14	6.86	86.38	16.61	20.82
P2	10	5.14	6.86	62.67	15.50	19.13
C2	-	3,78	5.04	infinie	7.56	10.08

Tableau.XI. 3: Raideurs statiques et dynamique transversale des appuis.

Appuis	h(m)	KApp-A		Kpile	Kapuis-transversale	
		Ks(MN/m)	Kd(MN/m)	(MN/m)	K_s(MN/m)	K_d(MN/m)
C1	-	3,78	5.04	infinie	7.56	10.08
P1	9	5.14	6.86	1058.1	20.17	26.75
P2	10	5.14	6.86	771.36	20.03	26.53
C2	-	3,78	5.04	infinie	7.56	10.08

XI.4. MÉTHODE DE CALCUL :

En général, l'analyse d'un pont peut être réalisée selon la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale est applicable aux ponts qui satisfont simultanément au critère suivant :

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale participante de la structure, y compris la masse des appuis en élévation, autrement dit, la masse des piles **M_P** (chevêtre + fûts) doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier **M_T**.

Notre ouvrage est un pont routier dans une voie expresse, donc on ajoute 20% des charges d'exploitation routière à la masse du tablier **$M_T = M_{Tablier} + 20\%Q$.**

Avec :

$M_{Tablier}$: Poids propre du tablier ***(voir Chapitre VI)***. ⇒ $M_{Tablier} = 37290.81$KN.

Q : Charge d'exploitation (charge A(l) pour 3 voies chargées). ⇒ Q = 111.91KN/ml.

- **Application numérique :**

$M_P = \rho \times (s_i \times h_i) = 25 \times (2 \times (2 \times 6) + (2 \times (9 \times 1) + (2 \times (10 \times 1) \Rightarrow$ **$M_P = 1550$ KN.**

$M_P = 1550$ KN ≤ 0,43 $M_{Tablier} = 16035.05$ KN (Condition Vérifiée).

Nb :

La méthode spectrale monomodale (mode fondamental) est applicable à notre ouvrage, mais on a choisi de faire le calcul multimodal (Méthode du spectre de réponse) à l'aide du logiciel ***(CSI Bridge),*** on réutilisera le modèle longitudinal, on a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements et leurs rigidités.

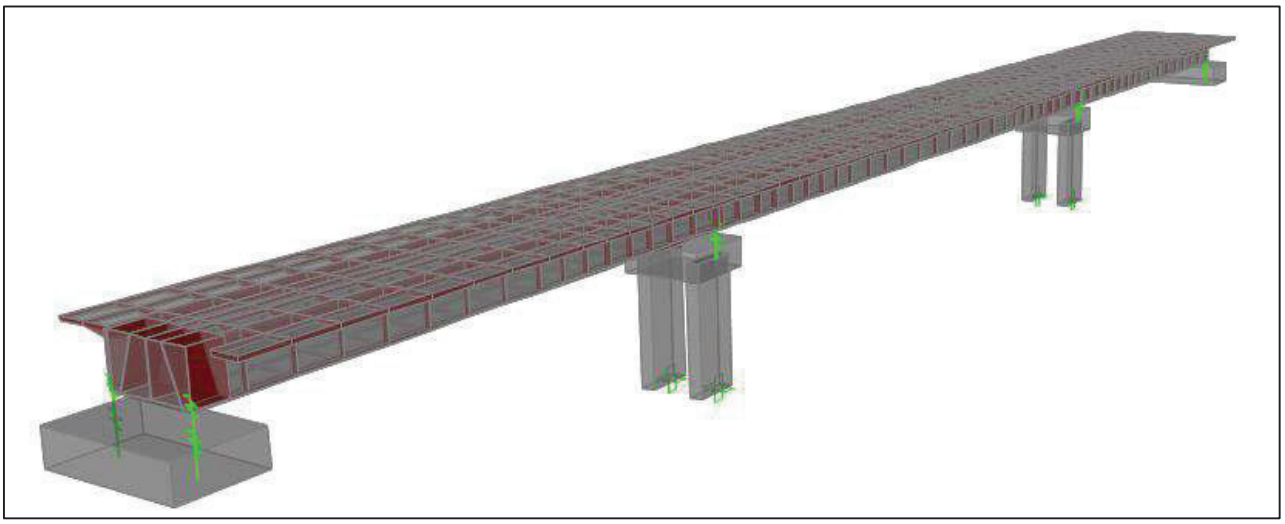


Figure.XI. 2: Modèle longitudinal de calcul multimodal à l'aide du logiciel (CSI BRIDGE).

XI.5. DÉTERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES :

XI.5.1. Spectre de réponse élastique (Analyse dynamique linéaire) :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels.

Le spectre de réponse élastique selon le guide RPOA constitue généralement la donnée base de l'étude sismique. Les spectres de réponse utilisés pour le calcul sont les suivants :

XI.5.1.1. La composante horizontale :

Le spectre de réponse pour les deux composantes horizontales est donnée en fonction de la période « **T** » et du taux d'amortissement « ξ » de l'ouvrage par :

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T_1}\right)(2.5\mu - 1) & \dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\mu Ag\,S & \dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\mu Ag\,S\left(\frac{T_2}{T}\right) & \dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\mu AgS\left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & \dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- **g :** accélération de la pesanteur = **9,81m/s².**
- **η :** facteur de correction de l'amortissement ; $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$; Pour les ouvrage avec appuis en Béton armé on prend taux d'amortissement : **ξ= 5% ⇒ η =1.**
- **A= 0.3.**
- **T1= 0.15s ; T2 = 0.4s :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.
- **S= 1.1 :** coefficient de site.

Valeur de T1, T2 et s pour la composante horizontale.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.20	0.20
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70
S_3	1.00	1.10	1.20	1.30

XI.5.1.2. La composante verticale :

Le spectre de réponse pour la composante verticale est donné en fonction de la période «**T**» et du taux d'amortissement « ξ ».

$$Sae(T,\xi) = \begin{cases} \alpha Ag\left(1+\frac{T}{T_1}\right)(2.5\mu - 1) & \dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\mu Ag\,\alpha & \dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\mu Ag\,\alpha\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\mu Ag\,\alpha\left(\frac{3T_2}{T^2}\right)^{2/3} & \dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

- **g :** accélération de la pesanteur = **9,81 m/s2.**
- **η :** facteur de correction de l'amortissement.
- **α :** coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité. **α = 1** pour la zone sismique III.
- **A :** coefficient d'accélération.
- **T1; T2 :** périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

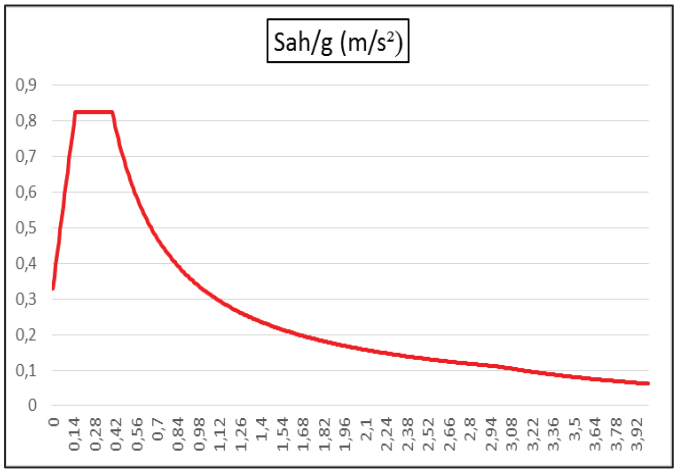


Figure. XI. 3: Spectre de réponse-composante horizontale.

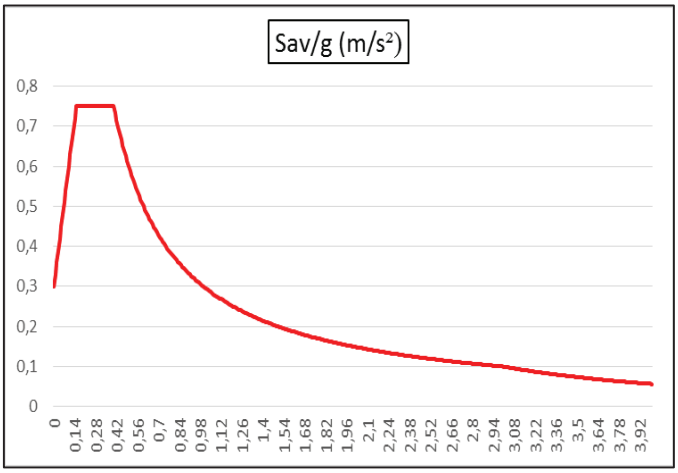


Figure. XI. 4: Spectre de réponse-composante verticale.

XI.5.2. Combinaisons d'actions de calcul :

La combinaison des forces sismiques est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action sismique maximale E, résultant de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé en se basant sur les effets des actions maximales Ex, Ey et Ez résultant de l'action sismique indépendante le long de chaque axe, de la manière suivante :

Les effets des différentes composantes du mouvement global sont combinés selon les règles suivantes :

- E = Ex ± 0.3 Ey ± 0.3 Ez.
- E = Ey ± 0.3 Ex ± 0.3 Ez.
- E = Ez ± 0.3 Ex ± 0.3 Ey.

Avec : **Ex, Ey** et **Ez** les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives.

- **Vérification de la résistance de la structure :**

D'après le règlement RPOA, les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques, en générale la combinaison est de la forme :

G + E + 0,4 ΔT + D + ΨQ.

G : Poids propre du tablier (charges permanentes).

E : Action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique définie avant.

Q : Actions variables des charges d'exploitation.

ΔT : Désigne les variations de température.

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

Ψ : Coefficient de combinaison, Ψ = 0,2 pour les ouvrages routiers urbains.

- **Développement des combinaisons :**
- **A ELU:** 1.35G + 1.6(A(l)2 + St) + 0.9ΔT + D.
- **A ELS:** G + 1.2A(l)2+ St + 0.6ΔT + D.
- **ELA long :** G + Ex + 0.2A(l)2 + 0.4ΔT + D.
- **ELA transv :** G + Ey + 0.2A(l)2 + 0.4ΔT+ D.

Les résultats obtenus sont représentés dans (***Annexe E***).

XI.6. ETUDE DE LA PILE :

XI.6.1. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :

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

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

Avec :

l_f **:** La longueur du flambement de la pile 02 (la plus haute) ; $l_f = 2 \times h$.

i : Rayon de giration. $i_y = \sqrt{\frac{Iy}{s}}$; $i_x = \sqrt{\frac{Ix}{s}}$

Tableau. XI. 4 : Les caractéristiques géométriques des piles.

	H(m)	S(m²)	I_x (m^4)	I_y (m^4)	i_x	i_y	l_f	λ
Pile 01	9	3.5	0.29	3.57	0.29	1	18	62.5
Pile 02	10	3.5	0.29	3.57	0.29	1	20	65.6

⇒ **Vérifier, pas de risque de flambement autour des deux axes xx-yy.**

XI.6.2. Sollicitations les plus défavorables :

D'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul "***CSI Bridge***", et après une analyse spectrale "**3D**", les sollicitations les plus défavorables sont celle de la combinaison ELA transversale (***Voir Annexe E***) :

Tableau. XI. 5 : Sollicitation les plus défavorables pour les deux piles.

		M(KN.m)	N(KN)	V(KN)
Pile 01	**Chevêtre**	-10209	-	13924
	Fût	-3658	-12368.5	970
Pile 02	**Chevêtre**	-10996	-	13913
	Fût	-4411	-12516.8	1037

XI.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

- **Chevêtre :**

$V_u = P_{horizontale\ (ELU)}$ =13924KN ; b =1m ; d = 0.9h=9m

$r_u = \frac{Vu}{b \times d}$ = 1.5MPa.

r_u' = inf {$4MP$; $0.1 f_{c28}$} = 3.5MPa. **(Fissuration préjudiciable).**

$r_u \leqslant r_u'$ ⇒ **Vérifiée.**

- **Fût :**

$V_u = P_{horizontale\ (ELU)}$ = 970KN ; b =1m ; d = 0.9h=9m.

$r_u = \frac{Vu}{b \times d}$ = 0.17MPa.

r_u' = inf {$4MP$; $0.1 f_{c28}$} = 3.5MPa. **(Fissuration préjudiciable).**

$r_u \leqslant r_u'$ ⇒ **Vérifiée.**

XI.6.4. Ferraillage des éléments de la pile :

Avec le logiciel "***ROBOT EXPERT"***, on calcul la section d'acier pour 1ml et faire la vérification (**détail de calcul *voir Annexe E***), on obtient :

- **Calcul diamètre des cadres et leur espacement :**

On a : $\phi_t = \frac{\phi}{3}$; St≤min{$15\phi l$; $40cm$; $a + 10cm$} ;

Avec a : le petit côté de la section.

Tableau.XI. 6; Ferraillage passif des éléments de la pile.

				Choix des barres ϕ_l	Espacement (cm)	ϕ_t	St
Pile 01	Chevêtre	As	110.8	***14HA32***	14	***HA14***	***HA12***
	Fût	As(sup)	205.1	***26HA32***	8	20	20
		As(inf)	205.1	***26HA32***	8		

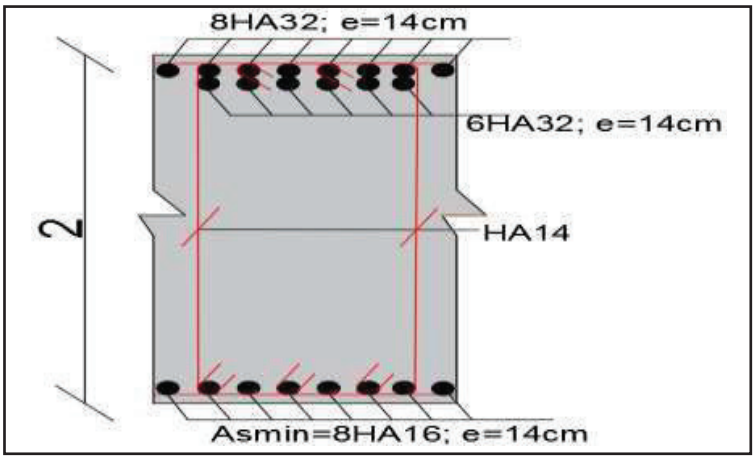


Figure.XI. 5 : Ferraillage du chevêtre (coupe transversale).

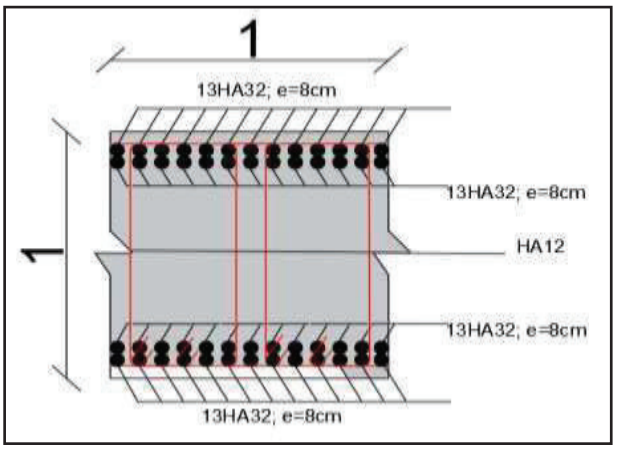


Figure. XI 6: Ferraillage du fût longitudinal.

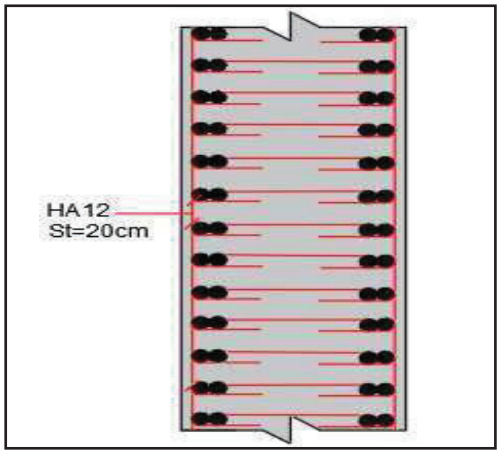


Figure. XI 7 : Ferraillage du fût transversal.

XI.7. ETUDE DE LA CULÉE :

La culée est un élément structurel fondamental dans la construction d'un ouvrage d'art, qui remplit un double rôle crucial. D'une part, elle agit comme un appui pour le tablier du pont, supportant les mêmes charges que les piles. D'autre part, elle joue le rôle d'un mur de soutènement, résistant aux forces exercées par les terres environnantes et les surcharges de remblais.

En tant qu'appui, la culée doit supporter les charges verticales et horizontales du tablier, en répartissant efficacement ces charges vers le sol. Elle est soumise aux forces de compression et de flexion résultant des charges appliquées.

De plus, en tant que mur de soutènement, elle doit résister à la poussée latérale des terres, en évitant tout glissement ou effondrement potentiel.

Les composants de la culée comprennent :

- Deux murs de soutènement en retour qui sont utilisés pour retenir les terres de remblais.
- Un mur de garde-grève qui protège l'extrémité du tablier en retenant les terres d'un côté, tout en fournissant une fixation pour le joint de chaussée de l'autre côté.
- Une dalle de transition qui atténue les variations de niveau entre la chaussée principale et la structure, tout en assurant le confort de l'utilisateur.
- Un corbeau en forme de trapèze qui sert de support pour la dalle de transition.

XI.8. DIMENSIONS DE LA CULÉE DE NOTRE OUVRAGE :

Tableau.XI. 7: Dimensions de la culée.

Elément	Mur garde grève			Mur en retour		Dalle transition			Corbeau arrière		Corbeau avant		Semelle		
Dimension	L (m)	H (m)	E (m)	S (m²)	E (m)	L (m)	L (m)	E (m)	S (m²)	L (m)	S (m²)	L (m)	l (m)	L (m)	e (m)
	12.5	3.5	0.5	8.5	0.3	3.5	11.8	0.30	0.24	12.5	0.92	12.5	7.00	12.5	2.5

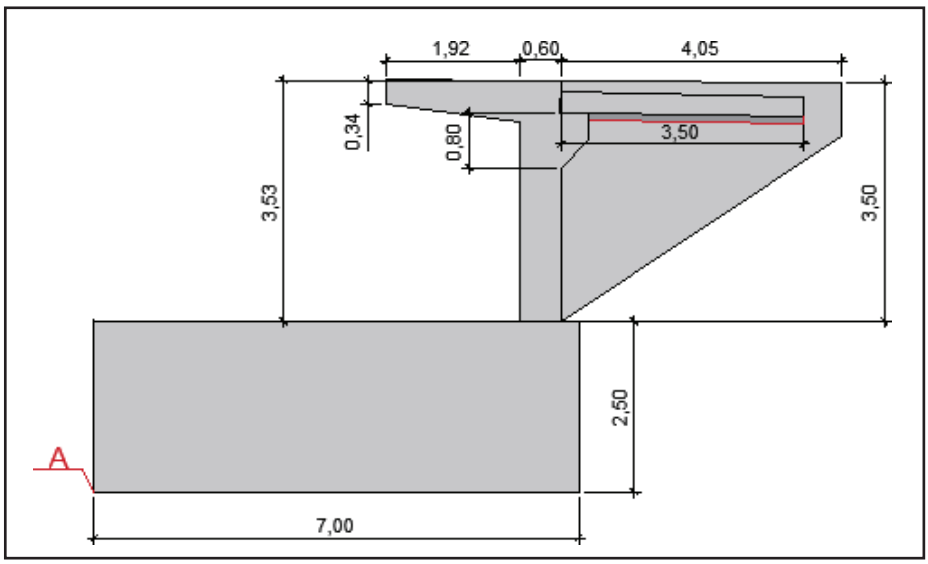


Figure. XI. 8: Détails et dimensions de la culée.

XI.8.1. Vérification de la stabilité de la culée :

La culée sera soumise à des vérifications de stabilité dans des conditions normales ainsi que dans des conditions sismiques. Les forces qui agissent sur la culée comprennent des charges horizontales et verticales résultant de son poids propre, de la charge exercée par le tablier, du poids des terres, des effets sismiques, des effets de freinage et des poussées exercées par les terres. Chacune de ces forces sera examinée en détail par la suite.

XI.8.1.1. Evaluations des efforts dues à la poussée :

- **calcul du coefficient de poussée :**

Selon le RPOA le coefficient de poussée est donné par la formule suivante :

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

Avec : $\theta = \text{arctg}\left(\frac{Kh}{1\pm Kv}\right)$.

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone (**A=0.3**).

kh = A =0.2 : Coefficient sismique horizontal.

kv = 0.3×kh : Coefficient sismique vertical.

φ = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β= 0 : angle de talus avec l'horizontale.

Les résultats du calcul du coefficient de poussée sont présentés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau. XI. 8: Calcul de coefficient de poussée.

Condition	kh	kv	θ°	Kad
Normale	-	-	0°	0.333
Séisme "horizontale 1+kh"	0.3	0.09	15.40	0.543
Séisme "horizontale 1-kh"	0.3	-0.09	18.25	0.603

- **Calcul des poussées dues aux terres :**

La formule suivante permet de calculer la poussée exercée par les terres sur une hauteur H et une largeur L : $F_{AH}=\frac{1}{2}\times\times(1\pm K_V)\times H^2\times K_{AH}$

Avec :

: Poids volumiques des terres qui vaut : **20 KN/m³.**

- **Evaluation des efforts :**

Le tableau ci-dessous représente les résultats obtenus ainsi que le détail de calculs (***voir Annexe E***)

Tableau. XI. 9: Evaluation des efforts.

Désignation	Cas	H(KN)	N(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
La somme	CN	1651.62	3732.05	14706.86	3543.47
	CS1	1703.93	4067.93	16030.47	4358.76
	CS2	1324.41	3396.17	13383.24	3588.21

XI.8.1.2. Vérification de la stabilité :

Nous devons vérifier les deux conditions suivantes :

- **Stabilité au renversement :**
  Ms/Mr ≥ 1.50 ⇒ **condition normale.**
  Ms/Mr ≥ 1.00 ⇒ **condition sismique.**
- **Stabilité au glissement :**
  V/H ×tg(**φ**) ≥ 1.50 ⇒ **condition normale**.
  V/H ×tg(**φ**) ≥ 1.00 ⇒ **condition sismique.**

Tableau. XI. 10: Vérification de la stabilité de la culé .

Conditions	Fh (KN)	Fv (KN)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	V/H ×tg(φ)	Vérification
CN	1651.6	3732.05	14706.86	3543.5	4.15	1.60	**Vérifier**
CS	1703.9	4067.93	16030.47	4358.8	3.68	1.37	**Vérifier**
CS	1324.4	3396.17	13383.24	3588.2	3.73	1.48	**Vérifier**

XI.8. CONCLUSION :

Les résultats de l'étude sismique ont une grande importance dans le dimensionnement des appareils d'appuis et la vérification de leurs stabilités, en plus des équipements dont le fonctionnement dépend de ces actions (appareils d'appuis et joints de chaussée) et aussi dans le ferraillage des piles.

CONCLUSION GÉNÉRALE

ONCLUSION GÉNÉRALE :

L’objectif de ce projet de fin d’étude que nous avons effectué sous thème de l’étude d’un pont voussoir V2 à hauteur constante construit par encorbellement successif, était d'établir les étapes nécessaires à l'analyse d'un pont voussoir, en accordant une attention particulière aux appareils d'appui parasismiques. Une nouvelle approche a été appliquée, consistant à varier les appareils d'appui ayant un comportement linéaire, avec un dimensionnement et une modélisation de ces derniers à l'aide du logiciel CSI Bridge, l’objectif était de déterminer le comportement du tablier du viaduc et de mener une étude comparative pour évaluer l'efficacité des différents appareils d'appui.

Ce mémoire a permis de consolider les connaissances théoriques et pratiques dans le domaine de l'étude des ponts voussoirs. En utilisant les logiciels de modélisation et en se référant aux guides et documents techniques, notamment BAEL, BPEL, SETRA, RPOA. Ce projet nous a également permis d’acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, CSI-Bridge, Robot ...etc.), qui nous permettent d’aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

L'importance de ce projet de fin d'étude réside dans sa contribution à l'amélioration de la sécurité et de la performance des ponts voussoirs. En évaluant le comportement du tablier du viaduc avec différentes configurations d'appareils d'appui parasismiques, des recommandations ont été formulées pour optimiser leur dimensionnement et leur choix. Ces résultats peuvent servir de base pour la conception future de ponts voussoirs plus résilients aux séismes, garantissant ainsi la sécurité des infrastructures de transport.

En conclusion, ce mémoire a permis d'approfondir les connaissances sur l'étude des viaducs construits par encorbellements successifs, les étapes de calcul, la modélisation des superstructures et des infrastructures, ainsi que l'analyse comparative des appareils d'appui parasismiques, ont contribué à la compréhension du comportement des ponts voussoirs.

Enfin, la bonne réalisation de l’ouvrage selon les règles conforme à l’étude théorique et la prise en compte des détails et de la précision est très importante pour le bon comportement de ce dernier. Pour cela, une surveillance serrée et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

Références bibliographique

[1] : Mémoires ENSTP :

- HATEM SEBAOUI, Promo 2019, Encadreur Mr.BABAKHOUYA, Etude d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs.
- BENBOKHARI & BEKHOUCHE, Mr Promo 2020, Encadreur Mr.CHIKH et Mr.ZOURGUI, Etude d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs.
- KETREB & KACIMI, Promo 2020, Encadreur Mr. BEZIOUI et Mme. MEZOUAR, Etude d'un pont mixte.
- CHAMI, Mr Promo 2020, Encadreur Mr.ZOURGUI et Mr.BABAKHOUYA, Etude d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs + à poutre.

[2] : SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, Ponts à béton précontraint construit par encorbellements successifs, Juin 2003.

[3] : Ministère des travaux publics, document technique règlementaire, Règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR), fait à Alger, le 27 juin 2009.

[4] : Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art (RPOA 2008).

[5] : Mr BELAOURA, Enseignant à ENSTP, Cours de béton armé et de précontrainte, Année 2020/2021 (3éme année cycle ingénieur) et 2021/2022 (4éme année cycle ingénieur).

[6] : Guide de la précontrainte Freyssinet.

[7] : Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000.

[8] : Mr.ZOURGUI, Enseignant à ENSTP, DAO Année 2020/2021 (3éme année cycle ingénieur) Cours esquisse pont Année 2021/2022 (4éme année cycle ingénieur).

[9] : SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, guide technique appareils d'appuis en élastomère fretté.

[10] : SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, guide technique appareils d'appuis à pot.

[11] : Catalogue de dimensionnement des appareils d'appuis à pot : GOODCO, Z-TECH.

[12] : Catalogue de dimensionnement des appareils d'appuis LRB : LASTO-LRB.

[13] : Mémoire master en génie civil, option voies et ouvrages d'art (VOA), Etude d'un tablier de pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs, Juin 2017, à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

[14] : Logiciels et applications utilisées : AutoCAD, Robot Structural Analysis, CSI Bridge, Robot expert, Excel, Word, Google docs, power point.

[15] : Wikipédia.



ANNEXE A



	PROFONDEURS	DESCRIPTIONS DU SOL
SC 01 Pile N°02	0.00 – 6.50 m 6.50 – 10.00m	Schiste friable. Schiste dure grisâtre
SP 01 Culée N°01	0.00 – 6.50 m 6.50 – 25.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 02 Pile N°01	0.00 – 12.00 m 12.00 – 30.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 03 Culée N°02	0.00 – 6.50 m 6.50 – 25.00 m	Schiste friable. Schiste dure
SP 04 Pile N°02	0.00 – 8.00 m 6.50 – 30.00 m	Schiste friable. Schiste dure grisâtre

Figure 1. Lithologie des sondages effectués sur l'ouvrage.

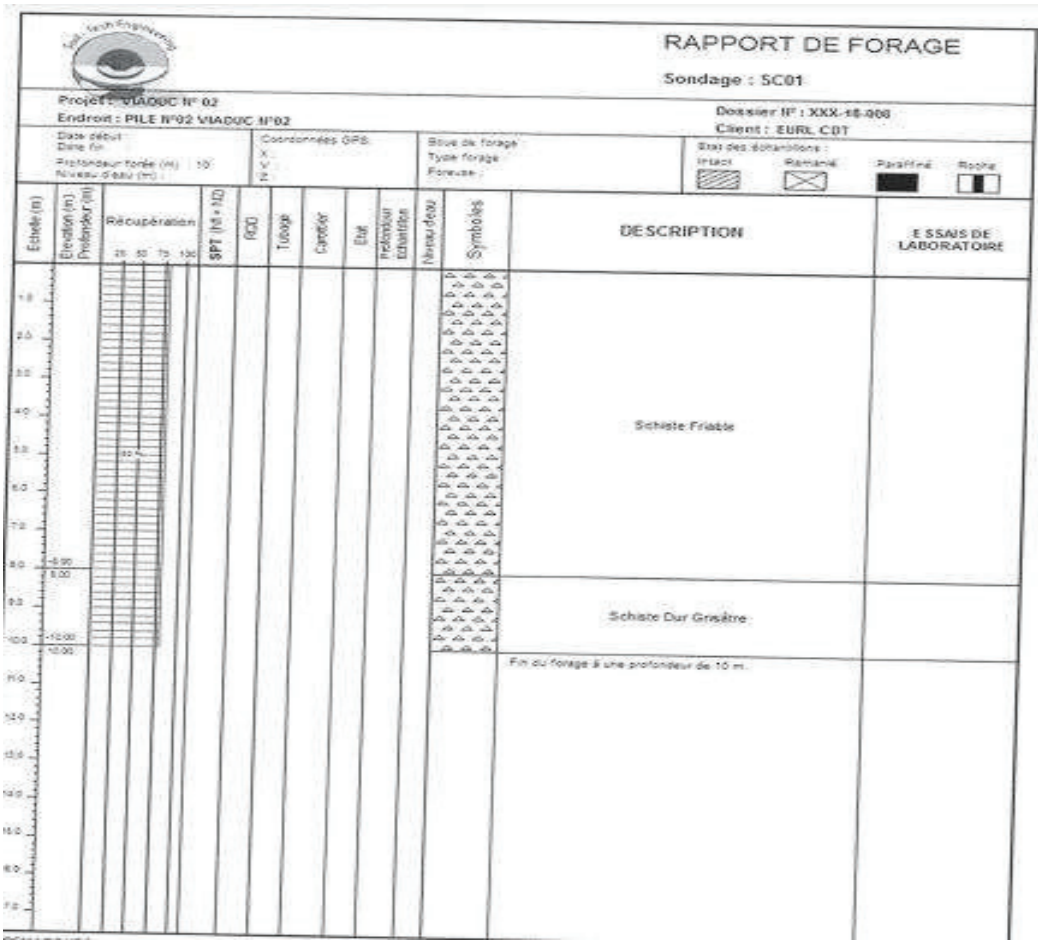


Figure 2. Coupes lithologique du sondage SC01.

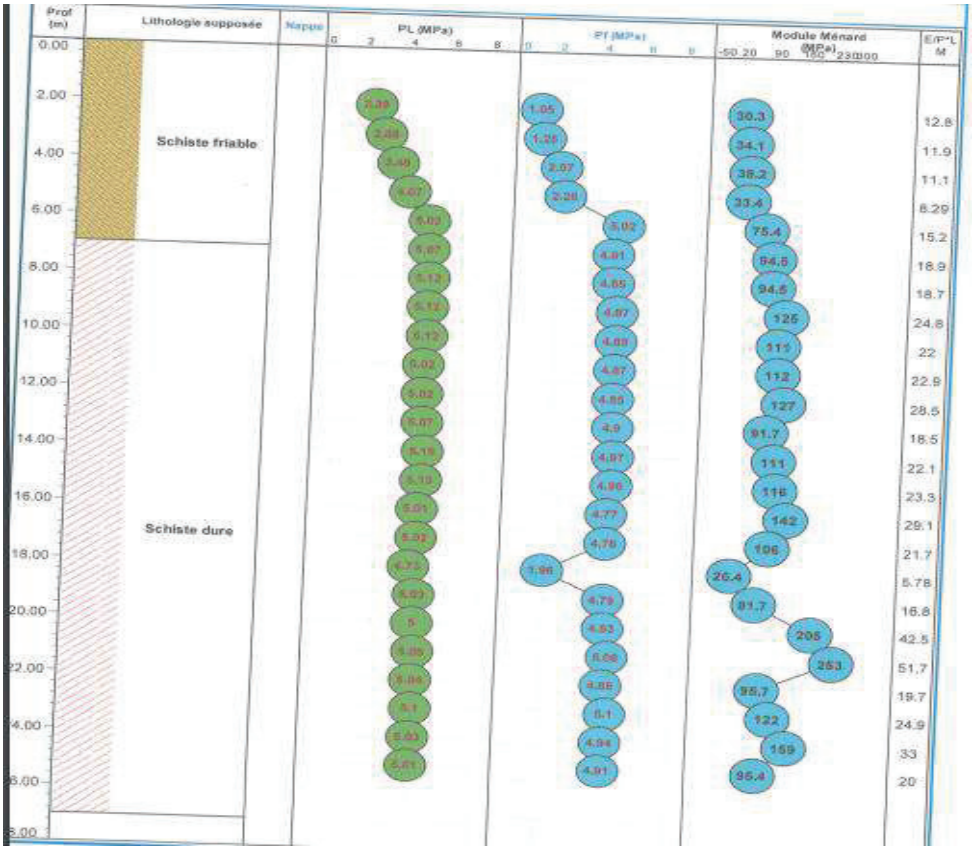


Figure 3. Courbe pressiométrique culée 1 SP1.

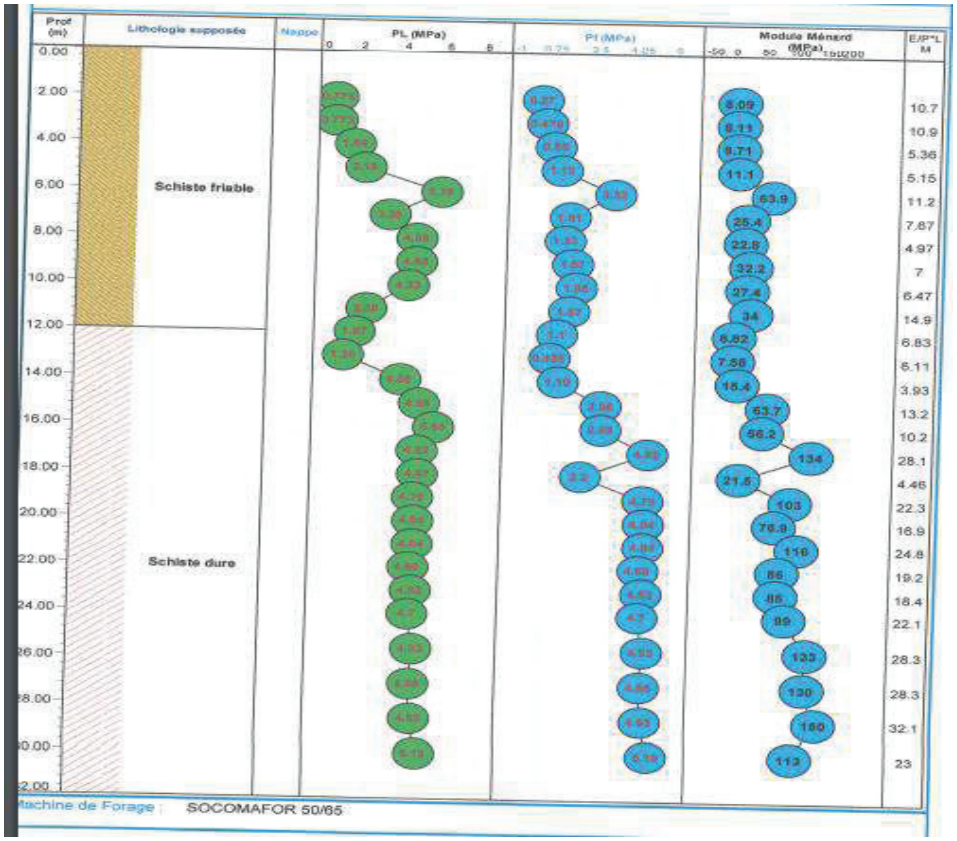


Figure 4. Courbe pressiométrique pile 1 SP2.

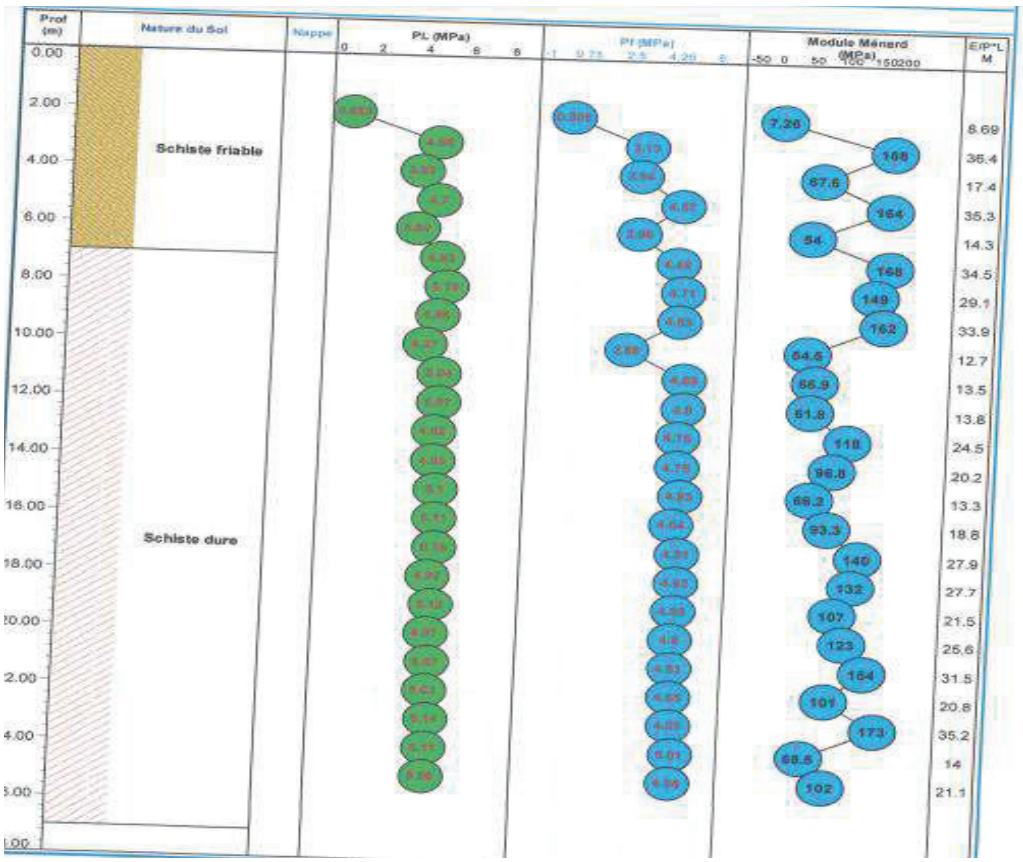


Figure 5. Courbe pressiométrique culée 2 SP3.

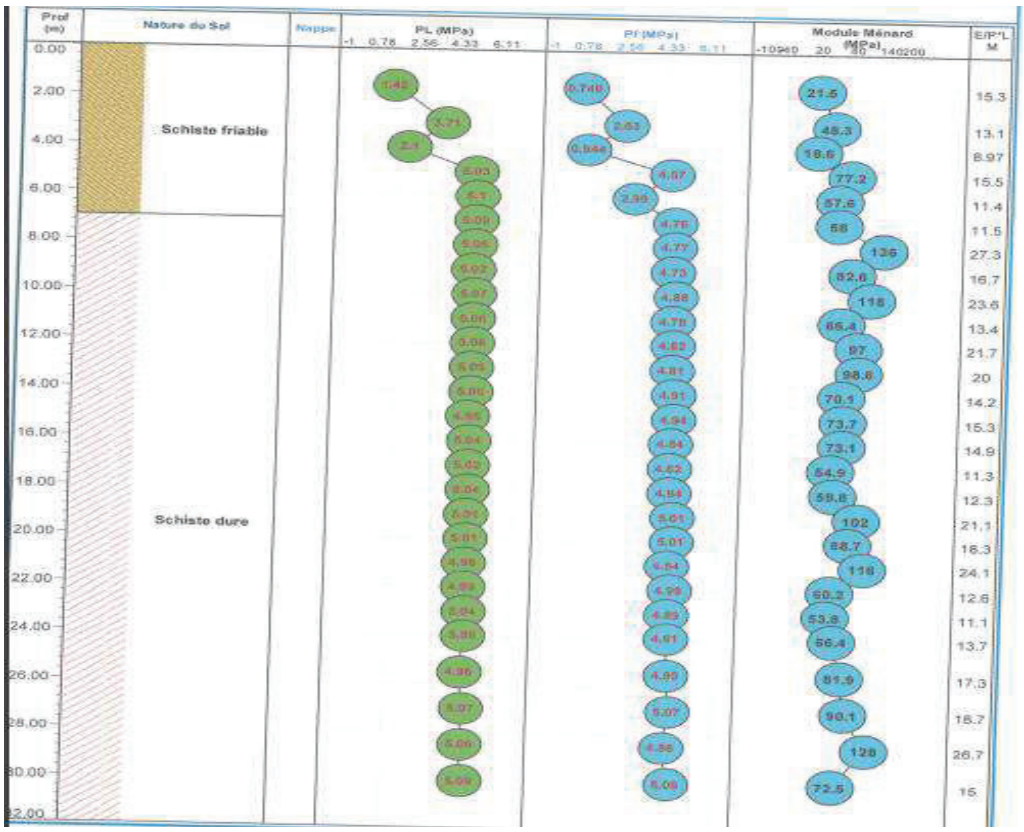


Figure 6. Courbe pressiométrique pile 2 SP4.

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO_4^{--}	Carbonates $CaCO_3$	Chlorures Cl^-
SP-01	5.00 à 10.00	0.04	0.21	0.03
SP-01	15.00 à 20.00	0.03	0.00	0.01
SC-03	15.00 à 20.00	0.05	0.00	0.04
	10.00 à 15.00	0.03	0.21	0.08

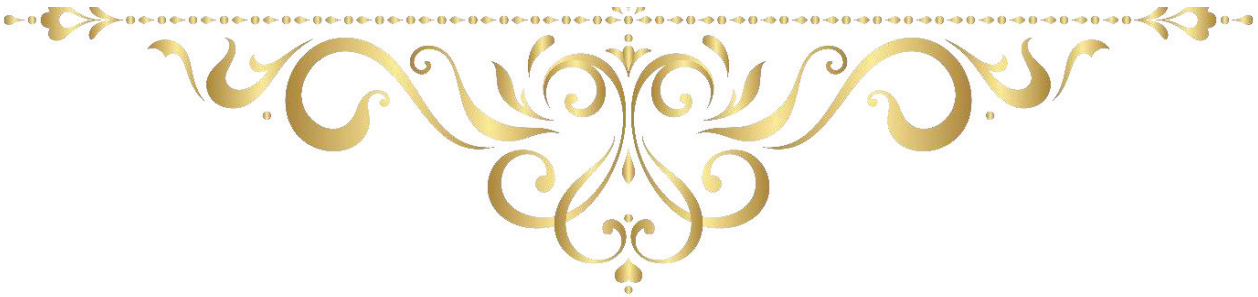
Figure 7. Résultats d'essai de laboratoire-essai chimique du sol.



Figure 8. Sondage carotté sur la pile 02.



ANNEXE B



A- RÉSULTATS DES MOMENTS FLÉCHISSANT :

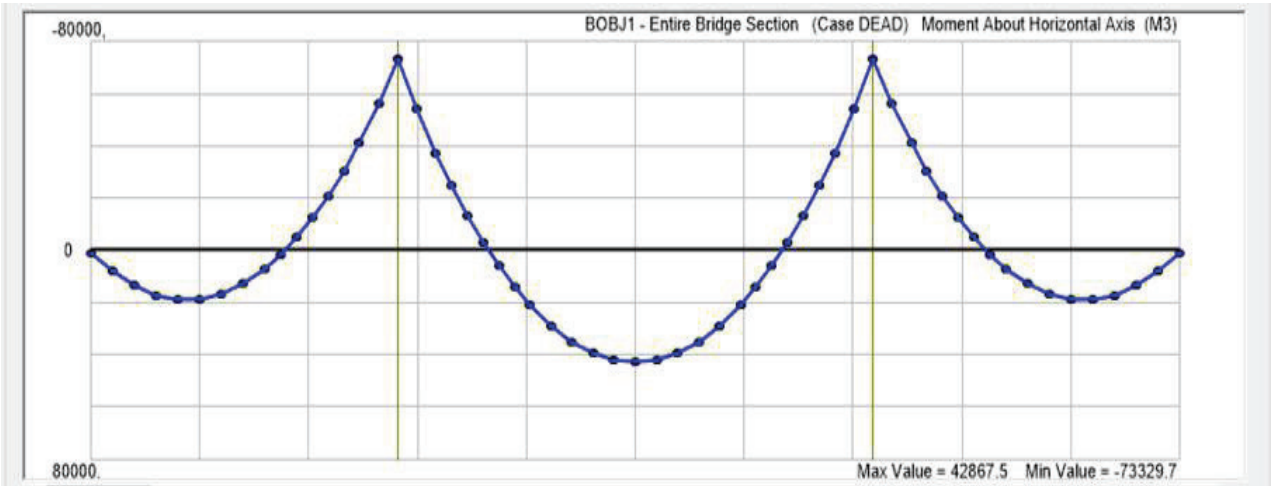


Figure1. Moment fléchissant sous le Poids propre (revêtement + gardes corps + corniche + glissière).

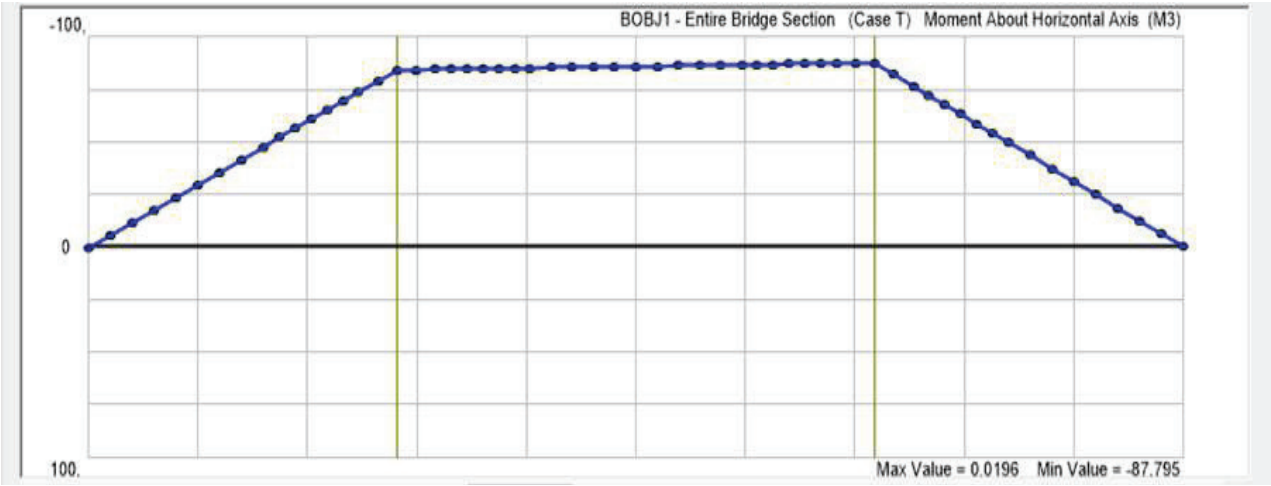


Figure 2. Moment fléchissant sous la température T.

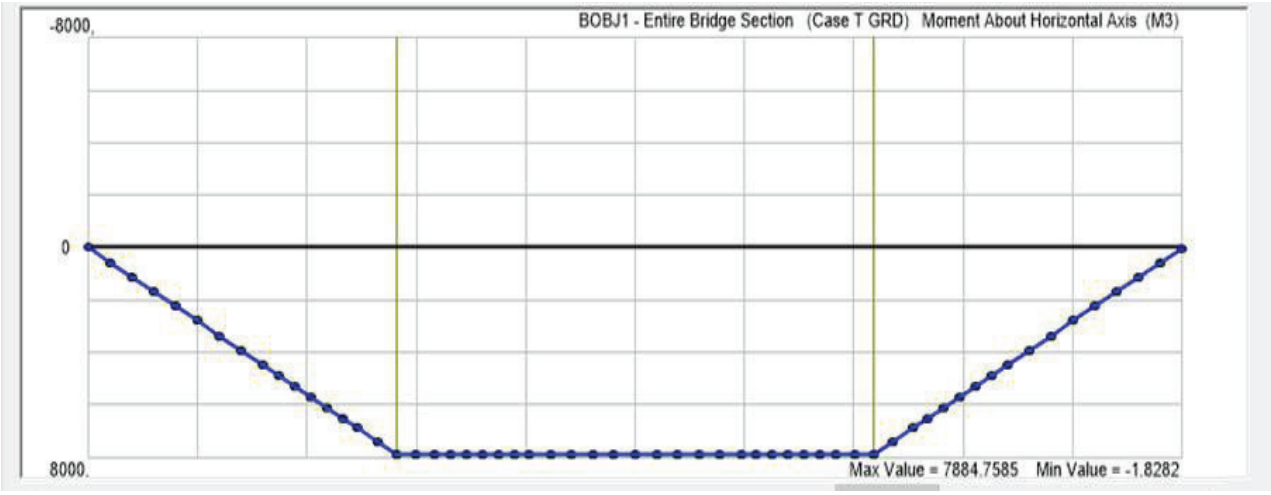


Figure 3. Moment fléchissant sous le gradient thermique Δθ.

- **La charge A(l) :**

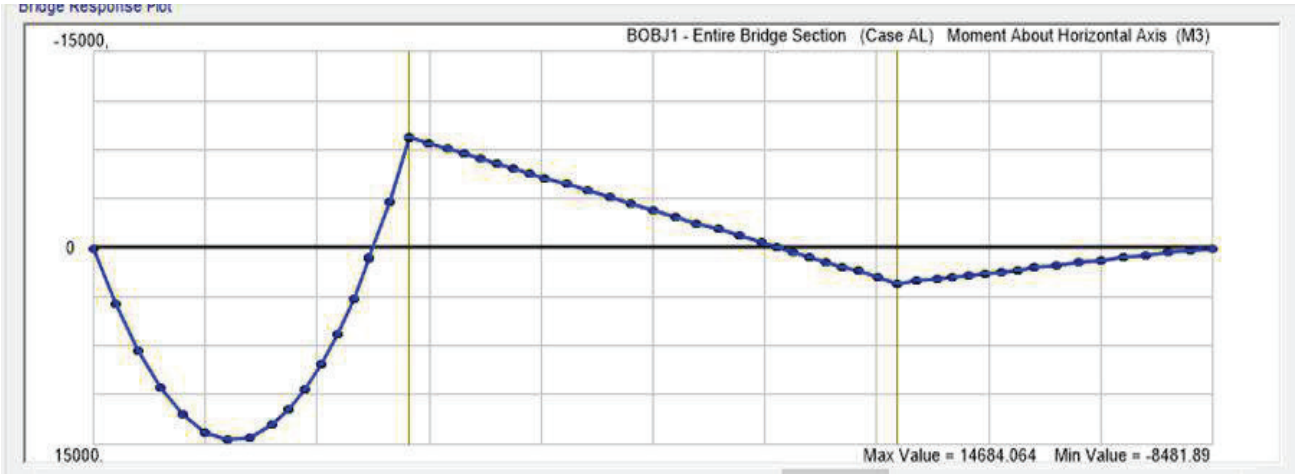


Figure 4. Moment fléchissant sous la charge A(l)1.

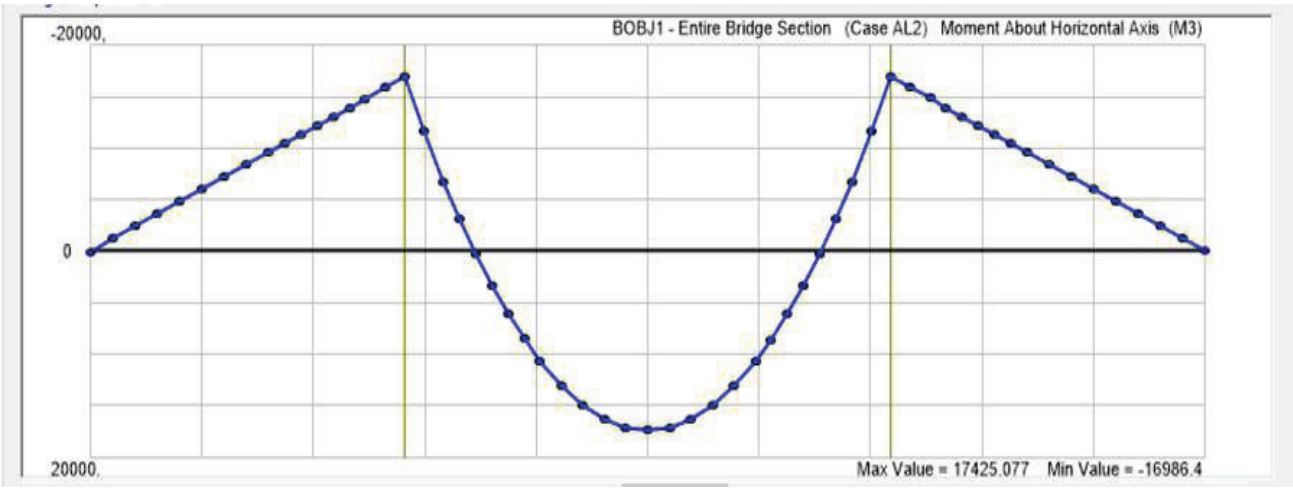


Figure 5. Moment fléchissant sous la charge A(l)2.

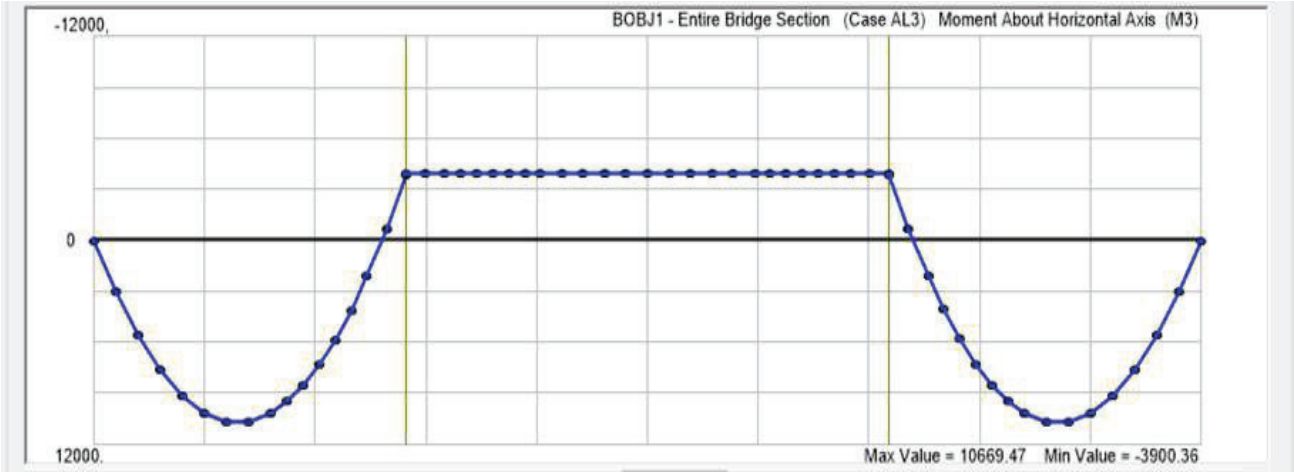


Figure 6. Moment fléchissant sous la charge A(l)3.

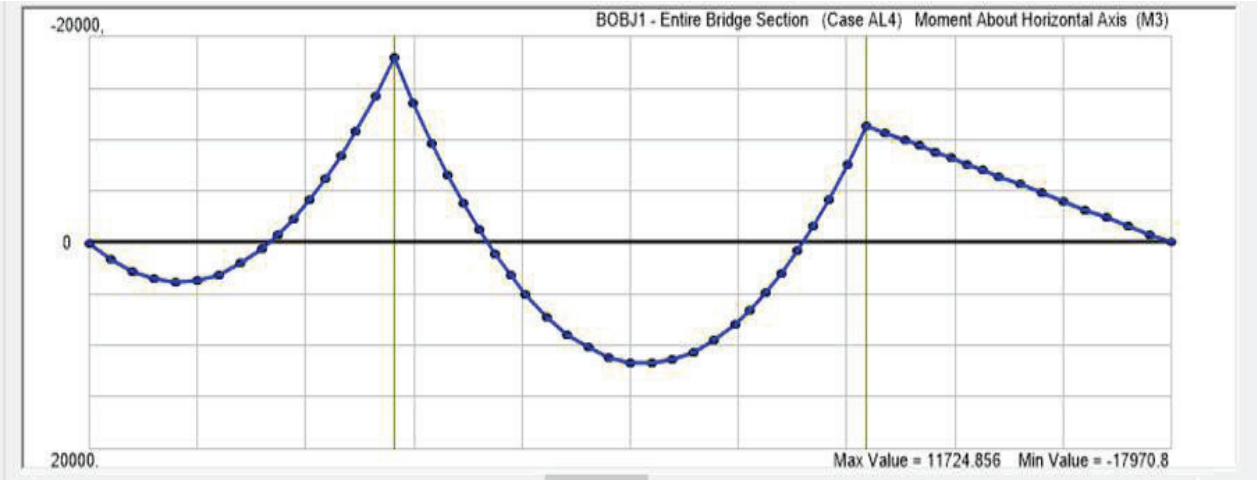


Figure 7. Moment fléchissant sous la charge A(l)4.

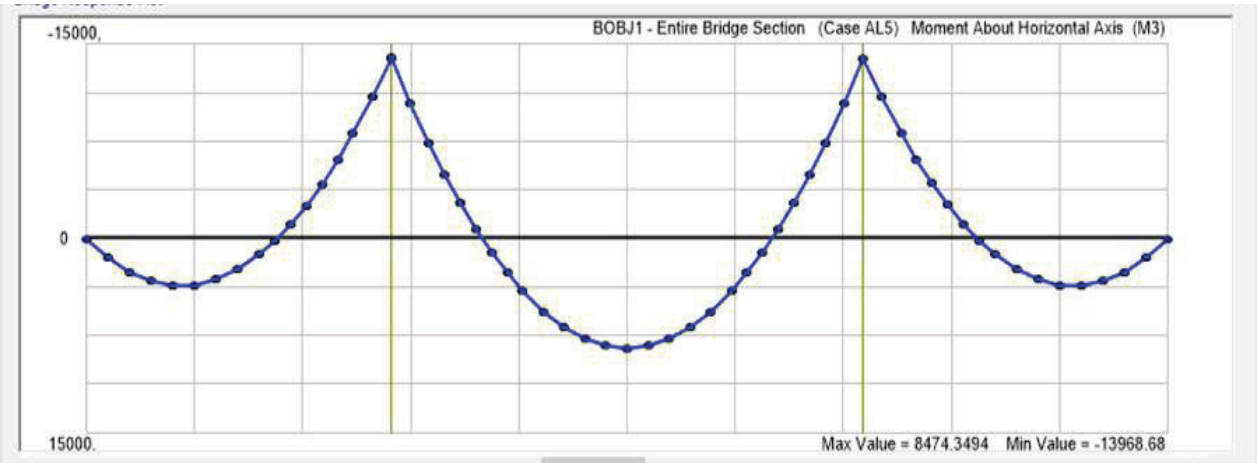


Figure 8. Moment fléchissant sous la charge A(l)5.

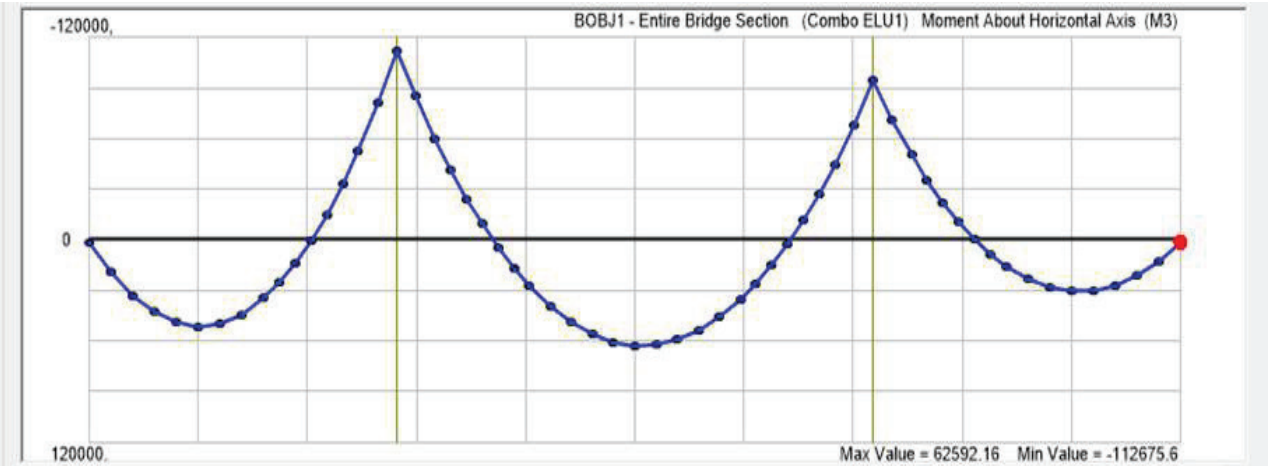


Figure 9. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)1+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

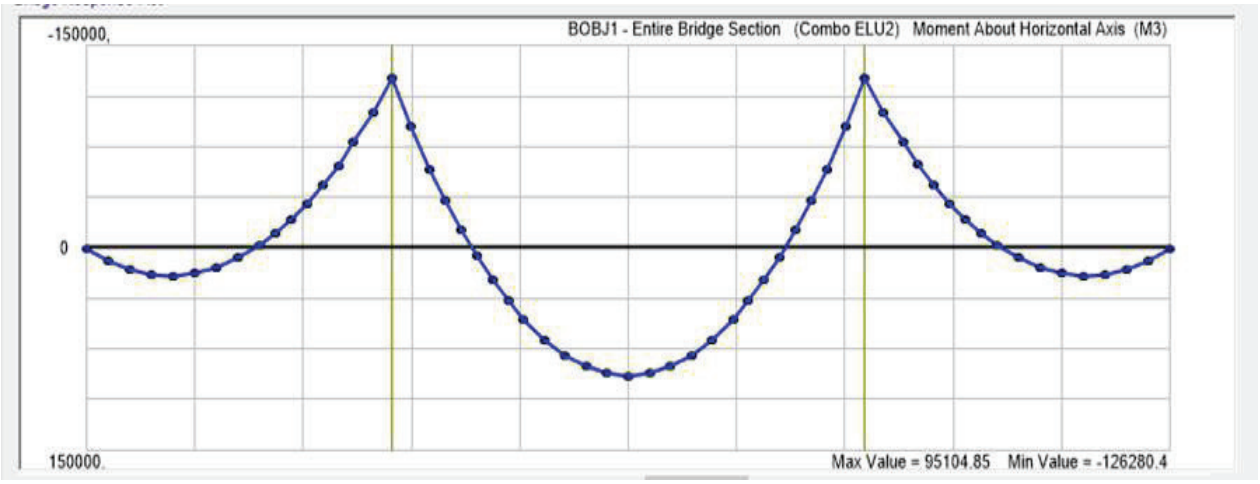


Figure 10. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)2+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

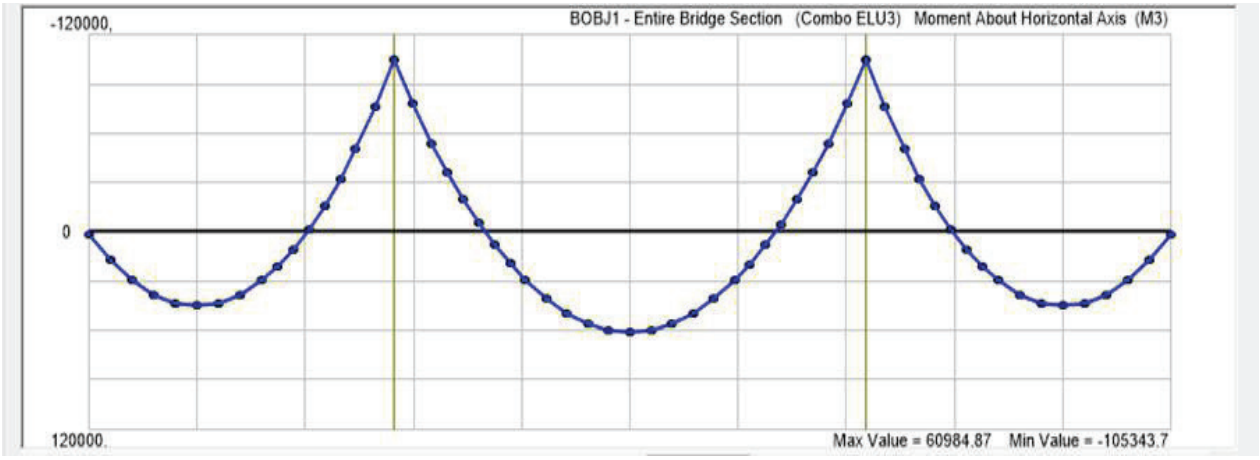


Figure 11. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)3+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

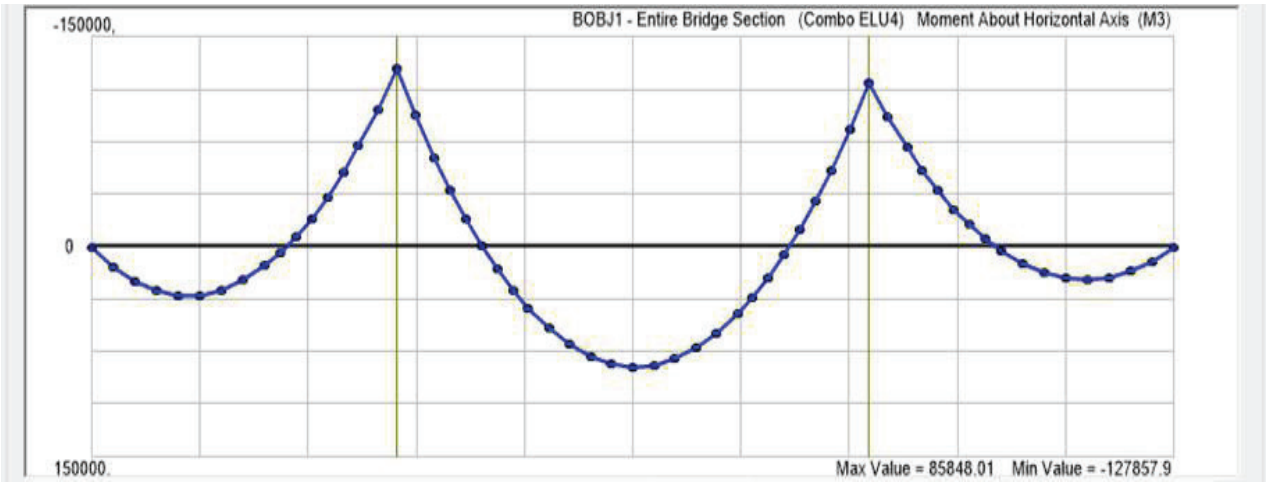


Figure 12. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)4+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

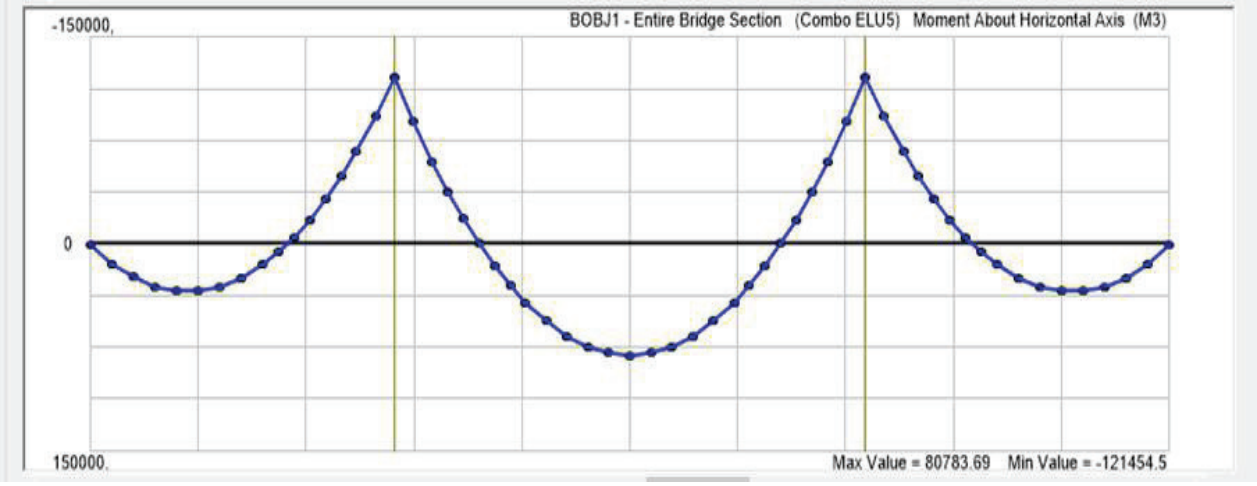


Figure 13. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)5+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

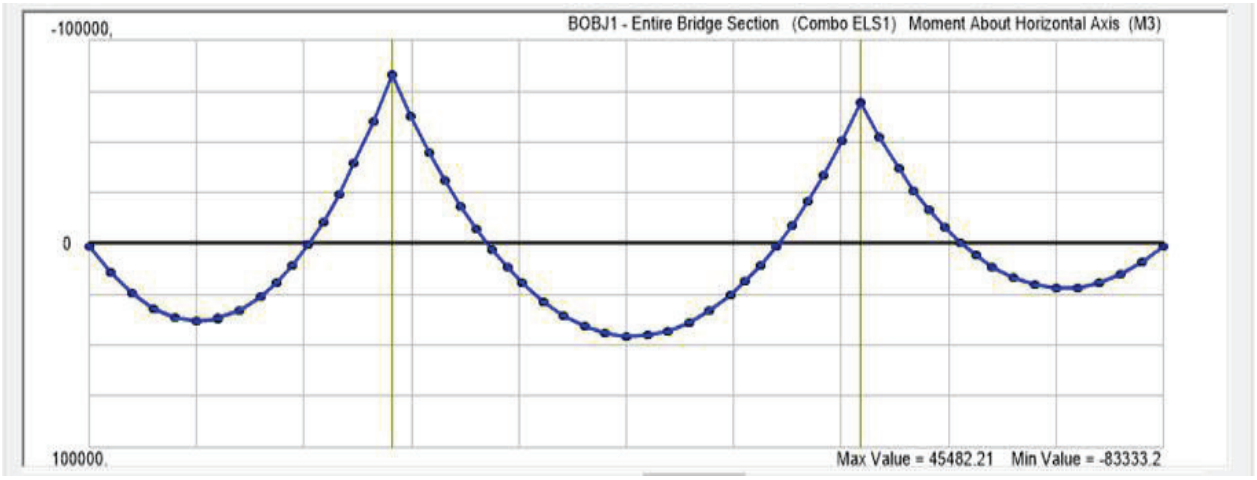


Figure 14. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2A(l)1 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

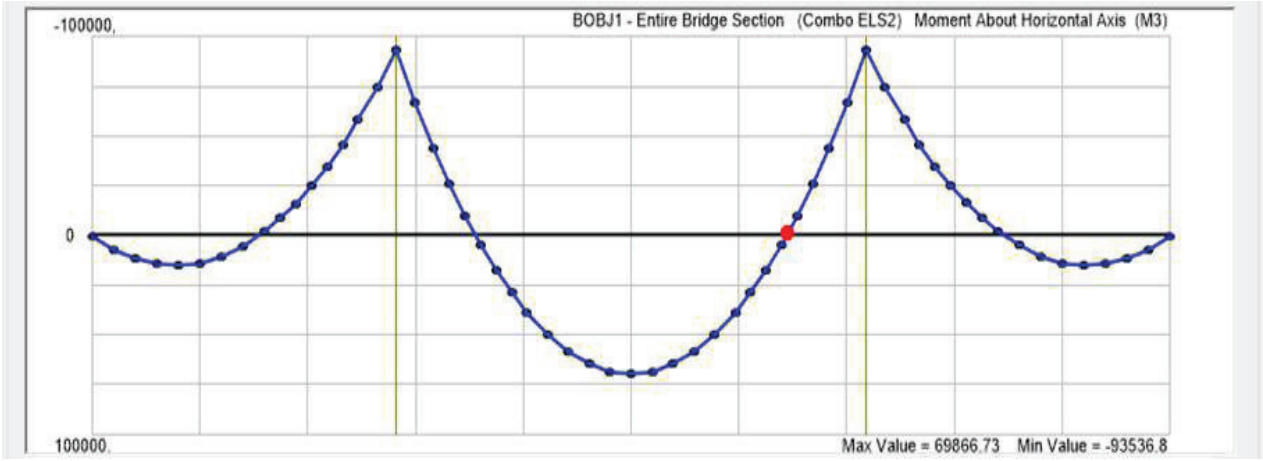


Figure 15. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2A(l)2 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

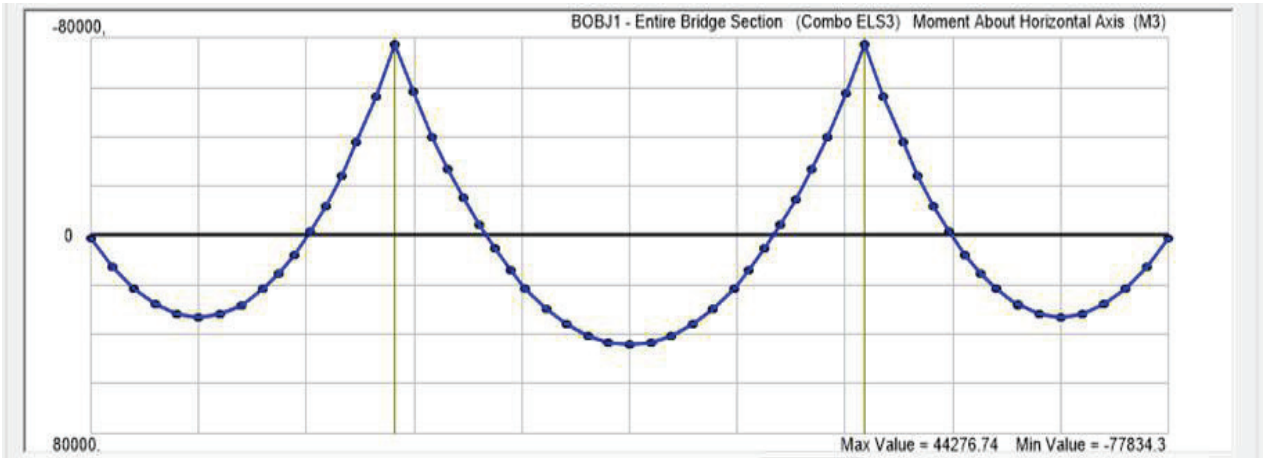


Figure 16. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2A(l)3 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

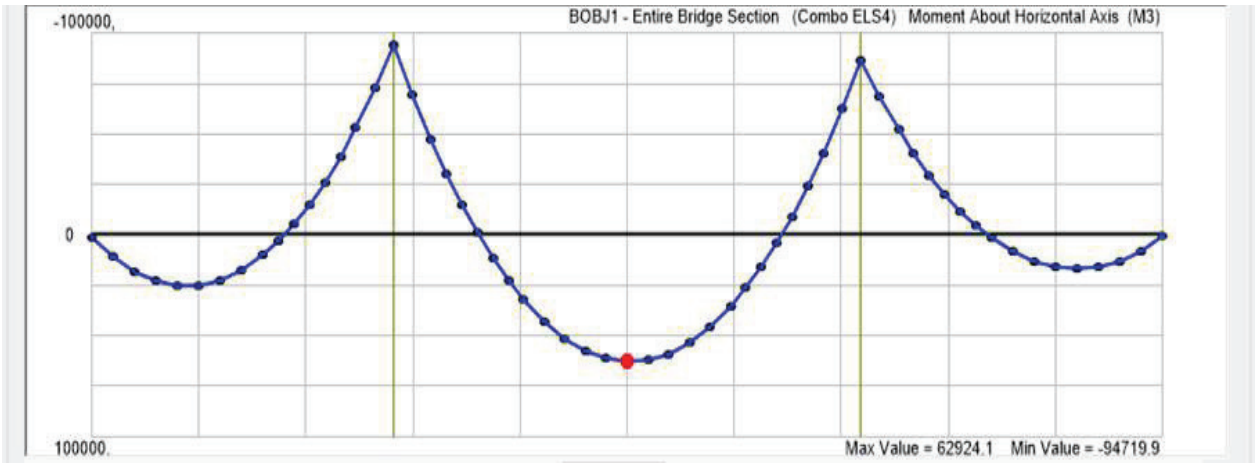


Figure 17. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2A(l)4 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

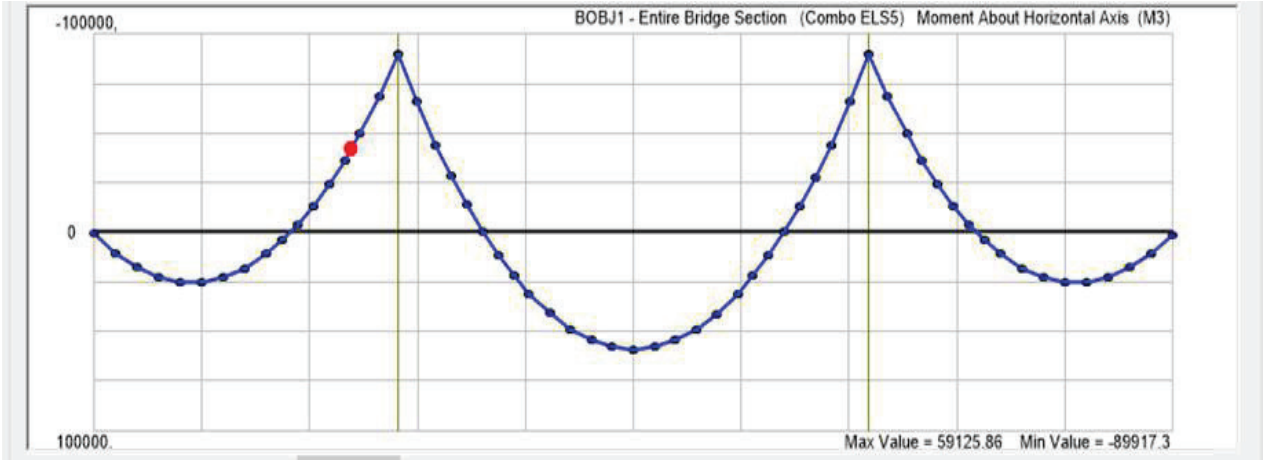


Figure 18. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2A(l)5 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

- **Système Bc :**

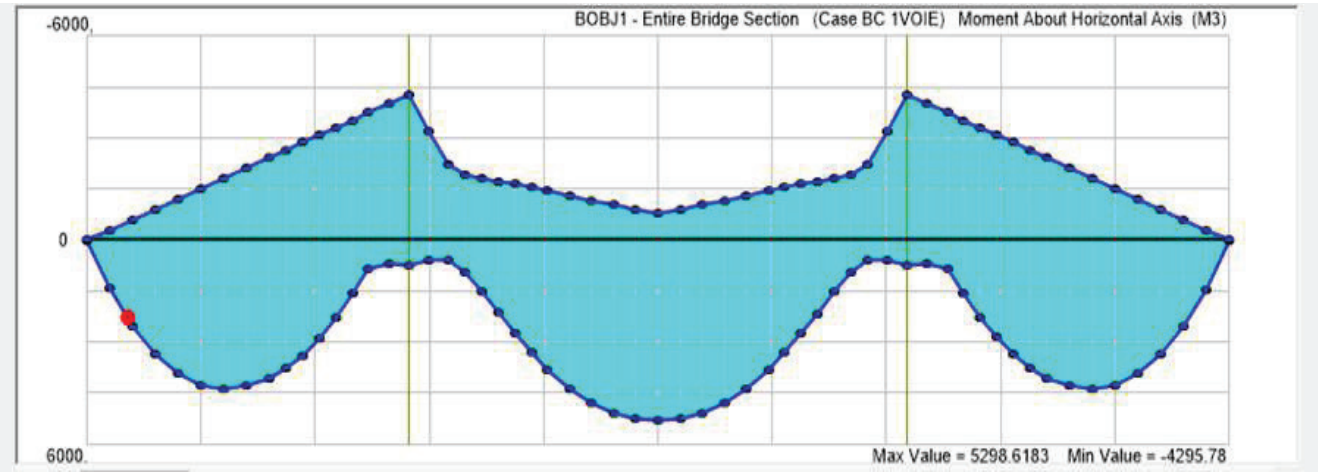


Figure 19. Moment fléchissant sous la charge Bc 1 voie.

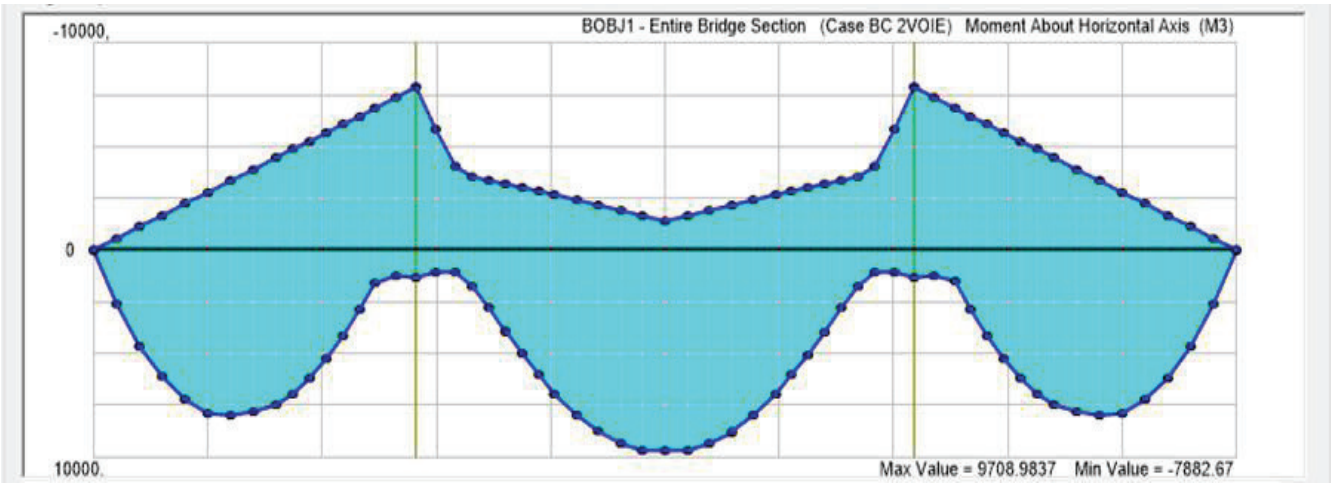


Figure 20. Moment fléchissant sous la charge Bc 2 voies.

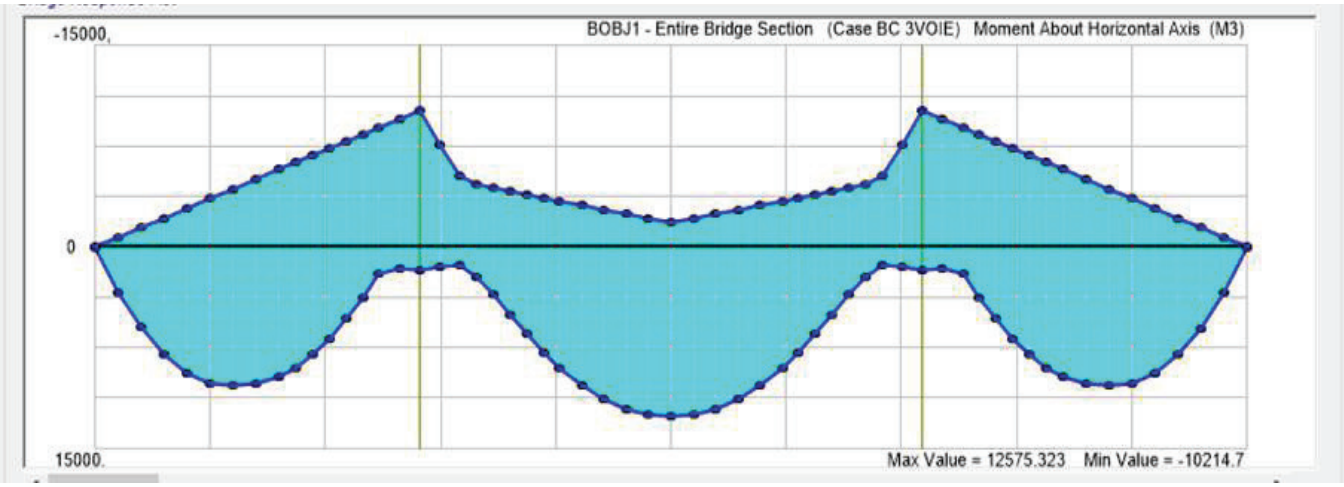


Figure 21. Moment fléchissant sous la charge Bc 3 voies.

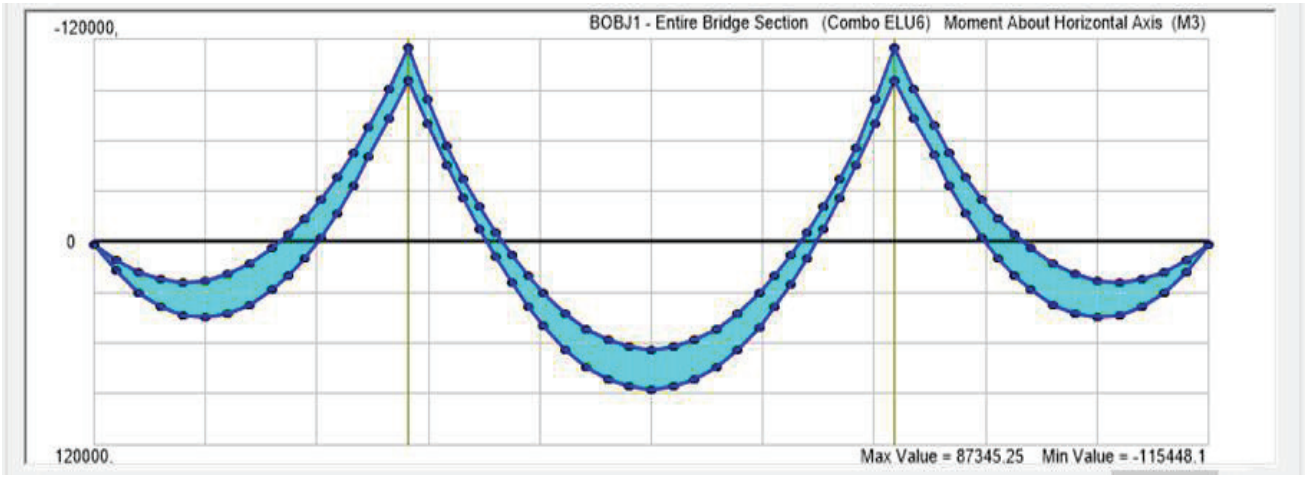


Figure 22. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(Bc+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

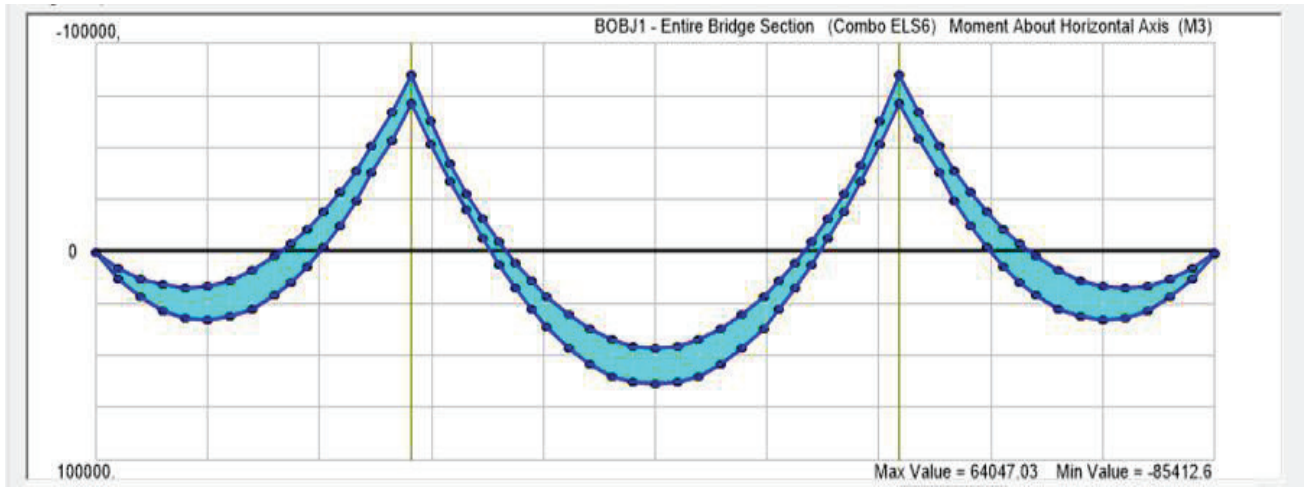


Figure 23. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2Bc + St + 0,6T + 0,5Δθ.

- **Système Bt :**

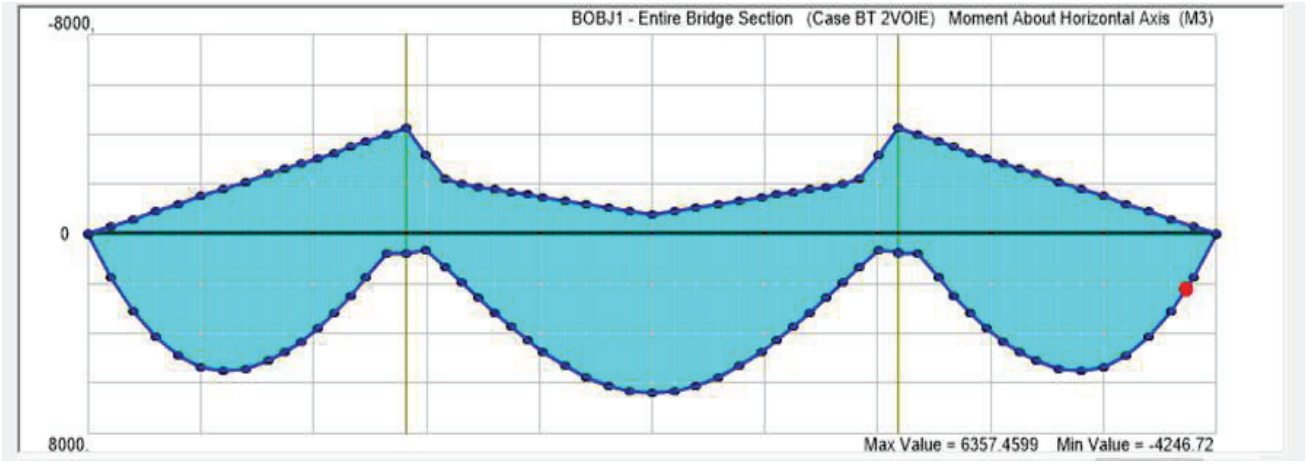


Figure 24. Moment fléchissant sous la charge Bt 2 voies.

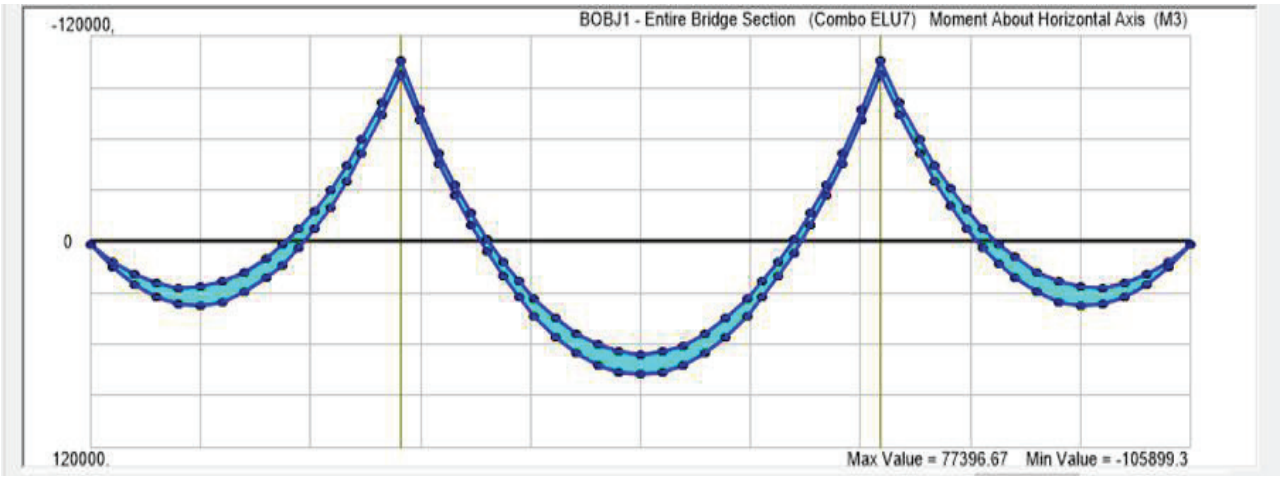


Figure 25. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(Bt+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

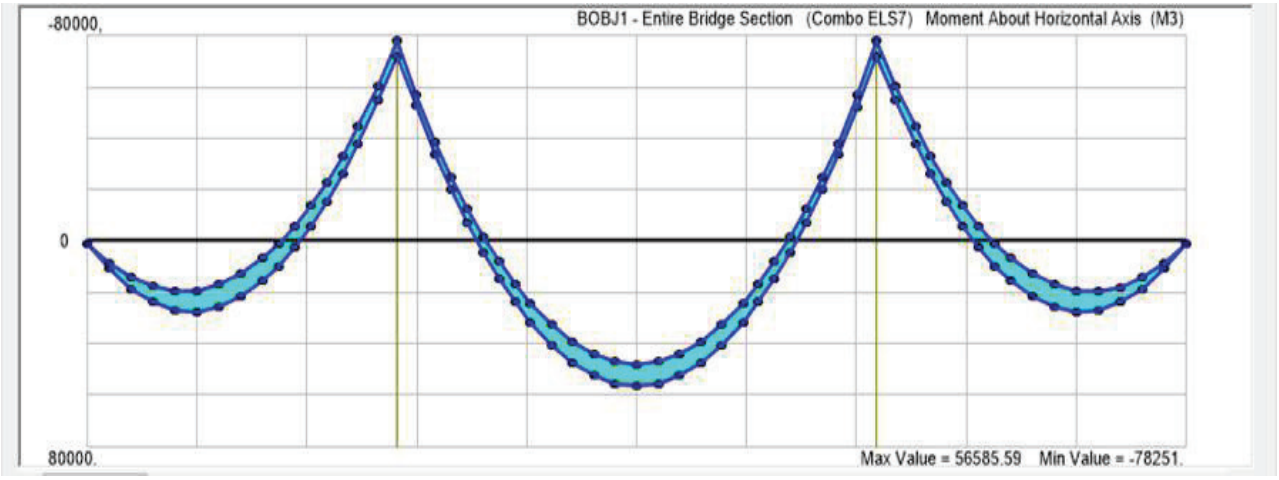


Figure 26. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2Bt + St + 0,6T + 0,5Δθ.

- **Système Br :**

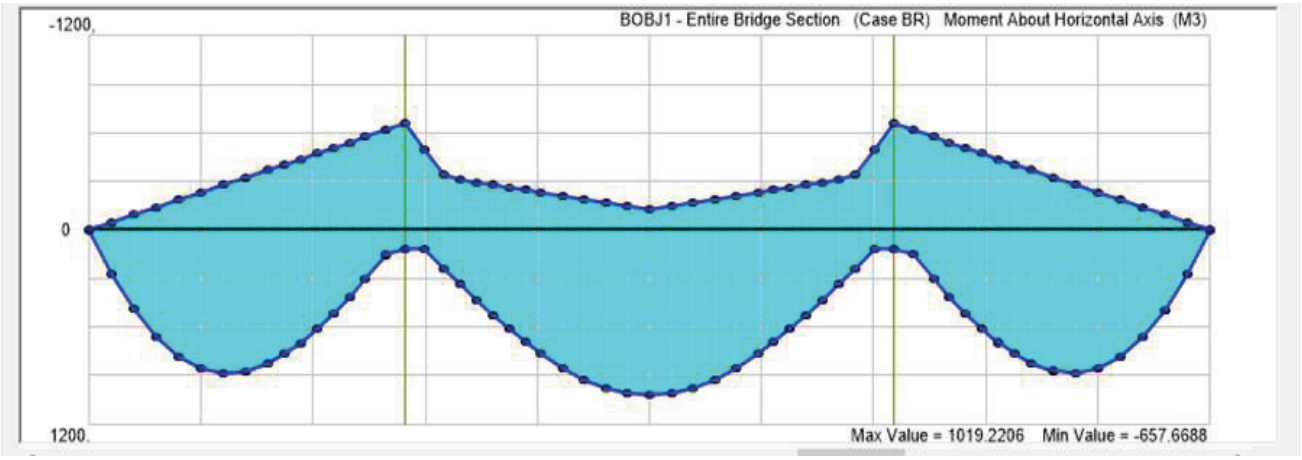


Figure 27. Moment fléchissant sous la charge Br.

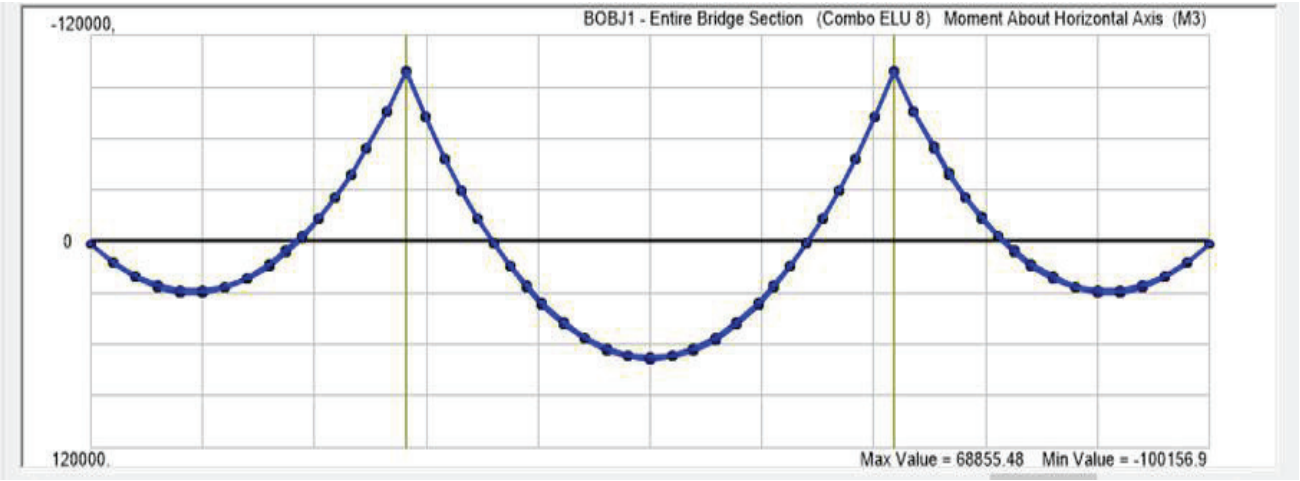


Figure 28. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,6(Br+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

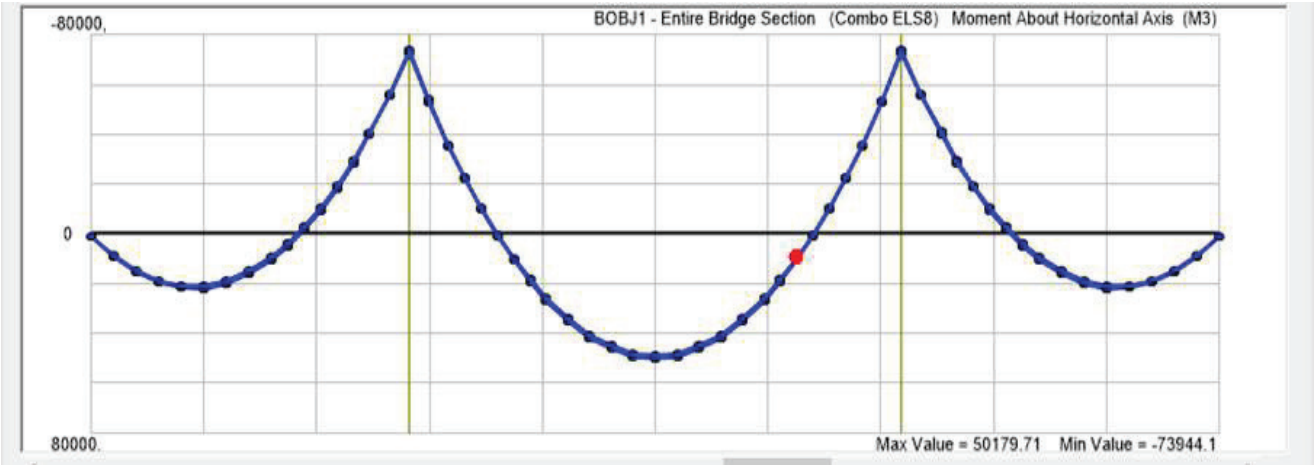


Figure 29. Moment fléchissant sous la combinaison G + 1,2Br + St + 0,6T + 0,5Δθ.

- **Surcharge militaire Mc120 :**

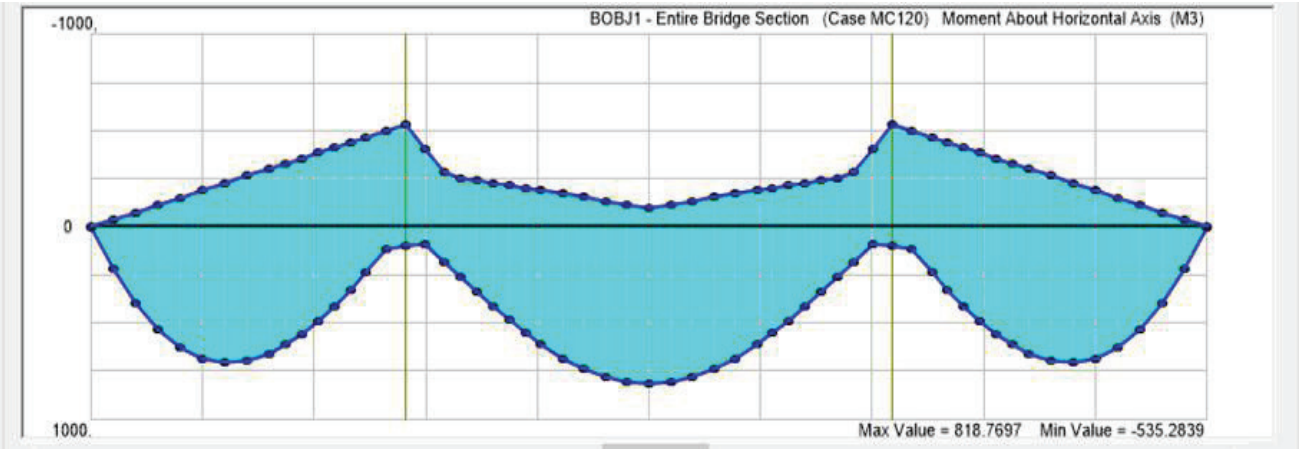


Figure 30. Moment fléchissant sous la charge Mc120.

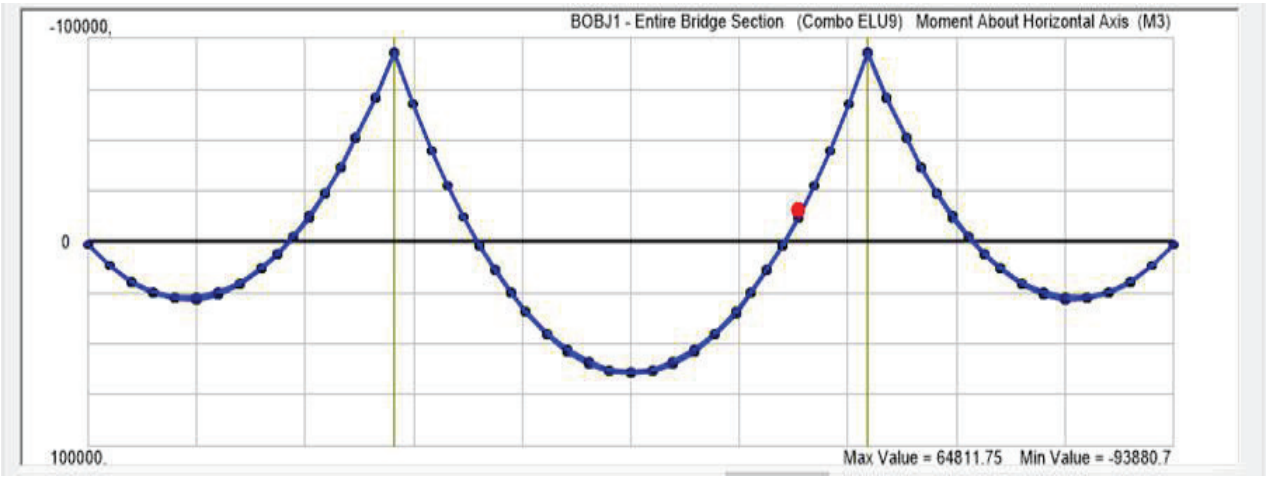


Figure 31. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35Mc120 + 0,9T + 0,75Δθ.

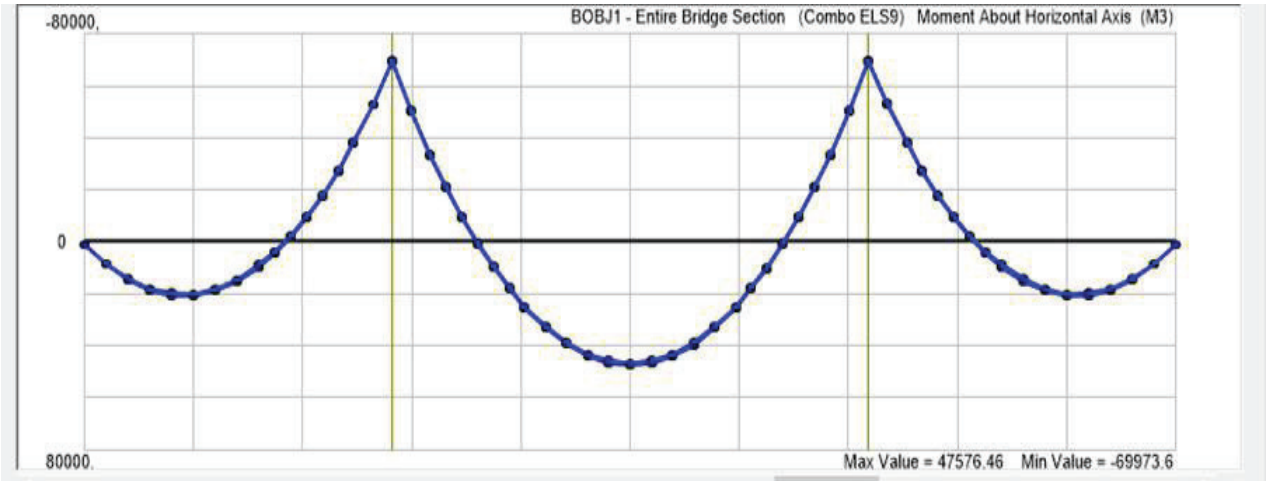


Figure 32. Moment fléchissant sous la combinaison G + Mc120 + 0,6T + 0,5Δθ.

- **Convoie exceptionnel D240 :**

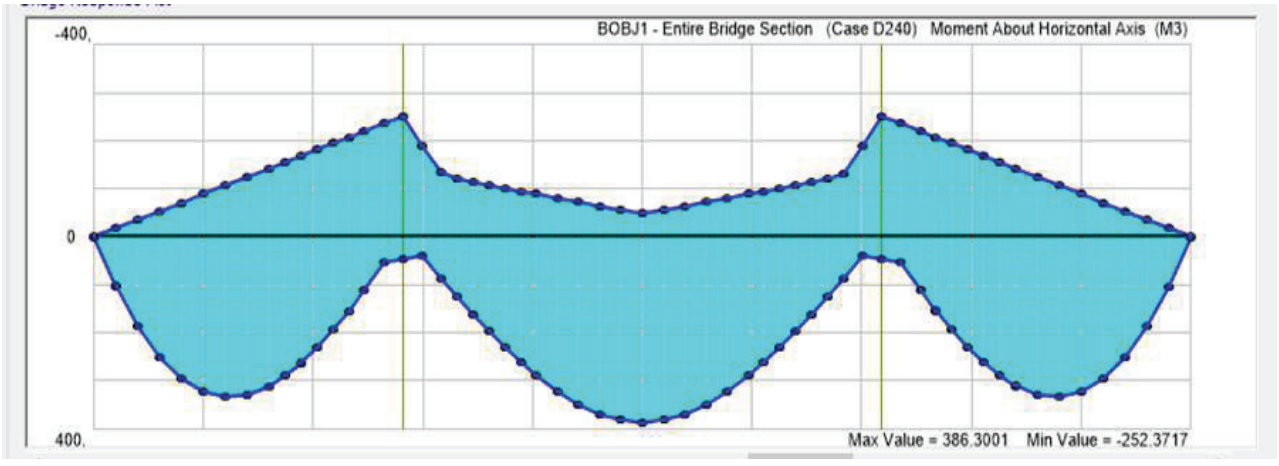


Figure 33. Moment fléchissant sous la charge D240.

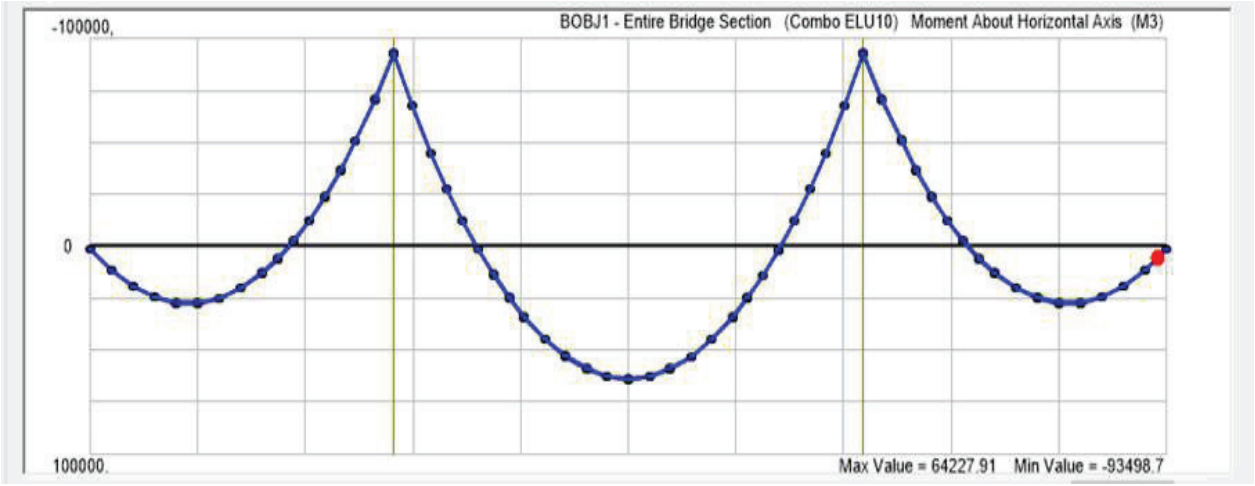


Figure 34. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G + 1,35D240+ 0,9T + 0,75Δθ.

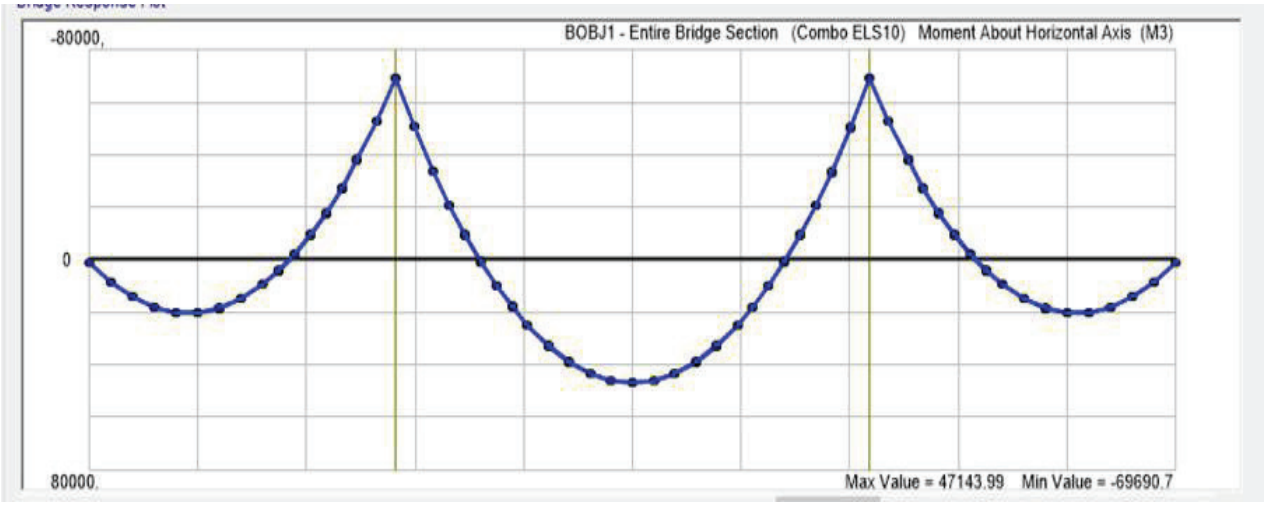


Figure 35. Moment fléchissant sous la combinaison G + D240 + 0,6T + 0,5Δθ.

B- RÉSULTATS DES EFFORTS TRANCHANTS MAXIMALES :

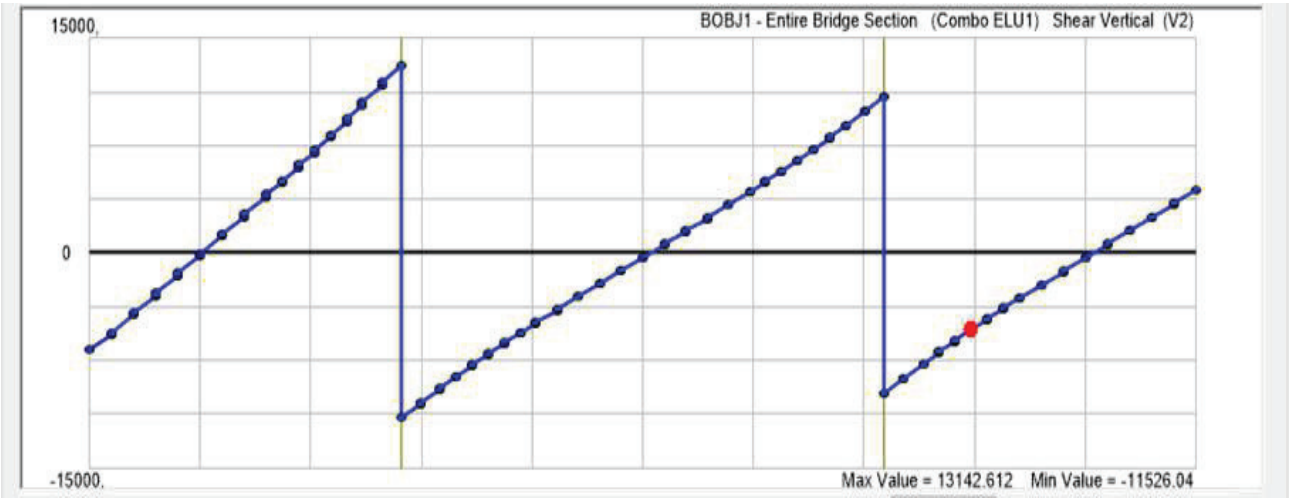


Figure 36. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)1+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

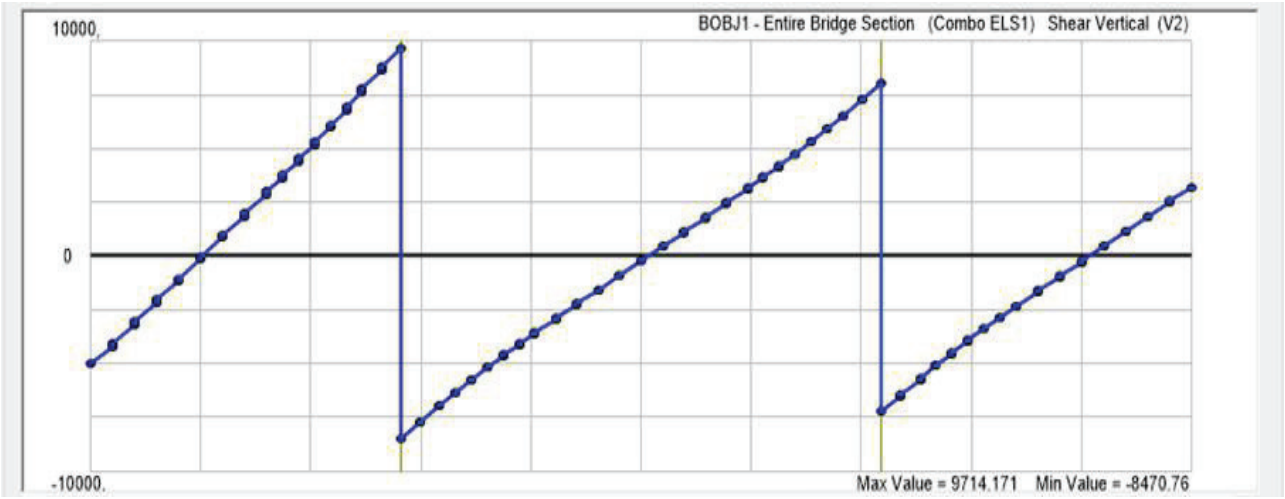


Figure 37. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2A(l)1 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

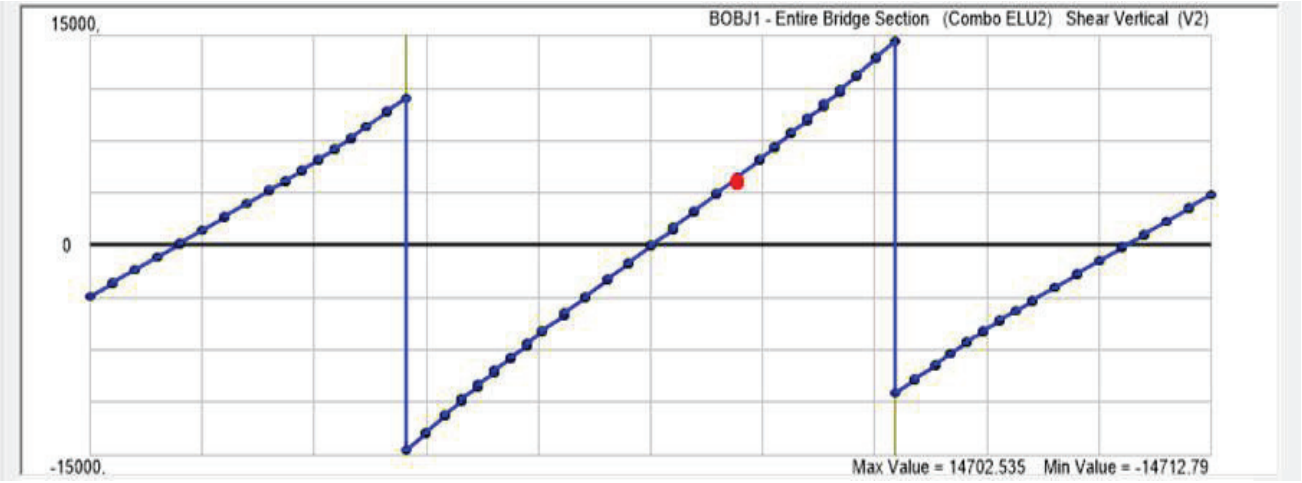


Figure 38. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)2+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

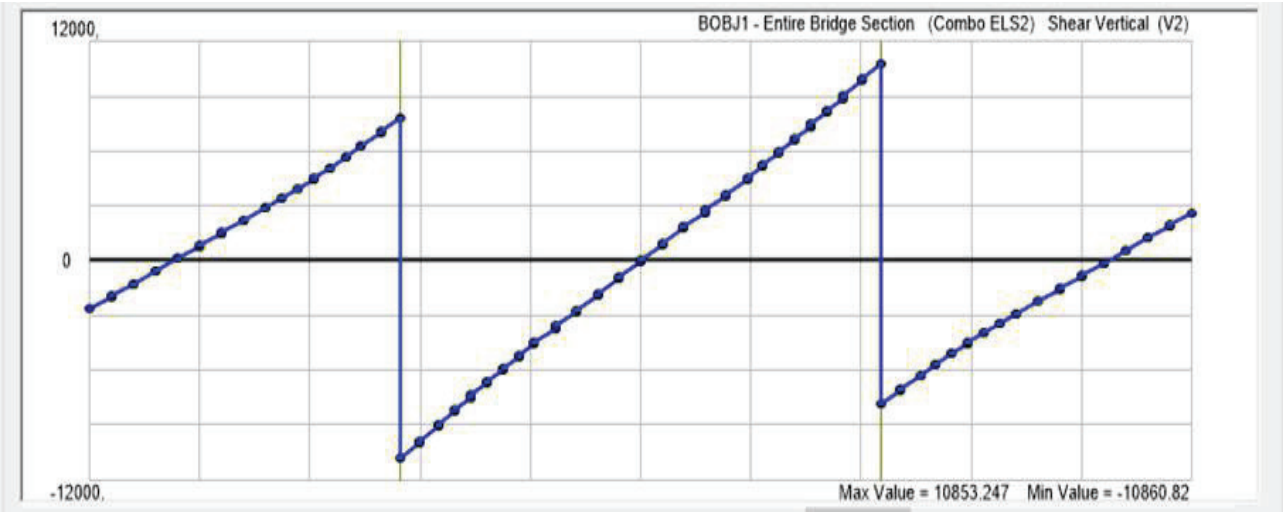


Figure 39. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2A(l)2 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

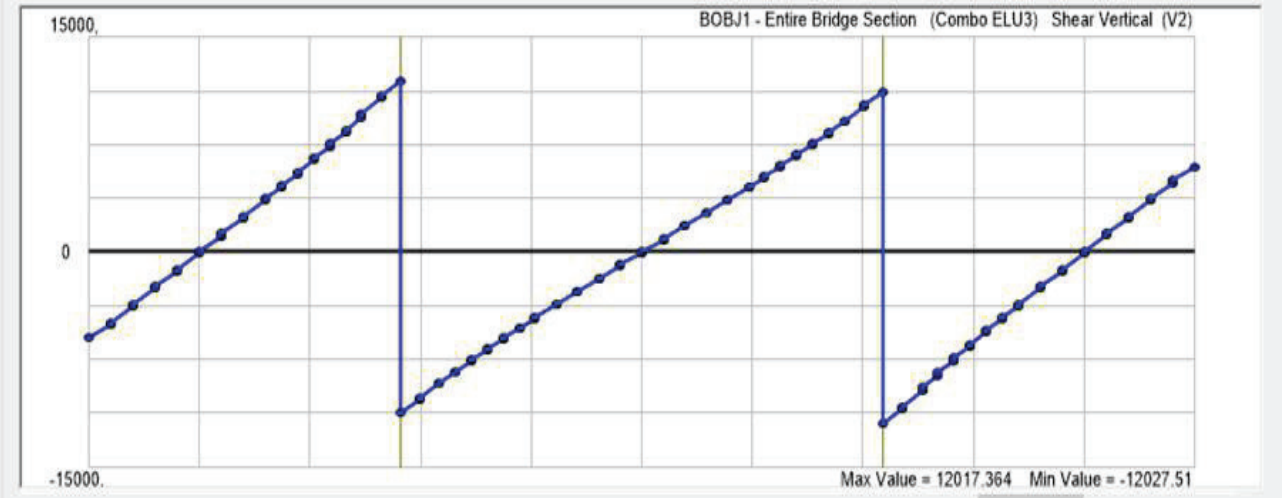


Figure 40. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)3+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

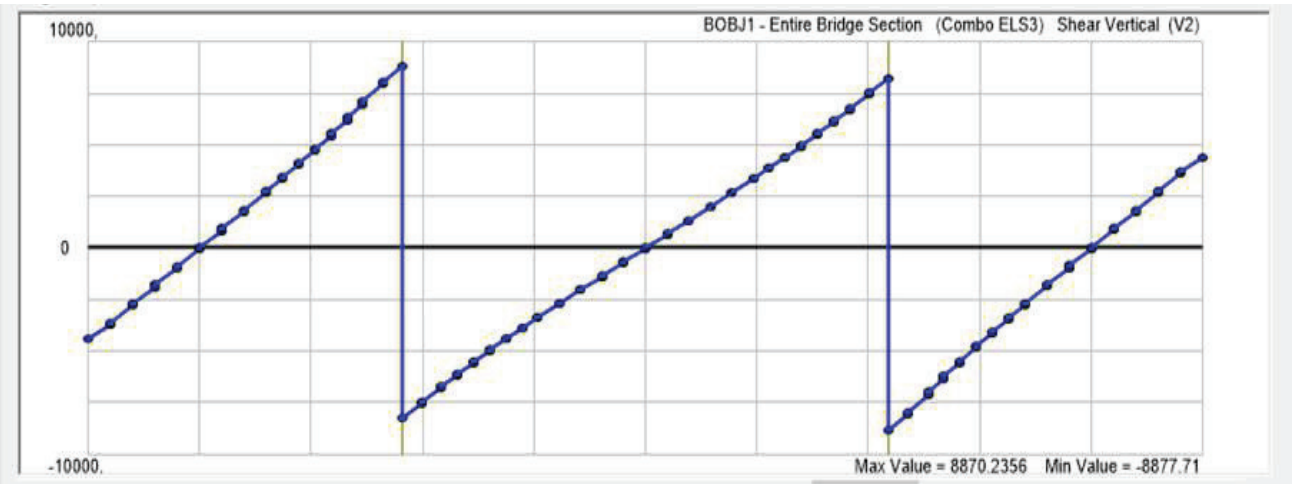


Figure 41. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2A(l)3 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

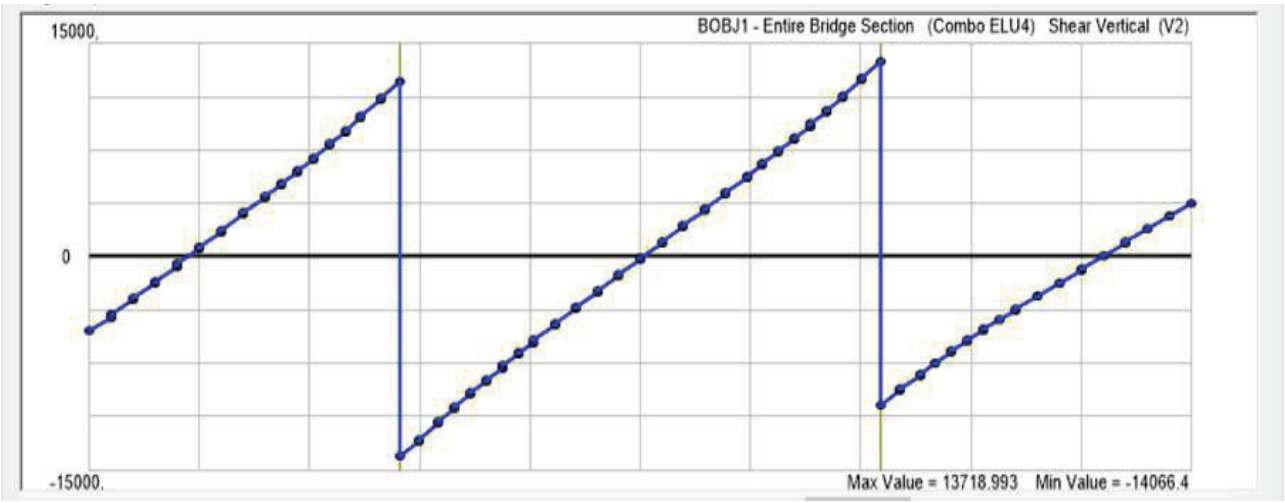


Figure 42. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)4+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

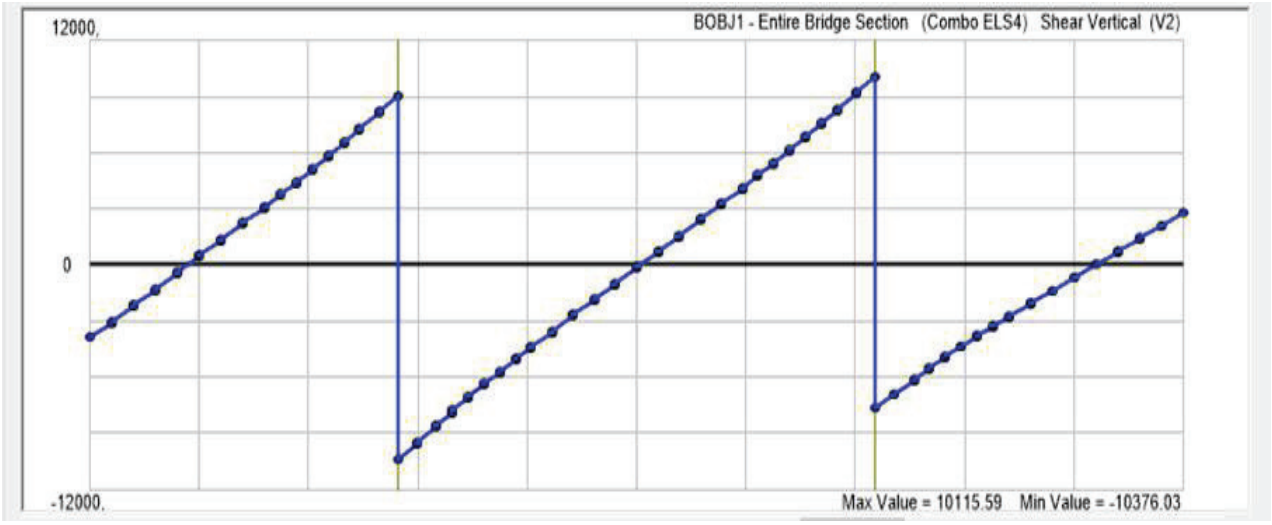


Figure 43. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2A(l)4 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

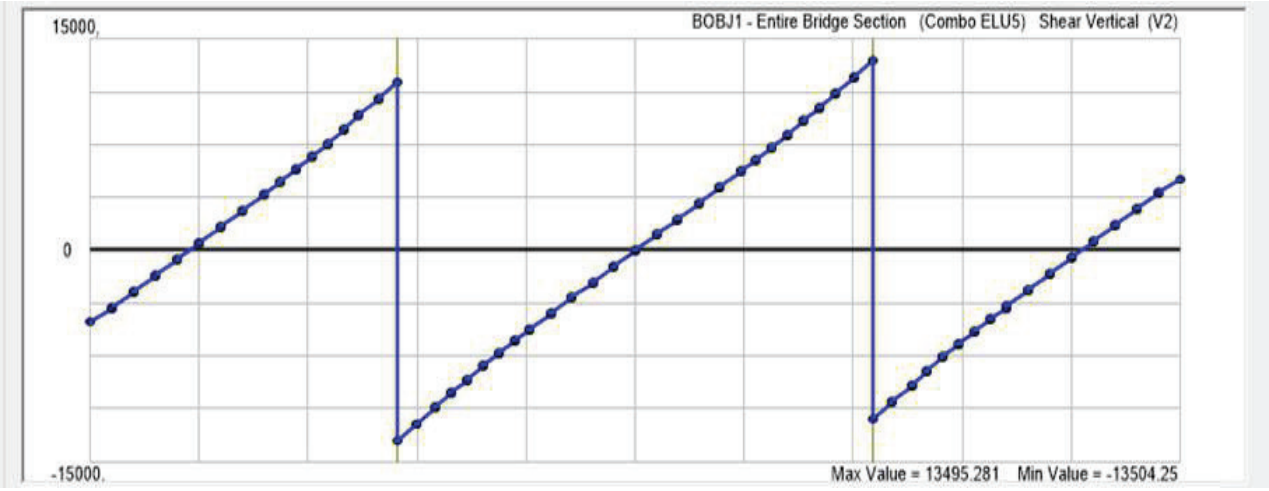


Figure 44. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(A(l)5+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

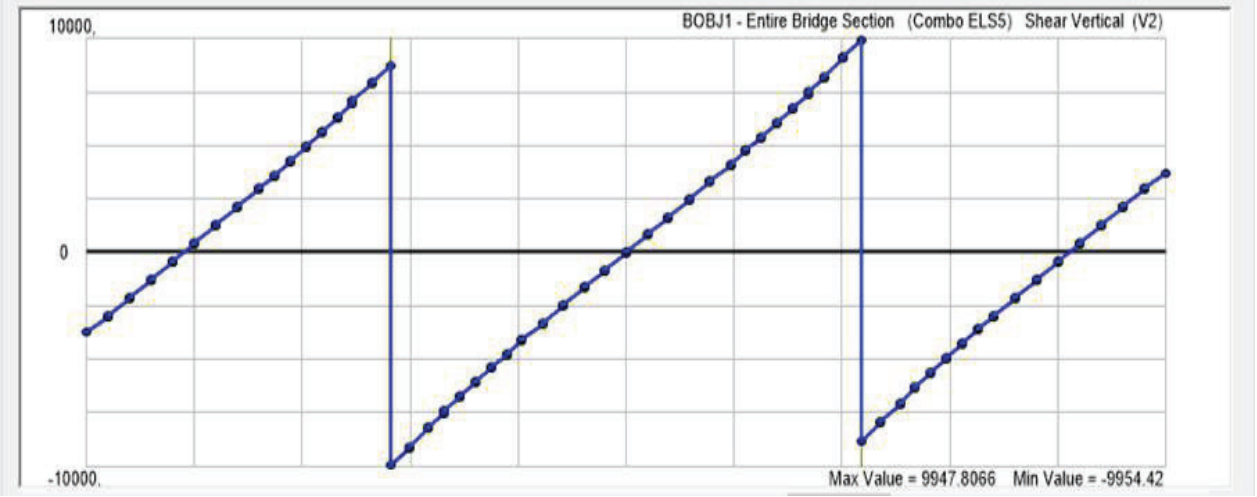


Figure 45. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2A(l)5 + St + 0,6T + 0,5Δθ.

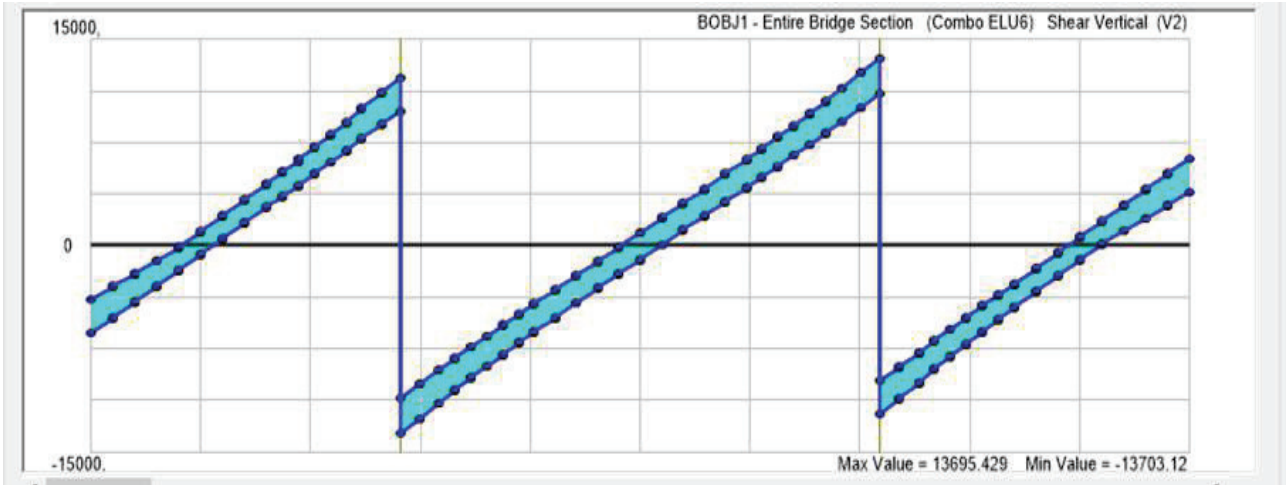


Figure 46. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(Bc+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

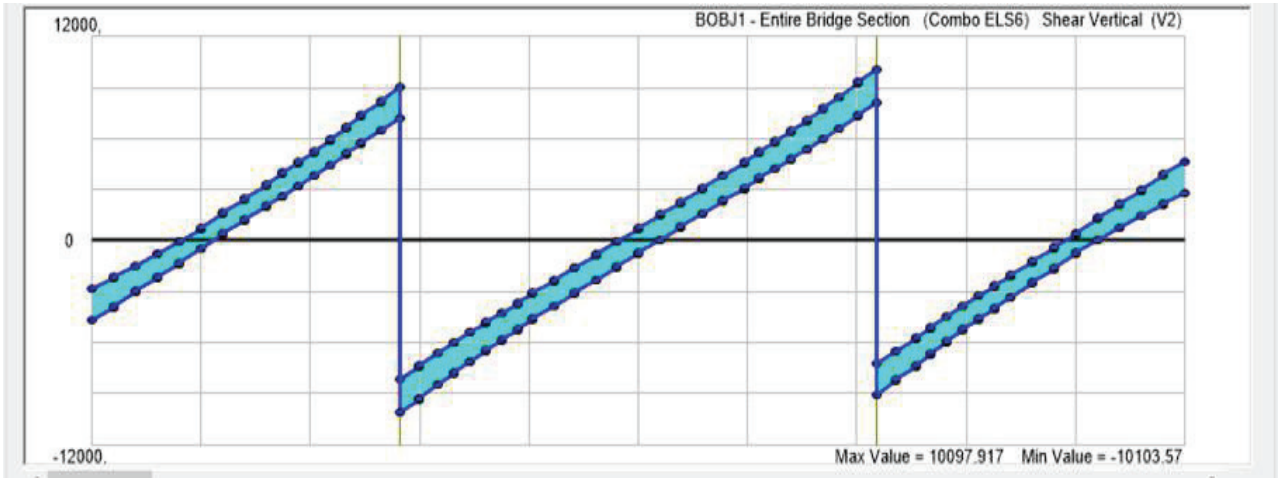


Figure 47. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2Bc + St + 0,6T + 0,5Δθ.

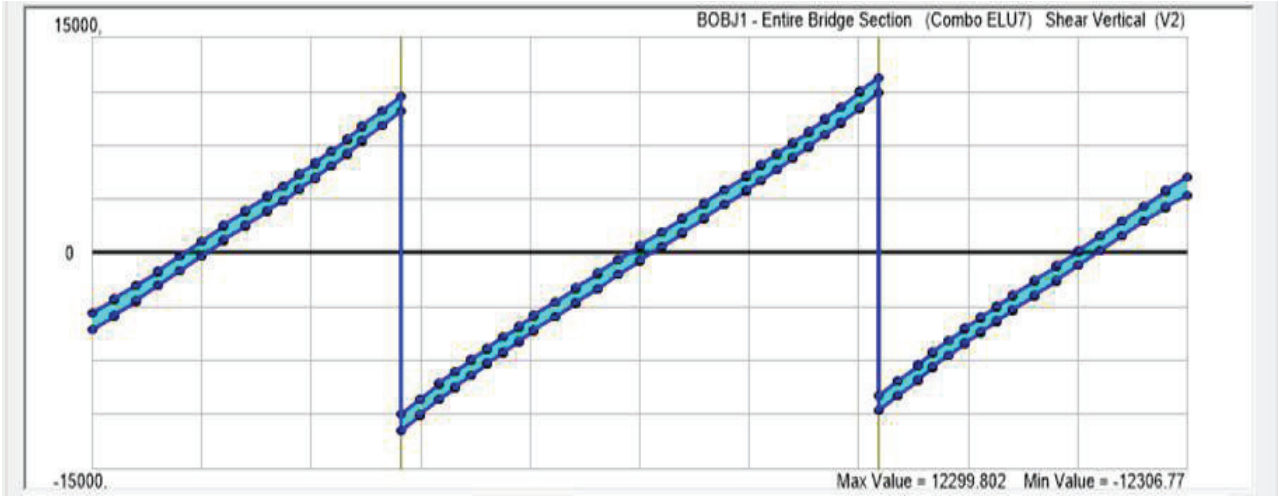


Figure 48. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(Bt+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

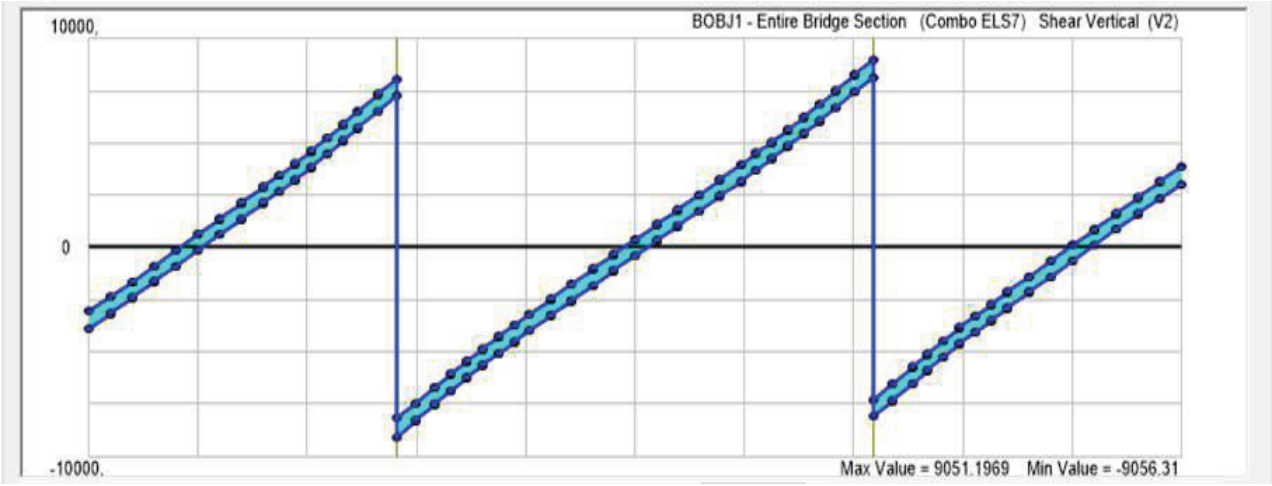


Figure 49. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2Bt + St + 0,6T + 0,5Δθ.

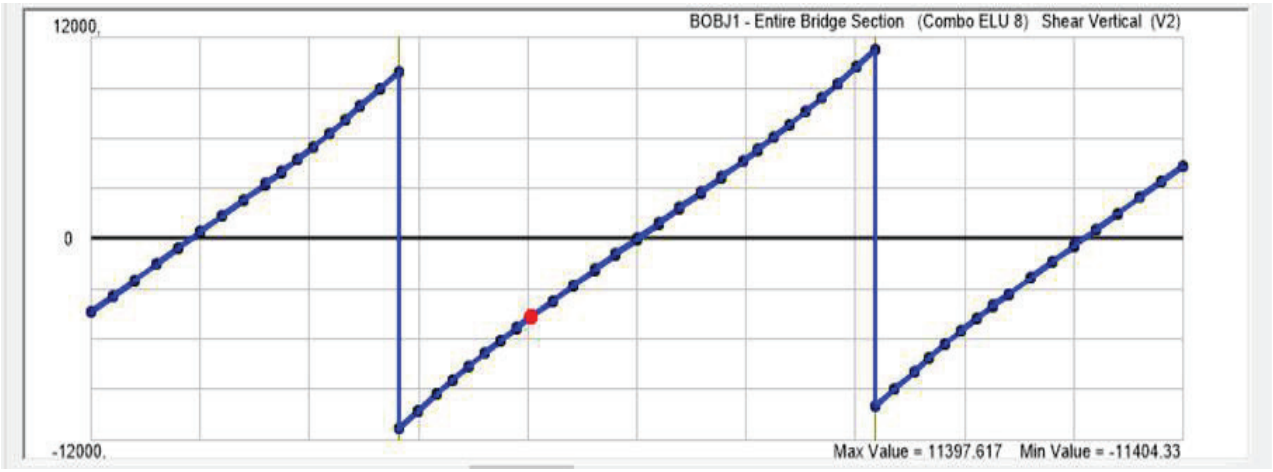


Figure 50. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,6(Br+St) + 0,9T + 0,75Δθ.

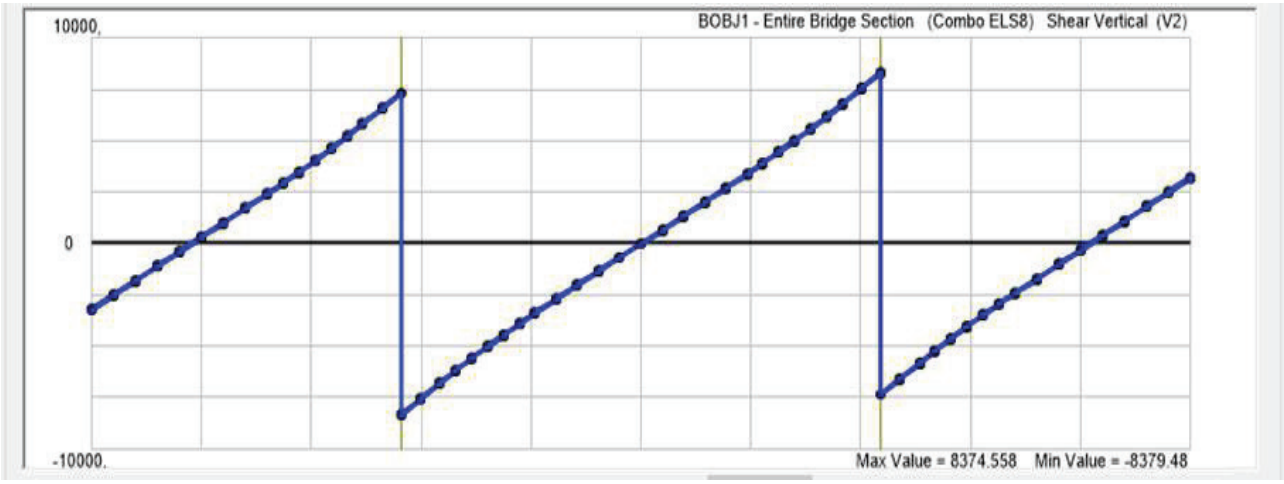


Figure 51. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + 1,2Br + St + 0,6T + 0,5Δθ.

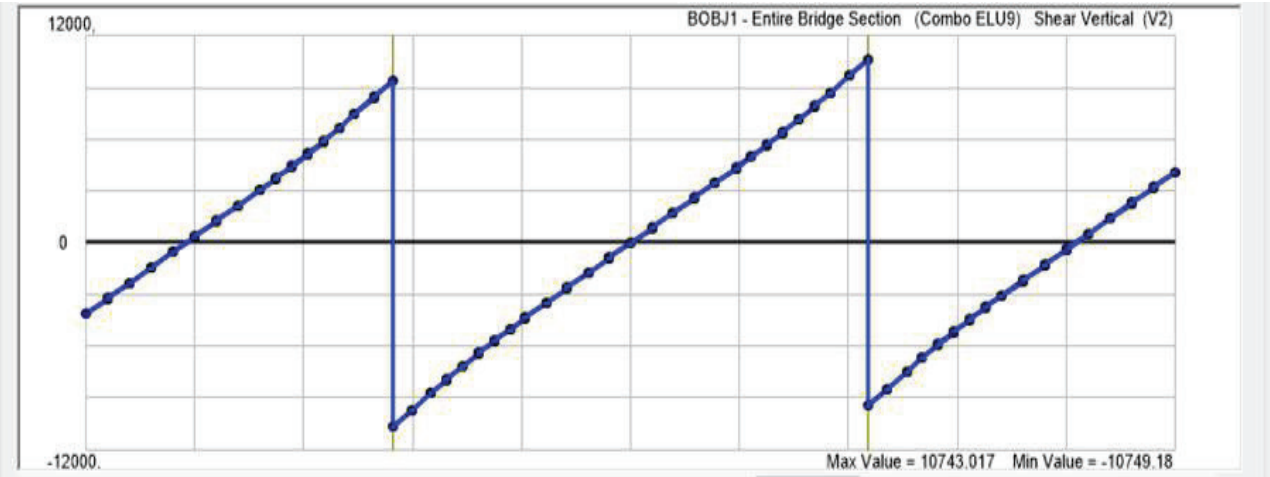


Figure 52. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,35Mc120 + 0,9T + 0,75Δθ.

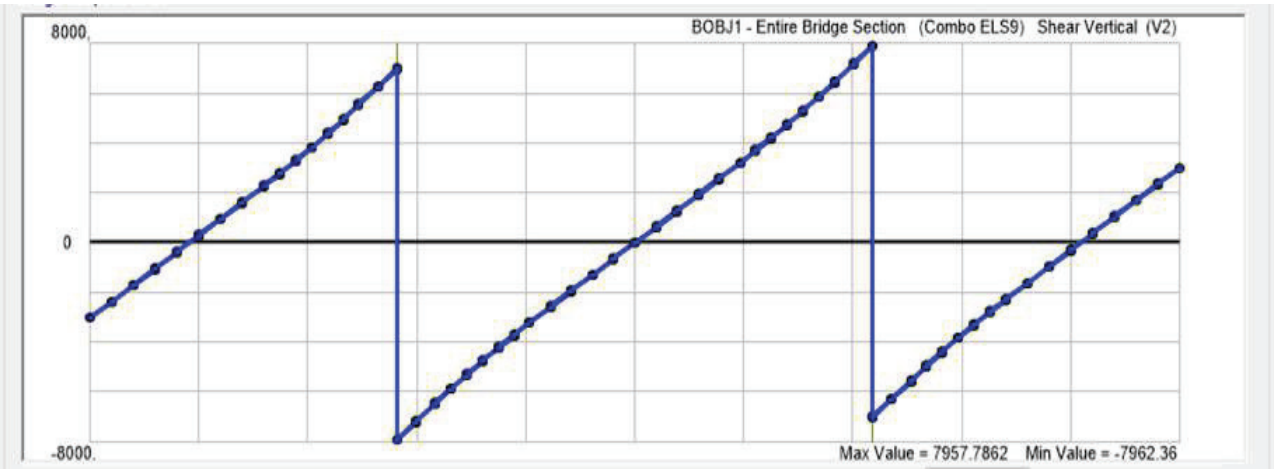


Figure 53. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + Mc120 + 0,6T + 0,5Δθ.

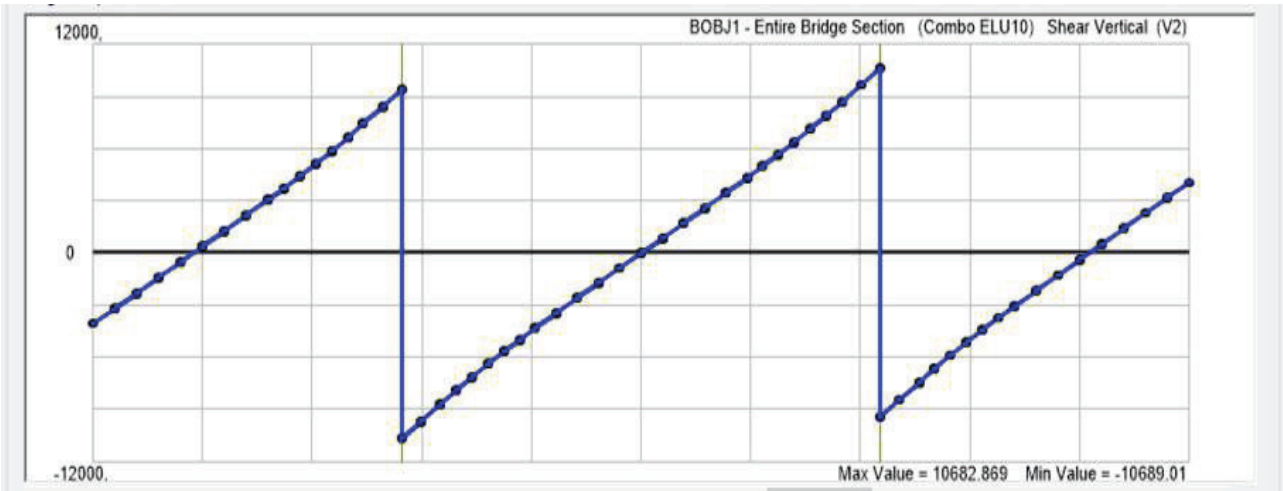


Figure 54. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G + 1,35D240+ 0,9T + 0,75Δθ.

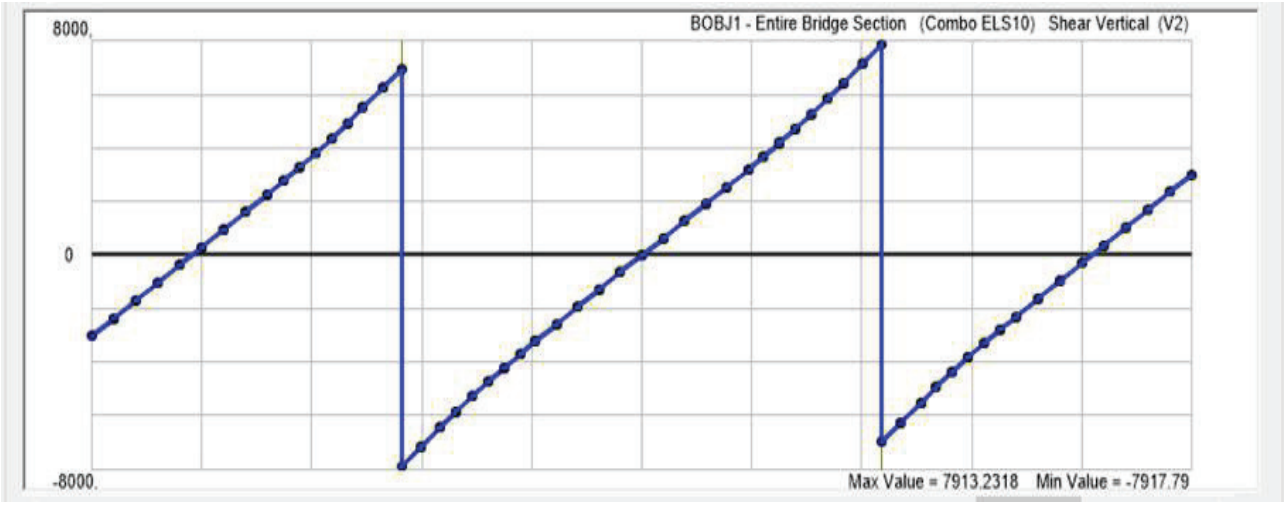


Figure 55. Effort tranchant maximal sous la combinaison G + D240 + 0,6T + 0,5Δθ.

C- RÉSULTATS DES JOIN RÉACTIONS D'APPUIS :

- **Système Bc :**

Tableau 1. Résultats des joints réactions d'appuis pour le système Bc

TABLE: Joint Reactions Bc									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
19	ELU6	Combination	Max	0	0	3865,903	0	0	0
19	ELU6	Combination	Min	0	0	2460,134	0	0	0
19	ELS6	Combination	Max	0	0	2863,223	0	0	0
19	ELS6	Combination	Min	0	0	1808,897	0	0	0
27	ELU6	Combination	Max	0	0	3942,802	0	0	0
27	ELU6	Combination	Min	0	0	2537,033	0	0	0
27	ELS6	Combination	Max	0	0	2904,033	0	0	0
27	ELS6	Combination	Min	0	0	1849,706	0	0	0
235	ELU6	Combination	Max	0	0	12484,699	0	0	0
235	ELU6	Combination	Min	0	0	10866,565	0	0	0
235	ELS6	Combination	Max	0	0	9223,816	0	0	0
235	ELS6	Combination	Min	0	0	8010,215	0	0	0
238	ELU6	Combination	Max	0	0	12707,435	0	0	0
238	ELU6	Combination	Min	0	0	11089,301	0	0	0
238	ELS6	Combination	Max	0	0	9342,019	0	0	0
238	ELS6	Combination	Min	0	0	8128,418	0	0	0
599	ELU6	Combination	Max	0	0	12484,994	0	0	0
599	ELU6	Combination	Min	0	0	10866,952	0	0	0
599	ELS6	Combination	Max	0	0	9224,03	0	0	0
599	ELS6	Combination	Min	0	0	8010,498	0	0	0

602	ELU6	Combination	Max	0	0	12707,768	0	0	0
602	ELU6	Combination	Min	0	0	11089,725	0	0	0
602	ELS6	Combination	Max	0	0	9342,253	0	0	0
602	ELS6	Combination	Min	0	0	8128,721	0	0	0
823	ELU6	Combination	Max	0,000001352	-848,341	3861,03	0	0	0
823	ELU6	Combination	Min	0,000001352	-1005,018	2456,511	0	0	0
823	ELS6	Combination	Max	9,065E-07	-559,608	2859,633	0	0	0
823	ELS6	Combination	Min	9,065E-07	-677,116	1806,243	0	0	0
826	ELU6	Combination	Max	7,644E-07	1005,018	3937,883	0	0	0
826	ELU6	Combination	Min	7,644E-07	848,341	2533,363	0	0	0
826	ELS6	Combination	Max	0,000000512	677,116	2900,416	0	0	0
826	ELS6	Combination	Min	0,000000512	559,608	1847,027	0	0	0

- **Mc120 et D240 :**

Tableau 2. Résultats des joints réactions d'appuis pour le système Mc120 et D240.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
19	ELU9	Combination	Max	0	0	2668,133	0	0	0
19	ELU9	Combination	Min	0	0	2602,284	0	0	0
19	ELU10	Combination	Max	0	0	2638,112	0	0	0
19	ELU10	Combination	Min	0	0	2607,055	0	0	0
19	ELS9	Combination	Max	0	0	1970,99	0	0	0
19	ELS9	Combination	Min	0	0	1922,213	0	0	0
19	ELS10	Combination	Max	0	0	1948,752	0	0	0
19	ELS10	Combination	Min	0	0	1925,747	0	0	0
27	ELU9	Combination	Max	0	0	2605,472	0	0	0
27	ELU9	Combination	Min	0	0	2539,623	0	0	0
27	ELU10	Combination	Max	0	0	2575,451	0	0	0
27	ELU10	Combination	Min	0	0	2544,394	0	0	0
27	ELS9	Combination	Max	0	0	1924,574	0	0	0
27	ELS9	Combination	Min	0	0	1875,798	0	0	0
27	ELS10	Combination	Max	0	0	1902,337	0	0	0
27	ELS10	Combination	Min	0	0	1879,332	0	0	0
235	ELU9	Combination	Max	0	0	10680,44	0	0	0
235	ELU9	Combination	Min	0	0	10614,811	0	0	0
235	ELU10	Combination	Max	0	0	10648,12	0	0	0
235	ELU10	Combination	Min	0	0	10617,922	0	0	0

235	ELS9	Combination	Min	0	0	7868,23	0	0	0
235	ELS10	Combination	Max	0	0	7892,903	0	0	0
235	ELS10	Combination	Min	0	0	7870,534	0	0	0
238	ELU9	Combination	Max	0	0	10498,936	0	0	0
238	ELU9	Combination	Min	0	0	10433,308	0	0	0
238	ELU10	Combination	Max	0	0	10466,616	0	0	0
238	ELU10	Combination	Min	0	0	10436,418	0	0	0
238	ELS9	Combination	Max	0	0	7782,397	0	0	0
238	ELS9	Combination	Min	0	0	7733,783	0	0	0
238	ELS10	Combination	Max	0	0	7758,456	0	0	0
238	ELS10	Combination	Min	0	0	7736,087	0	0	0
599	ELU9	Combination	Max	0	0	10680,795	0	0	0
599	ELU9	Combination	Min	0	0	10615,171	0	0	0
599	ELU10	Combination	Max	0	0	10648,477	0	0	0
599	ELU10	Combination	Min	0	0	10618,28	0	0	0
599	ELS9	Combination	Max	0	0	7917,099	0	0	0
599	ELS9	Combination	Min	0	0	7868,489	0	0	0
599	ELS10	Combination	Max	0	0	7893,16	0	0	0
599	ELS10	Combination	Min	0	0	7870,792	0	0	0
602	ELU9	Combination	Max	0	0	10499,262	0	0	0
602	ELU9	Combination	Min	0	0	10433,638	0	0	0
602	ELU10	Combination	Max	0	0	10466,945	0	0	0
602	ELU10	Combination	Min	0	0	10436,748	0	0	0
602	ELS9	Combination	Max	0	0	7782,63	0	0	0
602	ELS9	Combination	Min	0	0	7734,02	0	0	0
602	ELS10	Combination	Max	0	0	7758,692	0	0	0
602	ELS10	Combination	Min	0	0	7736,323	0	0	0
823	ELU9	Combination	Max	0,000001347	-938,912	2664,66	0	0	0
823	ELU9	Combination	Min	0,000001347	-954,945	2598,865	0	0	0
823	ELU10	Combination	Max	0,000001347	-941,313	2634,667	0	0	0
823	ELU10	Combination	Min	0,000001347	-950,314	2603,635	0	0	0
823	ELS9	Combination	Max	9,029E-07	-626,126	1968,421	0	0	0
823	ELS9	Combination	Min	9,029E-07	-638,002	1919,684	0	0	0
823	ELS10	Combination	Max	9,029E-07	-627,905	1946,204	0	0	0
823	ELS10	Combination	Min	9,029E-07	-634,572	1923,217	0	0	0
826	ELU9	Combination	Max	7,637E-07	954,945	2602,024	0	0	0
826	ELU9	Combination	Min	7,637E-07	938,912	2536,229	0	0	0
826	ELU10	Combination	Max	7,637E-07	950,314	2572,031	0	0	0
826	ELU10	Combination	Min	7,637E-07	941,313	2540,999	0	0	0
826	ELS9	Combination	Max	5,115E-07	638,002	1922,024	0	0	0
826	ELS9	Combination	Min	5,115E-07	626,126	1873,287	0	0	0
826	ELS10	Combination	Max	5,115E-07	634,572	1899,807	0	0	0
826	ELS10	Combination	Min	5,115E-07	627,905	1876,82	0	0	0

- **Bt et Br :**

Tableau 3. Résultats des joints réactions d'appuis pour le système Mc120 et D240.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
19	ELS7	Combination	Max	0	0	2360,665	0	0	0
19	ELS7	Combination	Min	0	0	1898,349	0	0	0
19	ELS8	Combination	Max	0	0	2059,87	0	0	0
19	ELS8	Combination	Min	0	0	1951,946	0	0	0
27	ELS7	Combination	Max	0	0	2401,474	0	0	0
27	ELS7	Combination	Min	0	0	1939,158	0	0	0
27	ELS8	Combination	Max	0	0	2100,68	0	0	0
27	ELS8	Combination	Min	0	0	1992,755	0	0	0
235	ELS7	Combination	Max	0	0	8525,472	0	0	0
235	ELS7	Combination	Min	0	0	8064,995	0	0	0
235	ELS8	Combination	Max	0	0	8206,456	0	0	0
235	ELS8	Combination	Min	0	0	8099,923	0	0	0
238	ELS7	Combination	Max	0	0	8643,675	0	0	0
238	ELS7	Combination	Min	0	0	8183,197	0	0	0
238	ELS8	Combination	Max	0	0	8324,659	0	0	0
238	ELS8	Combination	Min	0	0	8218,126	0	0	0
599	ELS7	Combination	Max	0	0	8525,691	0	0	0
599	ELS7	Combination	Min	0	0	8065,243	0	0	0
602	ELS7	Combination	Max	0	0	8643,914	0	0	0
602	ELS7	Combination	Min	0	0	8183,465	0	0	0
602	ELS8	Combination	Max	0	0	8324,91	0	0	0
602	ELS8	Combination	Min	0	0	8218,383	0	0	0
823	ELS7	Combination	Max	9,065E-07	-586,607	2357,619	0	0	0
823	ELS7	Combination	Min	9,065E-07	-688,801	1895,682	0	0	0
823	ELS8	Combination	Max	9,065E-07	-615,687	2057,123	0	0	0
823	ELS8	Combination	Min	9,065E-07	-641,736	1949,269	0	0	0
826	ELS7	Combination	Max	0,000000512	688,801	2398,402	0	0	0
826	ELS7	Combination	Min	0,000000512	586,607	1936,465	0	0	0
826	ELS8	Combination	Max	0,000000512	641,736	2097,906	0	0	0
826	ELS8	Combination	Min	0,000000512	615,687	1990,052	0	0	0

D- RÉSULTATS DES DEPLACEMENT ET ROTATIONS :

- **Système Bc :**

Tableau 4. Résultats des déplacements et rotations pour le système Bc 3V.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
19	ELU6	Combination	Max	0	0	0	0,000047	0,001325	0,000033
19	ELU6	Combination	Min	0	0	0	-0,000074	0,000421	0,000014
19	ELS6	Combination	Max	0	0	0	0,000056	0,000996	0,000026
19	ELS6	Combination	Min	0	0	0	-0,000035	0,000318	0,000012
27	ELU6	Combination	Max	0	0	0	0,00007	0,00133	-0,000014
27	ELU6	Combination	Min	0	0	0	-0,000051	0,000426	-0,000033
27	ELS6	Combination	Max	0	0	0	0,000032	0,000998	-0,000012
27	ELS6	Combination	Min	0	0	0	-0,000058	0,000321	-0,000026
235	ELU6	Combination	Max	0,011823	0,001115	0	0,000313	0,001547	0,000027
235	ELU6	Combination	Min	0,008659	-0,000415	0	0,000253	0,0006	-0,000017
235	ELS6	Combination	Max	0,008038	0,00081	0	0,000242	0,00114	0,00002
235	ELS6	Combination	Min	0,005666	-0,000338	0	0,000197	0,00043	-0,000013
238	ELU6	Combination	Max	0,011828	0,0005	0	-0,000258	0,001548	0,000019
238	ELU6	Combination	Min	0,008665	-0,00103	0	-0,000319	0,0006	-0,000025
238	ELS6	Combination	Max	0,008042	0,000384	0	-0,0002	0,001141	0,000014
238	ELS6	Combination	Min	0,005669	-0,000764	0	-0,000245	0,00043	-0,000019
599	ELU6	Combination	Max	0,030963	0,00243	0	0,000313	-0,000602	0,000022
599	ELU6	Combination	Min	0,029401	-0,001593	0	0,000253	-0,00155	-0,000021
599	ELS6	Combination	Max	0,020988	0,001781	0	0,000242	-0,000432	0,000016
599	ELS6	Combination	Min	0,019817	-0,001236	0	0,000197	-0,001143	-0,000016
602	ELU6	Combination	Max	0,03097	0,001825	0	-0,000259	-0,000603	0,000024
602	ELU6	Combination	Min	0,029409	-0,002198	0	-0,000319	-0,001551	-0,000019
602	ELS6	Combination	Max	0,020992	0,001362	0	-0,0002	-0,000432	0,000017
602	ELS6	Combination	Min	0,019821	-0,001655	0	-0,000245	-0,001143	-0,000015
823	ELU6	Combination	Max	0,041229	0,003087	0	0,000141	-0,000411	0,000048
823	ELU6	Combination	Min	0,039252	-0,002549	0	0,00002	-0,001315	1,286E-07
823	ELS6	Combination	Max	0,027861	0,002272	0	0,000119	-0,000311	0,000031
823	ELS6	Combination	Min	0,026378	-0,001955	0	0,000028	-0,000989	-0,000004775
826	ELU6	Combination	Max	0,041242	0,002886	0	-0,000024	-0,000416	0,000004509
826	ELU6	Combination	Min	0,039265	-0,002749	0	-0,000145	-0,001321	-0,000044
826	ELS6	Combination	Max	0,027868	0,002138	0	-0,00003	-0,000314	0,000007289
826	ELS6	Combination	Min	0,026385	-0,002089	0	-0,000121	-0,000992	-0,000029

235	ELU10	Combination	Max	0,010112	0,000276	0	0,000244	0,000951	0,00000273
235	ELU10	Combination	Min	0,010049	0,00026	0	0,000242	0,000932	0,000002291
235	ELS10	Combination	Max	0,006755	0,00019	0	0,000192	0,0007	0,000002053
235	ELS10	Combination	Min	0,006709	0,000179	0	0,000191	0,000686	0,000001728
238	ELU10	Combination	Max	0,010108	-0,000322	0	-0,000238	0,000951	-0,00000385
238	ELU10	Combination	Min	0,010045	-0,000337	0	-0,000239	0,000932	-0,000004288
238	ELS10	Combination	Max	0,006752	-0,000224	0	-0,000187	0,0007	-0,000002883
238	ELS10	Combination	Min	0,006705	-0,000236	0	-0,000188	0,000686	-0,000003207
599	ELU10	Combination	Max	0,02978	0,000236	0	0,000244	-0,000934	-0,000003081
599	ELU10	Combination	Min	0,029748	0,000195	0	0,000242	-0,000953	-0,000003514
599	ELS10	Combination	Max	0,020128	0,000161	0	0,000192	-0,000688	-0,000002202
599	ELS10	Combination	Min	0,020104	0,00013	0	0,000191	-0,000702	-0,000002523
602	ELU10	Combination	Max	0,029775	-0,000361	0	-0,000238	-0,000934	0,000001674
602	ELU10	Combination	Min	0,029742	-0,000403	0	-0,000239	-0,000953	0,000001241
602	ELS10	Combination	Max	0,020124	-0,000253	0	-0,000187	-0,000688	0,00000116
602	ELS10	Combination	Min	0,0201	-0,000284	0	-0,000188	-0,000702	0,000000839
823	ELU10	Combination	Max	0,039829	0,00001	0	0,000034	-0,00065	0,000026
823	ELU10	Combination	Min	0,039789	-0,000048	0	0,000031	-0,000669	0,000025
823	ELS10	Combination	Max	0,026838	1,738E-08	0	0,00004	-0,000496	0,000015
823	ELS10	Combination	Min	0,026809	-0,000043	0	0,000037	-0,00051	0,000014
826	ELU10	Combination	Max	0,039819	-0,000193	0	-0,000027	-0,000646	-0,000028
826	ELU10	Combination	Min	0,03978	-0,000251	0	-0,00003	-0,000664	-0,000029
826	ELS10	Combination	Max	0,026831	-0,000136	0	-0,000035	-0,000493	-0,000017
826	ELS10	Combination	Min	0,026802	-0,000179	0	-0,000037	-0,000507	-0,000017

- **D240 :**

Tableau 5. Résultats des déplacements et rotations pour le système D240.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
19	ELU10	Combination	Max	0	0	0	-0,00006	0,000679	0,000017
19	ELU10	Combination	Min	0	0	0	-0,000063	0,000661	0,000016
19	ELS10	Combination	Max	0	0	0	-0,000023	0,000517	0,000014
19	ELS10	Combination	Min	0	0	0	-0,000025	0,000503	0,000013
27	ELU10	Combination	Max	0	0	0	0,000066	0,000675	-0,000016
27	ELU10	Combination	Min	0	0	0	0,000063	0,000657	-0,000017
27	ELS10	Combination	Max	0	0	0	0,000027	0,000514	-0,000013
27	ELS10	Combination	Min	0	0	0	0,000026	0,0005	-0,000014
602	ELU9	Combination	Max	0,029798	-0,000293	0	-0,000238	-0,000925	0,000002522
602	ELU9	Combination	Min	0,029729	-0,000471	0	-0,00024	-0,000965	7,241E-08
602	ELS9	Combination	Max	0,020141	-0,000203	0	-0,000187	-0,000681	0,000001788
602	ELS9	Combination	Min	0,02009	-0,000335	0	-0,000189	-0,00071	-2,64E-08
823	ELU9	Combination	Max	0,039857	0,000106	0	0,000037	-0,000644	0,000026
823	ELU9	Combination	Min	0,039773	-0,000143	0	0,00003	-0,000683	0,000024
823	ELS9	Combination	Max	0,026859	0,000071	0	0,000042	-0,000491	0,000015
823	ELS9	Combination	Min	0,026797	-0,000114	0	0,000037	-0,00052	0,000014
826	ELU9	Combination	Max	0,039847	-0,000098	0	-0,000027	-0,00064	-0,000028
826	ELU9	Combination	Min	0,039763	-0,000347	0	-0,000033	-0,000679	-0,00003
826	ELS9	Combination	Max	0,026852	-0,000065	0	-0,000034	-0,000488	-0,000016
826	ELS9	Combination	Min	0,02679	-0,000249	0	-0,000039	-0,000517	-0,000018

- **Mc120 :**

Tableau 6. Résultats des déplacements et rotations pour le système Mc120.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
19	ELU9	Combination	Max	0	0	0	-0,000057	0,000693	0,000017
19	ELU9	Combination	Min	0	0	0	-0,000063	0,000655	0,000016
19	ELS9	Combination	Max	0	0	0	-0,000021	0,000527	0,000014
19	ELS9	Combination	Min	0	0	0	-0,000025	0,000498	0,000013
27	ELU9	Combination	Max	0	0	0	0,000066	0,000689	-0,000016
27	ELU9	Combination	Min	0	0	0	0,000061	0,00065	-0,000017
27	ELS9	Combination	Max	0	0	0	0,000028	0,000524	-0,000013
27	ELS9	Combination	Min	0	0	0	0,000024	0,000495	-0,000014
235	ELU9	Combination	Max	0,010152	0,000303	0	0,000245	0,000963	0,00000387
235	ELU9	Combination	Min	0,010018	0,000234	0	0,000242	0,000923	0,000001419
235	ELS9	Combination	Max	0,006785	0,00021	0	0,000193	0,000709	0,000002897
235	ELS9	Combination	Min	0,006686	0,000159	0	0,000191	0,000679	0,000001082
238	ELU9	Combination	Max	0,010148	-0,000295	0	-0,000238	0,000963	-0,000002978
238	ELU9	Combination	Min	0,010014	-0,000364	0	-0,00024	0,000923	-0,000005428
238	ELS9	Combination	Max	0,006782	-0,000205	0	-0,000187	0,000709	-0,000002237
238	ELS9	Combination	Min	0,006682	-0,000255	0	-0,000189	0,000679	-0,000004052
599	ELU9	Combination	Max	0,029803	0,000305	0	0,000245	-0,000925	-0,000001913
599	ELU9	Combination	Min	0,029734	0,000126	0	0,000242	-0,000965	-0,000004362
599	ELS9	Combination	Max	0,020145	0,000212	0	0,000193	-0,000681	-0,000001337
599	ELS9	Combination	Min	0,020094	0,000079	0	0,000191	-0,000711	-0,000003151

ANNEXE C

Tableau.1: Vérification des contraintes en phase de service : à vide.

Section	X(m)	I(m^4)	S(m^2)	ν(m)	ν'(m)	nf	nc	Pf (MN)	Pc(MN)	ef(m)	ec(m)	M(MN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Début VSC C01	0.00	10.90	7.54	1.20	1.90	0	2	0.000	0	0	1.78	0	0	0
Fin VSC	10.40	10.90	7.54	1.20	1.90	4	4	0.000	5.87	1.08	1.78	18.28	-2.39	5.79
Fin VC1	14.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	4	2.070	5.27	1.08	1.78	18.45	-1.85	5.43
Fin VC1	18.60	10.90	7.54	1.20	1.90	12	2	7.140	2.95	1.08	1.78	14.45	0.01	3.43
Fin VC1	22.70	10.90	7.54	1.20	1.90	16	2	13.95	-0.84	1.18	1.78	6.89	2.96	-0.19
Fin VC2	26.80	10.79	7.88	1.30	1.80	20	0	21.80	0	1.18	0	-4.86	6.45	-2.34
Fin VC3	30.90	12.25	8.71	1.30	1.80	24	0	31.60	0	1.18	0	-2.10	7.81	-2.16
Fin VC4	35.00	13.47	9.71	1.30	1.80	28	0	42.26	0	1.28	0	-4.15	9.97	-3.43
Axe VSP P01	40.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0	1.28	0	-73.33	17.28	-4.41
Fin VSP P01	45.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0	1.28	0	-37.51	13.63	-3.99
Fin VC4	49.10	13.47	9.71	1.30	1.80	24	4	31.60	-4.11	1.18	1.68	-13.54	8.40	-4.4
Fin VC3	53.20	12.25	8.71	1.30	1.80	20	6	21.80	7.01	1.18	1.68	5.84	4.17	2.12
Fin VC2	57.30	10.79	7.88	1.30	1.80	16	8	13.95	15.87	1.18	1.68	20.96	0.03	8.98
Fin VC1	61.40	10.90	7.54	1.20	1.90	12	10	7.140	21.35	1.08	1.78	31.89	-3.07	14.62
Fin VC1	65.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	12	2.070	25.53	1.08	1.78	39.36	-4.43	18.05

Fin VC1	69.60	10.90	7.54	1.20	1.90	4	14	0.000	27.25	1.08	1.78	42.41	-3.39	19.46
Fin Clef	72.40	10.90	7.54	1.20	1.90	4	14	0.000	27.25	1.08	1.78	42.42	-3.40	19.46
Fin VC1	76.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	14	2.070	25.55	1.08	1.78	39.38	-3.43	18.07
Fin VC1	80.60	10.90	7.54	1.20	1.90	12	12	7.140	21.38	1.08	1.78	31.93	-3.07	14.64
Fin VC1	84.70	10.90	7.54	1.20	1.90	16	10	13.95	15.28	1.18	1.78	21.02	0.38	9.41
Fin VC2	88.80	10.79	7.88	1.30	1.80	20	8	21.80	7.11	1.18	1.68	5.91	4.62	2.36
Fin VC3	92.90	12.25	8.71	1.30	1.80	24	6	31.60	-10.56	1.18	1.68	-13.45	9.68	-3.65
Fin VC4	97.00	13.47	9.71	1.30	1.80	28	4	42.26	0.00	1.28	0.00	-37.41	12.71	-2.27
Axe VSP P02	102.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.00	1.28	0.00	-73.33	17.28	-4.41
Fin VSP P02	107.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.00	1.28	0.00	-41.58	14.05	-2.49
Fin VC4	111.10	13.47	9.71	1.30	1.80	24	0	31.60	0.00	1.18	0.00	-20.95	8.87	-4.53
Fin VC3	115.20	12.25	8.71	1.300	1.8	20	0	21.80	0.00	1.18	0.00	-49.18	10.45	-2.50
Fin VC2	119.30	10.79	7.88	1.30	1.80	16	2	13.95	-0.84	1.18	1.78	68.57	-4.86	12.15
Fin VC1	123.40	10.90	7.54	1.20	1.90	12	2	7.140	2.95	1.08	1.78	14.43	0.02	3.42
Fin VC1	127.50	10.90	7.54	1.20	1.900	8	4	2.070	5.27	1.08	1.78	18.45	-1.85	5.43
Fin VC1	131.60	10.90	7.54	1.20	1.9	4	4	0.00	5.87	1.08	1.78	18.29	-2.40	5.79
Fin VSC C02	142.00	10.90	7.54	1.20	1.90	0	2	0.00	0.00	0.00	1.78	0.000	0.000	0.00

Tableau.2: Vérification des contraintes en phase de service : en charge.

Section	x(m)	I(m^4)	S(m^2)	v(m)	v'(m)	nf	nc	pf (MN)	pc (MN)	ef m)	ec (m)	M (KN.m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
Début VSC C01	0.000	10.90	7.54	1.20	1.900	0	2	0.00	0.00	0.00	1.78	0.00	0.00	0.00
Fin VSC	10.40	10.90	7.54	1.20	1.90	4	4	0.00	5.87	1.08	1.78	14.90	-2.02	5.20
Fin VC1	14.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	4	2.07	5.27	1.08	1.78	13.40	-1.30	4.55
Fin VC1	18.60	10.90	7.54	1.20	1.90	12	2	7.14	2.95	1.08	1.78	7.49	0.78	2.21
Fin VC1	22.70	10.90	7.54	1.20	1.90	16	2	13.95	-0.84	1.18	1.78	-2.15	3.96	-1.77
Fin VC2	26.80	10.79	7.88	1.30	1.80	20	0	21.80	0.000	1.18	0	-16.22	7.82	-4.23
Fin VC3	30.90	12.25	8.71	1.30	1.80	24	0	31.60	0.000	1.18	0	-34.76	11.27	-1.96
Fin VC4	35.00	13.47	9.71	1.30	1.80	28	0	42.26	0.000	1.28	0	-58.10	15.18	-2.64
Axe VSP P01	40.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.000	1.28	0	-93.54	19.33	-1.91
Fin VSP P01	45.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.000	1.28	0	-43.73	14.27	-0.76
Fin VC4	49.10	13.47	9.71	1.30	1.80	24	4	31.60	-4.11	1.18	1.68	-10.11	8.07	-2.43
Fin VC3	53.20	12.25	8.71	1.30	1.80	20	6	21.80	7.01	1.18	1.68	17.26	2.96	3.79
Fin VC2	57.30	10.79	7.88	1.30	1.80	16	8	13.95	15.87	1.18	1.68	38.73	-2.11	11.95
Fin VC1	61.40	10.90	7.54	1.20	1.90	12	10	7.14	21.35	1.08	1.78	54.26	-2.53	18.52
Fin VC1	65.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	12	2.07	25.53	1.08	1.78	64.87	-1.24	22.50
Fin VC1	69.60	10.90	7.54	1.20	1.90	4	14	0.00	27.25	1.08	1.78	69.23	-1.35	24.14

Fin Clef	72.40	10.90	7.54	1.20	1.90	4	14	0.00	27.25	1.08	1.78	69.24	-1.35	24.14
Fin VC1	76.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	14	2.07	25.55	1.08	1.78	64.91	-0.24	22.52
Fin VC1	80.60	10.90	7.54	1.20	1.90	12	12	7.14	21.38	1.08	1.78	54.32	-2.54	18.54
Fin VC1	84.70	10.90	7.54	1.20	1.90	16	10	13.95	15.28	1.18	1.78	38.81	-1.58	12.51
Fin VC2	88.80	10.79	7.88	1.30	1.80	20	8	21.80	7.11	1.18	1.68	17.36	3.24	4.27
Fin VC3	92.90	12.25	8.71	1.30	1.80	24	6	31.60	-10.56	1.18	1.68	-26.00	11.01	-1.49
Fin VC4	97.00	13.47	9.71	1.30	1.80	28	4	42.26	0.000	1.28	0	-43.60	13.78	-0.70
Axe VSP P02	102.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.000	1.28	0	-93.54	19.33	-1.91
Fin VSP P02	107.00	13.77	9.78	1.40	1.70	28	0	42.26	0.000	1.28	0	-58.19	15.74	-2.54
Fin VC4	111.1	13.47	9.71	1.3	1.80	24	0	31.60	0.000	1.18	0	-34.84	10.22	-0.38
Fin VC3	115.200	12.25	8.71	1.300	1.80	20	0	21.80	0.000	1.18	0	-16.28	6.96	-2.67
Fin VC2	119.30	10.79	7.88	1.30	1.80	16	2	13.95	-0.84	1.18	1.78	-21.97	6.46	-2.98
Fin VC1	123.40	10.90	7.54	1.20	1.90	12	2	7.14	2.95	1.08	1.78	74.64	-6.63	13.92
Fin VC1	127.50	10.90	7.54	1.20	1.90	8	4	2.07	5.27	1.08	1.78	13.39	-1.29	4.55
Fin VC1	131.60	10.90	7.54	1.20	1.900	4	4	0	5.87	1.08	1.78	14.92	-2.02	5.20
Fin VSC C02	142.00	10.90	7.54	1.20	1.9.	0	2	0	0	0	1.78	0	0	0

Tableau.3: Pertes dues au frottement.

Câbles	X(m)	L(m)	α(rad)	β(rad)	θ(rad)	Axe VSP	Fin VSP	Fin V4	Fin V3	Fin V2	Fin V1	Fin V1	Fin V1
C1	5	5.00	0.00	0.23	0.23	21.970	0.00	/	/	/	/	/	/
C8	5	5.00	0.00	0.23	0.23	21.970	0.00	/	/	/	/	/	/
C2	9.10	4.10	0.00	0.39	0.39	146.30	39.75	0.00	/	/	/	/	/
C9	9.10	4.10	0.00	0.39	0.39	146.30	39.75	0.00	/	/	/	/	/
C3	13.20	4.10	0.00	0.53	0.53	200.84	200.84	57.31	0.00	/	/	/	/
C10	13.20	4.10	0.00	0.53	0.53	200.84	200.84	57.31	0.00	/	/	/	/
C4	17.30	4.10	0.00	0.68	0.68	251.75	251.75	251.75	74.65	0.00	/	/	/
C11	17.30	4.10	0.00	0.68	0.68	251.75	251.75	251.75	74.65	0.00	/	/	/
C5	21.40	4.10	0.08	0.23	0.31	175.80	175.80	175.80	175.80	113.75	0.00	/	/
C12	21.40	4.10	0.08	0.23	0.31	175.80	175.80	175.80	175.80	113.75	0.00	/	/
C6	25.50	4.10	0.08	0.39	0.47	230.23	230.23	230.23	230.23	230.23	130.41	0.00	/
C13	25.50	4.10	0.08	0.39	0.47	230.23	230.23	230.23	230.23	230.23	130.41	0.00	/
C7	29.60	4.10	0.08	0.53	0.61	281.33	281.33	281.33	281.33	281.33	281.33	146.9	0.00
C14	29.60	4.10	0.08	0.53	0.61	281.33	281.33	281.33	281.33	281.33	281.33	146.9	0.00
Moyenne						**186.89**	**168.53**	**166.07**	**152.40**	**156.33**	**137.25**	**73.40**	**0.00**
En (%)						**12.660**	**11.420**	**11.250**	**10.330**	**10.590**	**9.3000**	**4.970**	**0.00**

Tableau.4: Pertes due au recule d'ancrage.

Câbles	X(m)	L(m)	d	Axe VSP	Fin VSP	Fin V4	Fin V3	Fin V2	Fin V1	Fin V1	Fin V1
C1	5	5.00	13.57	63.26	106.20	/	/	/	/	/	/
C8	5	5.00	13.57	63.26	106.20	/	/	/	/	/	/
C2	9.10	4.10	7.86	/	/	99.00	/	/	/	/	/
C9	9.10	4.10	7.86	/	/	99.00	/	/	/	/	/
C3	13.20	4.10	8.30	/	/	/	93.87	/	/	/	/
C10	13.20	4.10	8.30	/	/	/	93.87	/	/	/	/
C4	17.30	4.10	7.70	/	/	/	/	101.25	/	/	/
C11	17.30	4.10	7.70	/	/	/	/	101.25	/	/	/
C5	21.40	4.10	7.99	/	/	/	/	/	97.38	/	/
C12	21.40	4.10	7.99	/	/	/	/	/	97.38	/	/
C6	25.50	4.10	8.22	/	/	/	/	/	/	94.68	/
C13	25.50	4.10	8.22	/	/	/	/	/	/	94.68	/
C7	29.60	4.10	2.83	/	/	/	/	/	/	/	94.68
C14	29.60	4.10	2.83	/	/	/	/	/	/	/	94.68
Moyenne				**9.04**	**17.70**	**16.50**	**18.77**	**25.31**	**32.46**	**47.34**	**94.68**
En (%)				**0.61**	**1.20**	**1.12**	**1.27**	**1.71**	**2.20**	**3.21**	**6.41**

Tableau.5: Pertes dues au raccourcissement de béton.

voussoir	N° câbles	v(m)	Dmoy (m)	emoy (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPA)	Δδe (MPA)	Δδe (%)
Axe VSP	28	1.4	0.20	1.20	13.74	9.78	96595.24	2.30	13.00	0.88
Fin VSP	28	1.4	0.18	1.21	13.74	9.78	96595.24	2.32	13.40	0.91
Fin VC4	24	1.3	0.17	1.13	13.47	9.71	71011.59	2.33	13.41	0.91
Fin VC3	20	1.3	0.152	1.15	12.25	8.71	49318.71	2.35	15.38	1.04
Fin VC2	16	1.3	0.06	1.24	10.79	7.88	31147.27	2.33	17.06	1.16
Fin VC1	12	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	16304.20	2.35	14.26	0.97
Fin VC1	8	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	4735.00	2.44	11.67	0.79
Fin VC1	4	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	0.00	2.49	6.61	0.45

Tableau.6: Pertes totales instantanés.

Voussoirs	Axe VSP	Fin VSP	Fin VC4	Fin VC3	Fin VC2	Fin VC1	Fin VC1	Fin VC1
Pertes instantanées	14.15	13.53	13.27	12.63	13.46	12.47	8.97	6.86

Tableau.7: Pertes par retrait.

pertes	en (%)
39	2.64

Tableau.8: Pertes dues aux fluages.

voussoir	N° câbles	v (m)	d_{moy} (m)	e_{moy} (m)	I (m^4)	S (m^2)	Mg (MN.m)	P (MPA)	Δδf (MPA)	Δδf (%)
Axe VSP	32	1.4	0.20	1.20	13.74	9.78	96595.24	2.28	66.72	4.52
Fin VSP	28	1.4	0.18	1.21	13.74	9.78	96595.24	2.30	68.07	4.61
Fin VC4	24	1.3	0.17	1.13	13.47	9.71	71011.59	2.30	69.17	4.69
Fin VC3	20	1.3	0.152	1.15	12.25	8.71	49318.71	2.32	79.42	5.38
Fin VC2	16	1.3	0.06	1.24	10.79	7.88	31147.27	2.30	88.18	5.97
Fin VC1	12	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	16304.20	2.33	72.13	4.89
Fin VC1	8	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	4735.00	2.42	60.97	4.13
Fin VC1	4	1.2	0.06	1.14	10.90	7.54	0.00	2.47	34.72	2.35

Tableau.9: pertes par relaxation.

voussoir	N° câbles	$\sigma_{i(x)}$	μ	μ_0	$\Delta\delta_{rel}$ (MPA)	$\Delta\delta_{rel}$ (%)
Axe VSP	32	1267.07	0.68	0.43	47.75	3.23
Fin VSP	28	1276.37	0.69	0.43	49.05	3.32
Fin VC4	24	1280.02	0.68	0.43	49.57	3.36
Fin VC3	20	1289.45	0.69	0.43	50.92	3.45
Fin VC2	16	1277.30	0.68	0.43	49.19	3.33
Fin VC1	12	1292.04	0.69	0.43	51.29	3.47
Fin VC1	8	1343.56	0.72	0.43	58.92	3.99
Fin VC1	4	1374.71	0.74	0.43	63.74	4.32

Tableau.10: Pertes différés totales.

Voussoirs	Axe VSP	Fin VSP	Fin VC4	Fin VC3	Fin VC2	Fin VC1	Fin VC1	Fin VC
Pertes différés	9.86	10.02	10.13	10.90	11.39	10.42	10.10	8.59

Tableau.10 :Pertes totales.

Voussoirs	Axe VSP	Fin VSP	Fin VC4	Fin VC3	Fin VC2	Fin VC1	Fin VC1	Fin VC1
Pertes instantanées	14.15	13.53	13.27	12.63	13.46	12.47	8.97	6.86
Pertes différés	9.86	10.02	10.13	10.90	11.39	10.42	10.10	8.59
Totales	**24.01**	**23.55**	**23.41**	**23.54**	**24.86**	**22.89**	**19.07**	**15.46**



ANNEXE D



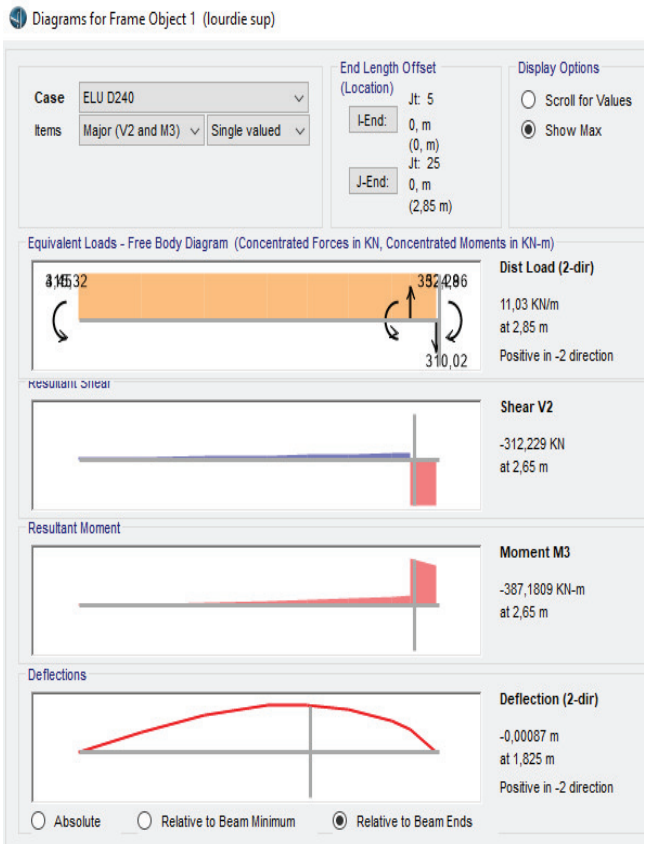


Figure 1. Efforts internes à ELU pour l'hourdis sup.

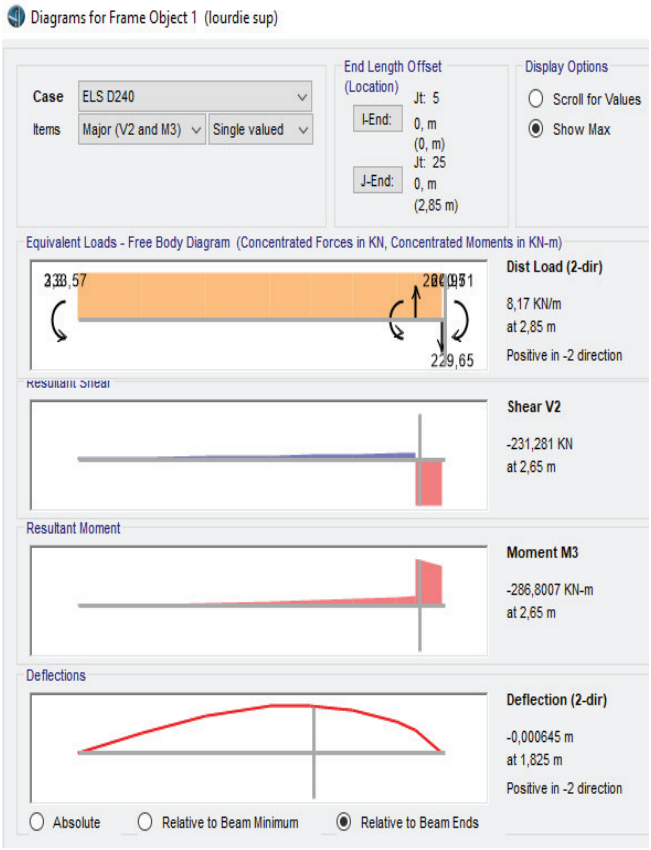


Figure 2. Efforts internes à ELS pour l'hourdis sup.

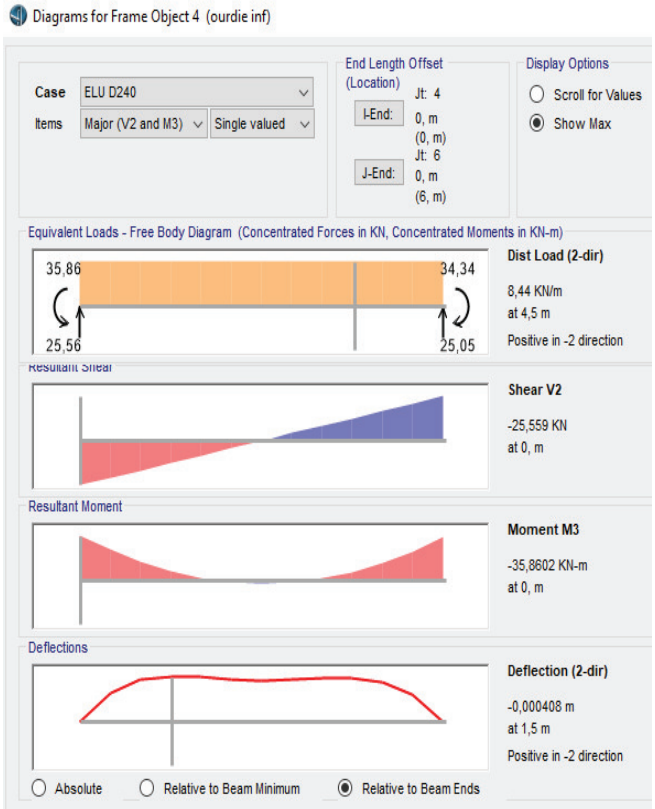


Figure 3. Efforts internes à ELU pour l'hourdis inf.

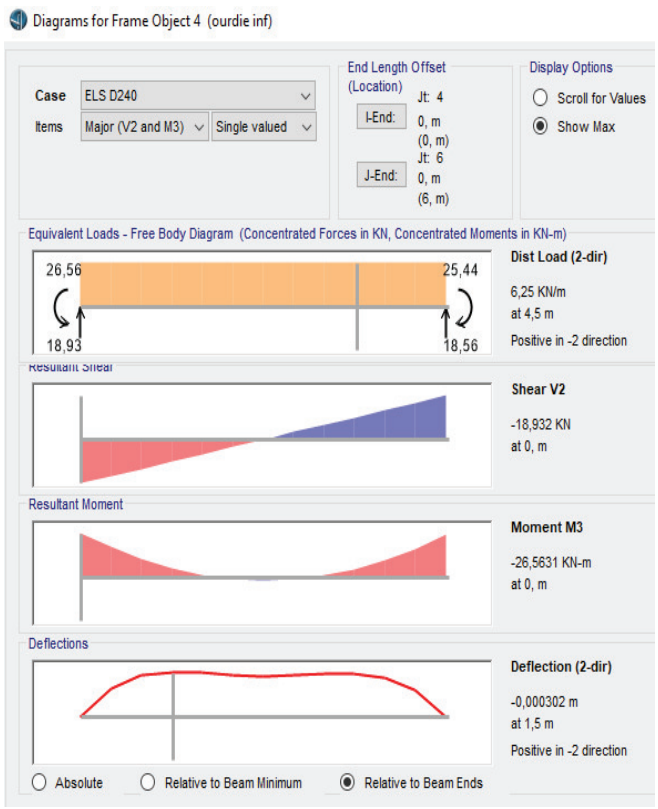


Figure 4. Efforts internes à ELS pour l'hourdis inf.

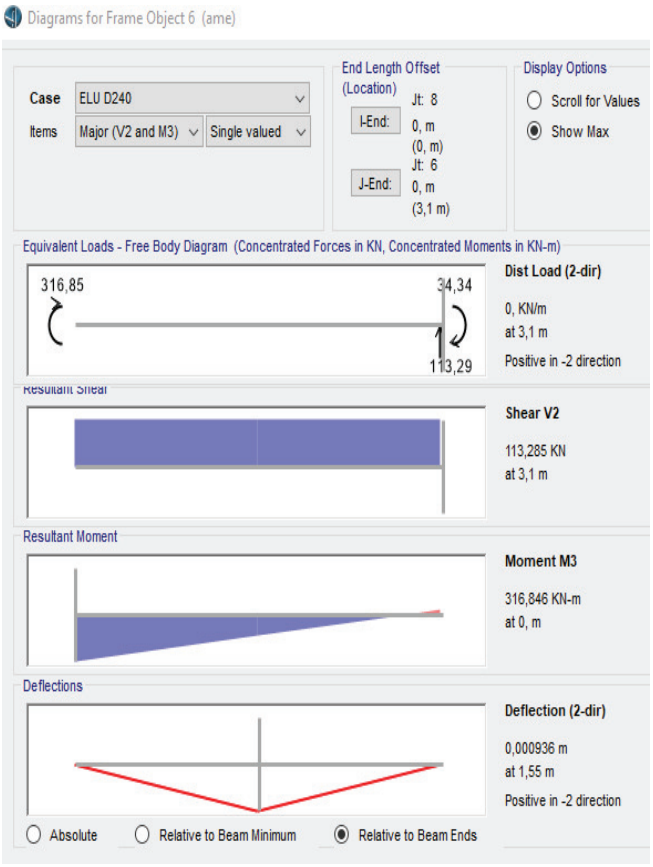


Figure 5. Efforts internes max à ELU pour l'âme.

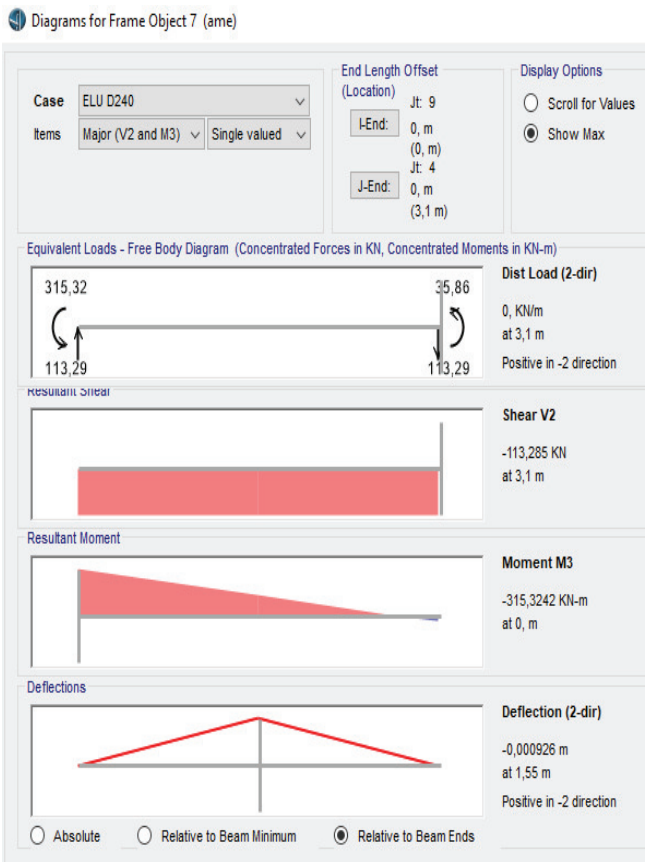


Figure 5. Efforts internes min à ELU pour

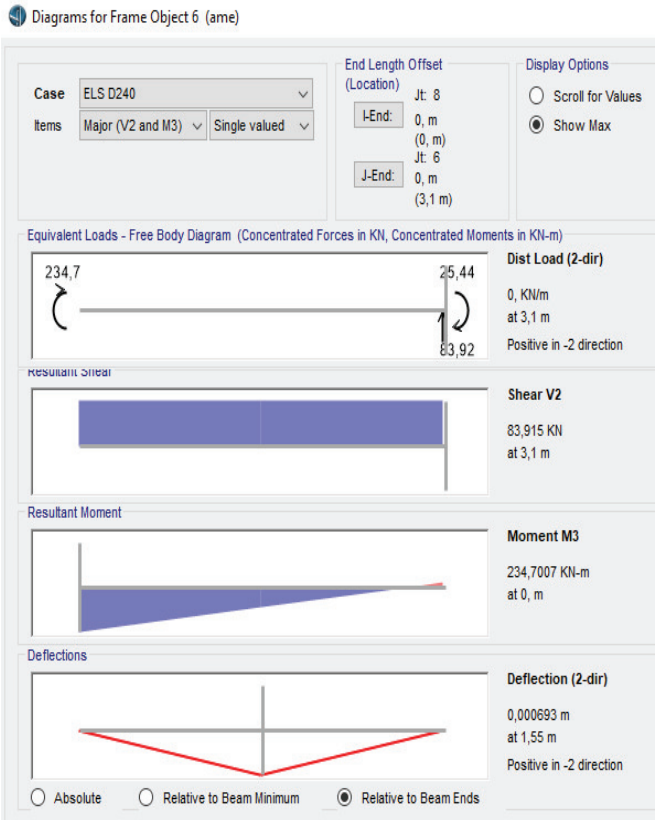


Figure7. Efforts internes max à ELS pour l'âme.

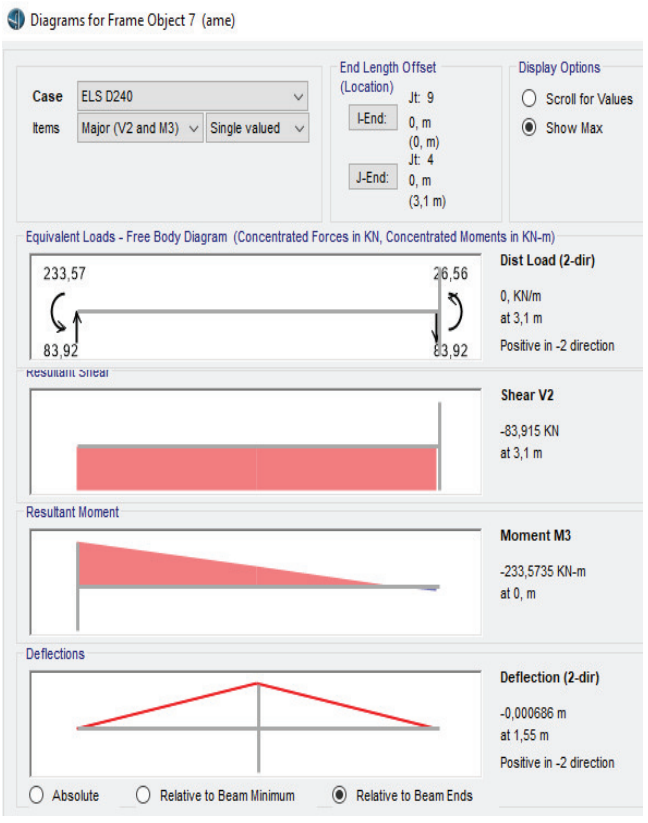


Figure 8. Efforts internes min à ELS pour l'âme.

Ferraillage de la dalle supérieur -VSC-

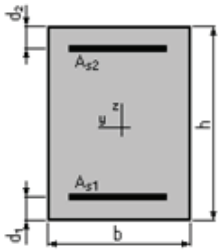
Pour le moment < 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	-286,80	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 19,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 72,5 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 4,57 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS **M_{max} = -286,80 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,8 (cm)
Bras de levier: Z = 16,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 24,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 207,5 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la dalle supérieur -VSC-

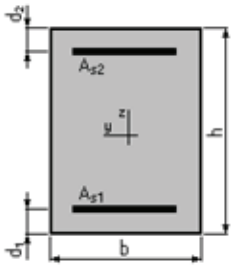
Pour le moment > 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	203,53	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 50,2 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)		
théorique	ρ = 2,51 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 203,53 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,4 (cm)
Bras de levier: Z = 16,2 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 22,1 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la dalle inférieur -VSC-

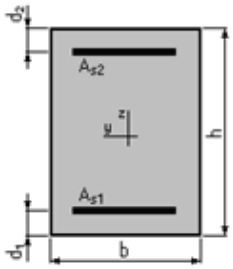
Pour le moment ⩽ 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-26,56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 5,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,29 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,17 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 0,00 (kN*m) M_{min} = -26,56 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 5,1 (cm)
Bras de levier: Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 2,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
comprimée: σ_s' = 21,4 (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de la dalle inférieur -VSC-

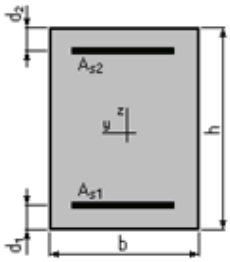
Pour le moment > 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	12,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 3,5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,5 (cm2)
théorique ρ = 0,17 (%)
minimum ρ_{min} = 0,17 (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS M_{max} = 12,41 (kN*m) M_{min} = 0,00 (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,30
Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)
Bras de levier: Z = 18,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 1,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 10,3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'âme -VSC-

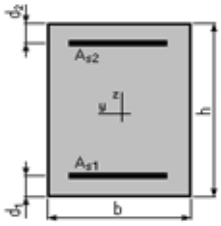
Pour le moment ⩽ 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-324,93	-233,57

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 37,0 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 5,1 (cm2)		
théorique	ρ = 1,06 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,15 (%)		

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELS N = -324,93 (kN) M = -233,57 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	y = 12,7 (cm)
Bras de levier:	Z = 30,8 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 9,5 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier: tendue:	σ_s = 250,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)

Ferraillage de l'âme -VSC-

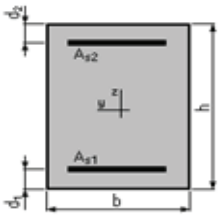
Pour le moment > 0

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 40,0 (MPa) **Acier : fe = 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 = 40,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	-117,80	234,70

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 32,9 (cm2) Section théorique A_{s2} = 32,9 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 11,2 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 200,0 (cm2)
théorique ρ = 1,65 (%)
minimum ρ_{min} = 0,28 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELS N = -117,80 (kN) M = 234,70 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,6 (cm)
Bras de levier: Z = 31,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 8,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250,0 (MPa)
comprimée: σ_s' = 69,9 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250,0 (MPa)



ANNEXE E



A- Appareil d'appuis en élastomère fretté :

Tableau 1. La participation massique modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,884636	0	0,80848	0	0	0,80848	0	0,18328	0	6,496E-07	0,18328	0	6,496E-07
MODAL	Mode	2	1,868295	0,8052	0	1,242E-08	0,8052	0,80848	1,242E-08	0	0,00065	0	0,18328	0,00065	6,496E-07
MODAL	Mode	3	1,02883	0	1,129E-07	1,139E-20	0,8052	0,80848	1,242E-08	0,00433	0	0,70396	0,18761	0,00065	0,70396
MODAL	Mode	4	0,455144	9,113E-09	0	0,05155	0,8052	0,80848	0,05155	0	3,743E-08	0	0,18761	0,00065	0,70396
MODAL	Mode	5	0,340299	6,14E-20	0,00013	2,821E-20	0,8052	0,80861	0,05155	0,000094	1,514E-17	0,000007483	0,1877	0,00065	0,70397
MODAL	Mode	6	0,245273	0,00000141	0	0,000001691	0,8052	0,80861	0,05155	2,876E-20	0,34355	0	0,1877	0,34421	0,70397
MODAL	Mode	7	0,210963	2,172E-08	1,864E-20	0,50355	0,8052	0,80861	0,55509	4,295E-19	0,000002375	0	0,1877	0,34421	0,70397
MODAL	Mode	8	0,168121	0	0,0004	4,698E-19	0,8052	0,809	0,55509	0,00175	6,847E-18	0,00561	0,18945	0,34421	0,70958
MODAL	Mode	9	0,15419	0	0,04655	0	0,8052	0,85555	0,55509	0,12694	3,926E-20	0,02518	0,31639	0,34421	0,73476
MODAL	Mode	10	0,133381	8,388E-07	4,458E-20	2,364E-07	0,8052	0,85555	0,5551	4,414E-19	0,1606	1,155E-20	0,31639	0,5048	0,73476
MODAL	Mode	11	0,128012	0	0,04348	2,825E-17	0,8052	0,89903	0,5551	0,10138	3,799E-16	0,0234	0,41778	0,5048	0,75816
MODAL	Mode	12	0,101169	0	0,00008887	1,061E-19	0,8052	0,89912	0,5551	0,00028	5,087E-16	0,000002124	0,41806	0,5048	0,75817

Tableau 1. Les déplacements d'appareil d'appuis dus aux combinaisons accidentelles.

TABLE: Element Deformations - Links										
Link	LinkElem	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	1	ELU	Combination		-2,274E-08	-0,000052	-0,013915	-3,292E-09	0,000453	0,000066
1	1	ELS	Combination		-1,682E-08	-0,000024	-0,009358	-1,804E-09	0,000334	0,000059
1	1	ELA long	Combination	Max	-1,827E-08	0,000046	0,094476	2,432E-09	0,000597	0,000101
1	1	ELA long	Combination	Min	-1,864E-08	0,000044	-0,107548	-1,074E-09	0,000569	0,0001
1	1	ELA trv	Combination	Max	-1,587E-08	0,096121	-0,006158	4,463E-08	0,000612	0,000934
1	1	ELA trv	Combination	Min	-2,104E-08	-0,096031	-0,006914	-4,327E-08	0,000554	-0,000733
2	2	ELU	Combination		-2,309E-08	-0,000063	-0,013913	3,303E-09	0,000456	-0,000066
2	2	ELS	Combination		-1,709E-08	-0,000062	-0,009356	1,81E-09	0,000336	-0,000059
2	2	ELA long	Combination	Max	-1,766E-08	-0,000099	0,094473	1,278E-09	0,000593	-0,000096
2	2	ELA long	Combination	Min	-1,803E-08	-0,000101	-0,107551	-2,228E-09	0,000565	-0,000097
2	2	ELA trv	Combination	Max	-1,526E-08	0,095976	-0,006161	4,348E-08	0,000608	0,000736
2	2	ELA trv	Combination	Min	-2,043E-08	-0,096176	-0,006917	-4,443E-08	0,00055	-0,00093
5	5	ELU	Combination		-2,281E-08	-0,000107	0,013793	3,41E-09	-0,000447	0,000061
5	5	ELS	Combination		-1,687E-08	-0,000071	0,009263	1,907E-09	-0,00033	0,000056
5	5	ELA long	Combination	Max	-1,82E-08	-0,000026	0,107641	1,623E-09	-0,000553	0,000103
5	5	ELA long	Combination	Min	-1,878E-08	-0,000028	-0,094359	-2,626E-09	-0,000607	0,000102
5	5	ELA trv	Combination	Max	-1,453E-08	0,096438	0,007016	4,388E-08	-0,000557	0,000475
5	5	ELA trv	Combination	Min	-2,246E-08	-0,096492	0,006266	-4,488E-08	-0,000603	-0,000269
6	6	ELU	Combination		-2,312E-08	-0,000021	0,013792	-3,424E-09	-0,00045	-0,000062
6	6	ELS	Combination		-1,711E-08	-0,000024	0,009263	-1,915E-09	-0,000332	-0,000057

6	6	ELA long	Combination	Max	-1,758E-08	-0,000034	0,107641	2,425E-09	-0,000549	-0,000099
6	6	ELA long	Combination	Min	-1,816E-08	-0,000036	-0,09436	-1,824E-09	-0,000603	-0,000099
6	6	ELA trv	Combination	Max	-1,391E-08	0,096431	0,007015	4,468E-08	-0,000553	0,000273
6	6	ELA trv	Combination	Min	-2,183E-08	-0,0965	0,006266	-4,408E-08	-0,000599	-0,000471
9	9	ELU	Combination		-1,359E-07	0,000515	-0,007562	2,414E-09	0,001863	0,000574
9	9	ELS	Combination		-1,009E-07	0,000401	-0,005207	1,819E-09	0,001388	0,000433
9	9	ELA long	Combination	Max	-8,22E-08	0,000351	0,095322	2,737E-09	0,001122	0,000365
9	9	ELA long	Combination	Min	-8,241E-08	0,000349	-0,102179	-1,09E-09	0,000468	0,000364
9	9	ELA trv	Combination	Max	-7,847E-08	0,100713	-0,003389	9,525E-09	0,000809	0,000598
9	9	ELA trv	Combination	Min	-8,614E-08	-0,100013	-0,003468	-7,877E-09	0,000782	0,00013
11	11	ELU	Combination		-0,00000013	-0,000441	-0,007565	-2,264E-09	0,001855	-0,000557
11	11	ELS	Combination		-9,652E-08	-0,000345	-0,00521	-1,706E-09	0,001381	-0,000421
11	11	ELA long	Combination	Max	-7,993E-08	-0,000313	0,095321	1,101E-09	0,001121	-0,000357
11	11	ELA long	Combination	Min	-8,014E-08	-0,000314	-0,10218	-2,725E-09	0,000467	-0,000358
11	11	ELA trv	Combination	Max	-7,62E-08	0,10005	-0,00339	7,889E-09	0,000807	-0,000123
11	11	ELA trv	Combination	Min	-8,387E-08	-0,100676	-0,003468	-9,513E-09	0,000781	-0,000592
13	13	ELU	Combination		-1,358E-07	0,000413	0,007653	-1,507E-09	-0,00183	0,000577
13	13	ELS	Combination		-1,008E-07	0,000323	0,005277	-1,13E-09	-0,001363	0,000436
13	13	ELA long	Combination	Max	-8,203E-08	0,000281	0,101433	1,871E-09	-0,000405	0,000367
13	13	ELA long	Combination	Min	-8,247E-08	0,000279	-0,094728	-2,367E-09	-0,001145	0,000364
13	13	ELA trv	Combination	Max	-7,849E-08	0,099317	0,003386	7,216E-09	-0,000762	0,000526
13	13	ELA trv	Combination	Min	-8,602E-08	-0,098757	0,003319	-7,712E-09	-0,000787	0,000206
15	15	ELU	Combination		-0,00000013	-0,000309	0,007653	1,381E-09	-0,001823	-0,00056
15	15	ELS	Combination		-9,65E-08	-0,000245	0,005277	1,035E-09	-0,001358	-0,000423
15	15	ELA long	Combination	Max	-7,98E-08	-0,00023	0,101433	2,356E-09	-0,000404	-0,000358
15	15	ELA long	Combination	Min	-8,023E-08	-0,000232	-0,094728	-1,881E-09	-0,001144	-0,000361
15	15	ELA trv	Combination	Max	-7,625E-08	0,098806	0,003386	7,701E-09	-0,000761	-0,000199
15	15	ELA trv	Combination	Min	-8,378E-08	-0,099268	0,003319	-7,226E-09	-0,000786	-0,000519



Figure 1. Efforts internes : chevêtre ELALong

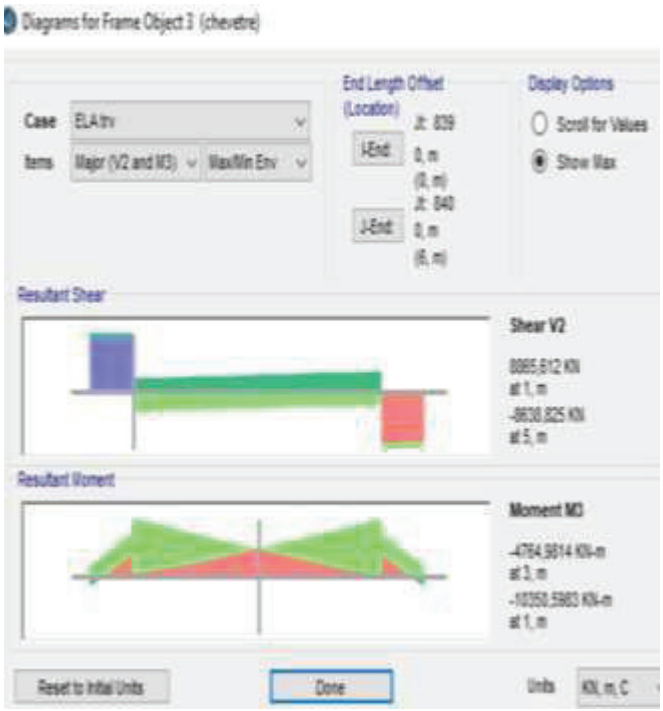


Figure 2. Efforts internes : chevêtre ELATranv.

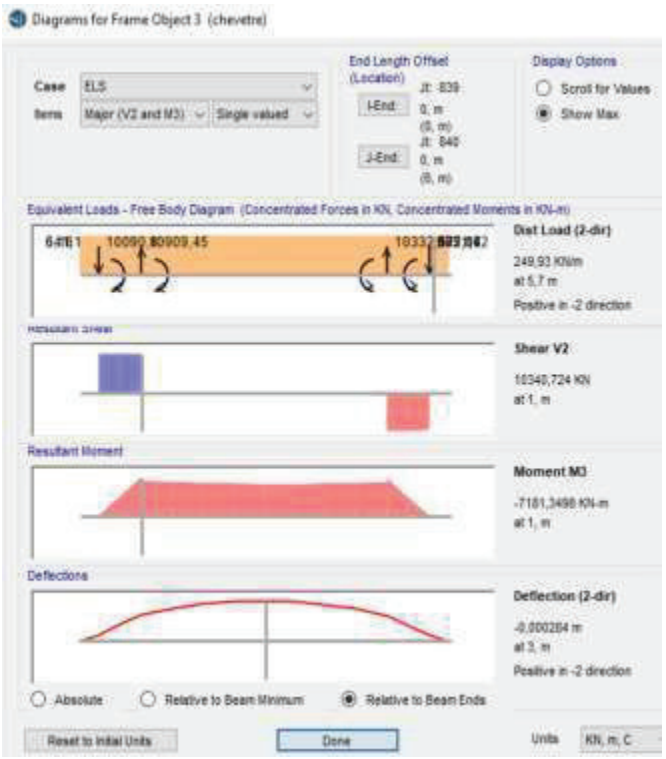


Figure 3. Efforts internes : chevêtre ELS.

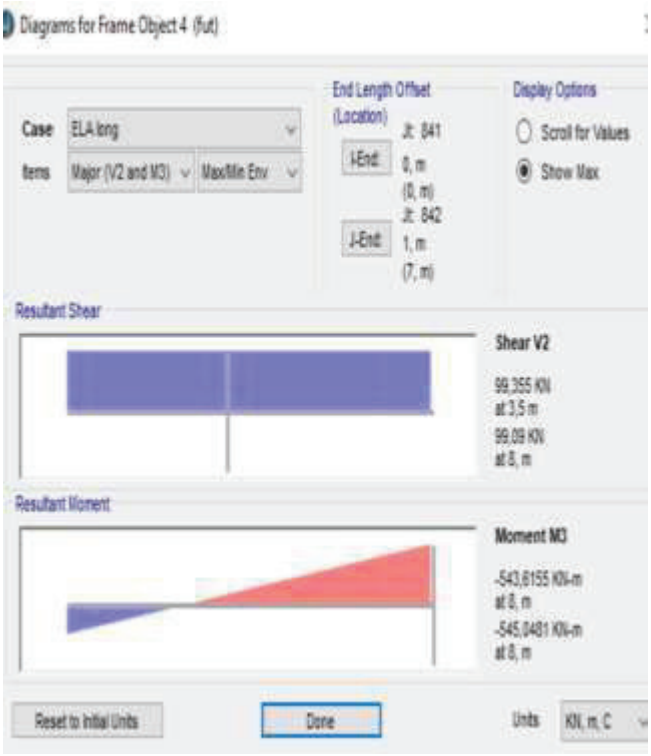


Figure 4. Efforts internes : fut ELALong.

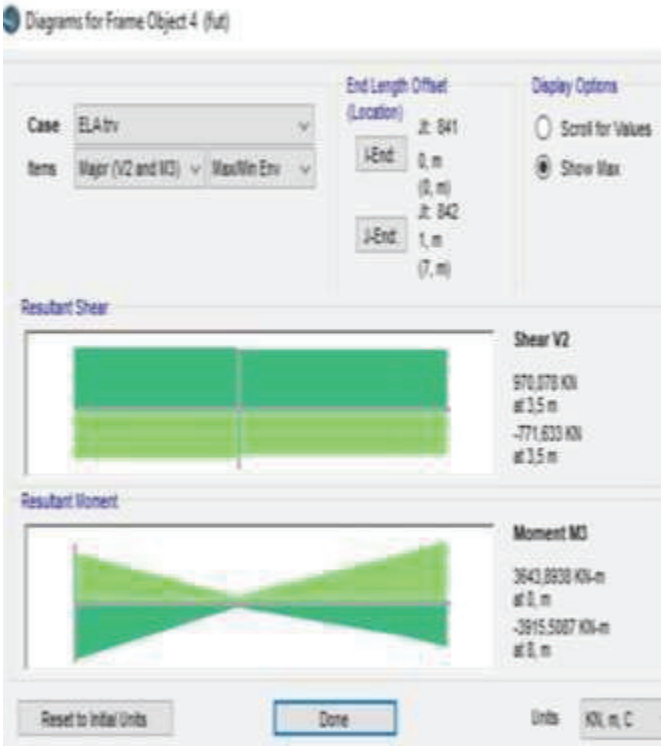


Figure 5. Efforts internes : fut ELATranv.



Figure 6. Efforts internes : fut ELS.

Tableau 3. Résultats efforts internes pour dus aux combinaisons accidentelles pile (chevetre+fut).

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
c	0	ELU	Combination		0	-7,858E-11	1,669E-11	0	2,277E-12	-3,547E-12
3	0,3	ELU	Combination		0	101,22	1,669E-11	0	-2,73E-12	-15,183
3	0,3	ELU	Combination		-3,534	13687,509	-51,873	-135,3682	241,364	-5,9602
3	0,65	ELU	Combination		-3,534	13805,6	-51,873	-135,3682	259,5196	-4817,2542
3	1	ELU	Combination		-3,534	13923,69	-51,873	-135,3682	277,6752	-9669,8799
3	1	ELU	Combination		160,103	-766,961	2,893	-9,94	274,6822	-8765,078
3	1,5	ELU	Combination		160,103	-598,261	2,893	-9,94	273,2356	-8423,7723
3	2	ELU	Combination		160,103	-429,561	2,893	-9,94	271,7889	-8166,8167
3	2,5	ELU	Combination		160,103	-260,861	2,893	-9,94	270,3423	-7994,2112
3	3	ELU	Combination		160,103	-92,161	2,893	-9,94	268,8957	-7905,9558
3	3	ELU	Combination		160,103	-92,161	2,893	-9,94	268,8957	-7905,9558
3	3,5	ELU	Combination		160,103	76,539	2,893	-9,94	267,449	-7902,0505
3	4	ELU	Combination		160,103	245,24	2,893	-9,94	266,0024	-7982,4952
3	4,5	ELU	Combination		160,103	413,94	2,893	-9,94	264,5558	-8147,2901
3	5	ELU	Combination		160,103	582,64	2,893	-9,94	263,1091	-8396,435
3	5	ELU	Combination		-3,024	-13335,999	51,896	135,4284	262,6889	-9259,827
3	5,35	ELU	Combination		-3,024	-13217,909	51,896	135,4284	244,5252	-4612,893
3	5,7	ELU	Combination		-3,024	-13099,819	51,896	135,4284	226,3616	-7,2905
3	5,7	ELU	Combination		0	-101,22	-5,321E-12	0	4,547E-14	-15,183
3	6	ELU	Combination		0	5,779E-11	-5,321E-12	0	1,642E-12	-1,431E-11
3	0	ELS	Combination		0	-5,821E-11	1,141E-11	0	1,637E-12	-2,638E-12
3	0,3	ELS	Combination		0	74,978	1,141E-11	0	-1,787E-12	-11,2467
3	0,3	ELS	Combination		-2,748	10165,775	-35,722	-93,2207	181,8614	-4,0751
3	0,65	ELS	Combination		-2,748	10253,25	-35,722	-93,2207	194,3642	-3577,4045
3	1	ELS	Combination		-2,748	10340,724	-35,722	-93,2207	206,8669	-7181,3498
3	1	ELS	Combination		118,777	-568,725	2,171	-7,4599	204,628	-6509,3108
3	1,5	ELS	Combination		118,777	-443,762	2,171	-7,4599	203,5423	-6256,1892
3	2	ELS	Combination		118,777	-318,799	2,171	-7,4599	202,4567	-6065,5491
3	2,5	ELS	Combination		118,777	-193,836	2,171	-7,4599	201,371	-5937,3905
3	3	ELS	Combination		118,777	-68,872	2,171	-7,4599	200,2853	-5871,7135
3	3	ELS	Combination		118,777	-68,872	2,171	-7,4599	200,2853	-5871,7135
3	3,5	ELS	Combination		118,777	56,091	2,171	-7,4599	199,1996	-5868,518
3	4	ELS	Combination		118,777	181,054	2,171	-7,4599	198,114	-5927,8041
3	4,5	ELS	Combination		118,777	306,017	2,171	-7,4599	197,0283	-6049,5717
3	5	ELS	Combination		118,777	430,98	2,171	-7,4599	195,9426	-6233,8208
3	5	ELS	Combination		-2,368	-9901,544	35,739	93,2657	195,62	-6874,9166
3	5,35	ELS	Combination		-2,368	-9814,07	35,739	93,2657	183,1112	-3424,6842
3	5,7	ELS	Combination		-2,368	-9726,595	35,739	93,2657	170,6024	-5,0678
3	5,7	ELS	Combination		0	-74,978	-3,456E-12	0	3,411E-14	-11,2467
3	6	ELS	Combination		0	4,292E-11	-3,456E-12	0	1,071E-12	-1,063E-11
3	0	ELA long	Combination	Min	-9,199E-07	-0,001155	-0,079	0	-7,572E-11	-1,924E-12
3	0,3	ELA long	Combination	Min	-9,199E-07	74,977	-0,079	0	-0,0236	-11,247
3	0,3	ELA long	Combination	Min	-2,405	8295,115	-701,287	-1829,1904	-108,9326	-4,9901
3	0,65	ELA long	Combination	Min	-2,405	8382,589	-701,287	-1829,1904	44,6727	-2930,8858
3	1	ELA long	Combination	Min	-2,405	8470,064	-701,287	-1829,1904	-184,3152	-5887,4178
3	1	ELA long	Combination	Min	96,693	-535,33	-0,301	-0,7503	-183,5667	-5342,3697
3	1,5	ELA long	Combination	Min	96,693	-410,367	-0,301	-0,7503	-183,4161	-5105,9478
3	2	ELA long	Combination	Min	96,693	-285,403	-0,301	-0,7503	-183,2655	-4932,0073
3	2,5	ELA long	Combination	Min	96,693	-160,44	-0,301	-0,7503	-183,1149	-4820,5484
3	3	ELA long	Combination	Min	96,693	-35,477	-0,301	-0,7503	-182,9643	-4771,5711
3	3	ELA long	Combination	Min	96,693	-35,477	-0,301	-0,7503	-182,9643	-4771,5711
3	3,5	ELA long	Combination	Min	96,693	89,486	-0,301	-0,7503	-183,3362	-4785,0762
3	4	ELA long	Combination	Min	96,693	214,449	-0,301	-0,7503	-183,7081	-4861,0628
3	4,5	ELA long	Combination	Min	96,693	339,412	-0,301	-0,7503	-184,08	-4999,531
3	5	ELA long	Combination	Min	96,693	464,375	-0,301	-0,7503	-184,4518	-5200,4807
3	5	ELA long	Combination	Min	-2,153	-8264,184	-654,246	-1706,4308	-185,4589	-5729,3254
3	5,35	ELA long	Combination	Min	-2,153	-8176,71	-654,246	-1706,4308	43,5271	-2852,1689
3	5,7	ELA long	Combination	Min	-2,153	-8089,236	-654,246	-1706,4308	-110,08	-5,6489
3	5,7	ELA long	Combination	Min	-9,011E-07	-74,979	-0,079	0	-0,0236	-11,247
3	6	ELA long	Combination	Min	-9,011E-07	-0,001155	-0,079	0	-1,577E-12	-8,118E-12

3	0	ELA long	Combination	Max	9,199E-07	0,001155	0,079	0	7,706E-11	-1,896E-12
3	0,3	ELA long	Combination	Max	9,199E-07	74,979	0,079	0	0,0236	-11,2463
3	0,3	ELA long	Combination	Max	-2,397	8316,023	654,251	1706,4446	273,6607	-4,9697
3	0,65	ELA long	Combination	Max	-2,397	8403,497	654,251	1706,4446	136,5181	-2923,5884
3	1	ELA long	Combination	Max	-2,397	8490,971	654,251	1706,4446	381,9687	-5872,8027
3	1	ELA long	Combination	Max	96,949	-535,32	0,744	-0,7503	380,026	-5329,1872
3	1,5	ELA long	Combination	Max	96,949	-410,356	0,744	-0,7503	379,6541	-5092,7661
3	2	ELA long	Combination	Max	96,949	-285,393	0,744	-0,7503	379,2822	-4918,8266
3	2,5	ELA long	Combination	Max	96,949	-160,43	0,744	-0,7503	378,9103	-4807,3686
3	3	ELA long	Combination	Max	96,949	-35,467	0,744	-0,7503	378,5384	-4758,3921
3	3	ELA long	Combination	Max	96,949	-35,467	0,744	-0,7503	378,5384	-4758,3921
3	3,5	ELA long	Combination	Max	96,949	89,496	0,744	-0,7503	378,689	-4771,8963
3	4	ELA long	Combination	Max	96,949	214,459	0,744	-0,7503	378,8396	-4847,8821
3	4,5	ELA long	Combination	Max	96,949	339,422	0,744	-0,7503	378,9903	-4986,3494
3	5	ELA long	Combination	Max	96,949	464,385	0,744	-0,7503	379,1409	-5187,2982
3	5	ELA long	Combination	Max	-2,145	-8243,276	701,293	1829,2042	380,8249	-5714,7102
3	5,35	ELA long	Combination	Max	-2,145	-8155,802	701,293	1829,2042	135,3725	-2844,8716
3	5,7	ELA long	Combination	Max	-2,145	-8068,328	701,293	1829,2042	272,5132	-5,6284
3	5,7	ELA long	Combination	Max	9,011E-07	-74,977	0,079	0	0,0236	-11,2463
3	6	ELA long	Combination	Max	9,011E-07	0,001155	0,079	0	2,789E-12	-7,982E-12
3	0	ELA trv	Combination	Max	18,488	1,042	0,136	0	5,357E-11	1,851E-11
3	0,3	ELA trv	Combination	Max	18,488	76,02	0,136	0	0,0407	-10,9341
3	0,3	ELA trv	Combination	Max	689,746	8690,664	-22,862	-60,6685	952,4751	1791,6984
3	0,65	ELA trv	Combination	Max	689,746	8778,138	-22,862	-60,6685	960,8481	-1086,7744
3	1	ELA trv	Combination	Max	689,746	8865,612	-22,862	-60,6685	969,221	-3987,2591
3	1	ELA trv	Combination	Max	220,11	1972,085	335,769	1162,6316	769,3253	-320,9586
3	1,5	ELA trv	Combination	Max	220,11	2097,048	335,769	1162,6316	601,4408	-1338,242
3	2	ELA trv	Combination	Max	220,11	2222,011	335,769	1162,6316	433,5562	-2418,007
3	2,5	ELA trv	Combination	Max	220,11	2346,975	335,769	1162,6316	265,6716	-3560,2535
3	3	ELA trv	Combination	Max	220,11	2471,938	335,769	1162,6316	97,7873	-4764,9814
3	3	ELA trv	Combination	Max	220,11	2471,938	335,769	1162,6316	97,7873	-4764,9814
3	3,5	ELA trv	Combination	Max	220,11	2596,901	335,769	1162,6316	265,4504	-3524,7814
3	4	ELA trv	Combination	Max	220,11	2721,864	335,769	1162,6316	433,1136	-2347,0626
3	4,5	ELA trv	Combination	Max	220,11	2846,827	335,769	1162,6316	600,7769	-1231,8254
3	5	ELA trv	Combination	Max	220,11	2971,79	335,769	1162,6316	768,4402	-179,0697
3	5	ELA trv	Combination	Max	689,999	-7868,635	24,179	62,0911	968,0773	-3829,1666
3	5,35	ELA trv	Combination	Max	689,999	-7781,161	24,179	62,0911	959,7025	-1008,0576
3	5,7	ELA trv	Combination	Max	689,999	-7693,687	24,179	62,0911	951,3277	1791,0397
3	5,7	ELA trv	Combination	Max	18,488	-73,936	0,136	0	0,0407	-10,9341
3	6	ELA trv	Combination	Max	18,488	1,042	0,136	0	1,051E-10	9,092E-12
3	0	ELA trv	Combination	Min	-18,488	-1,042	-0,136	0	-5,223E-11	-2,233E-11
3	0,3	ELA trv	Combination	Min	-18,488	73,936	-0,136	0	-0,0407	-11,5593
3	0,3	ELA trv	Combination	Min	-694,549	7920,475	-24,174	-62,0773	-787,747	-1801,6583
3	0,65	ELA trv	Combination	Min	-694,549	8007,949	-24,174	-62,0773	-779,6573	-4767,6998
3	1	ELA trv	Combination	Min	-694,549	8095,423	-24,174	-62,0773	-771,5675	-7772,9615
3	1	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-3042,734	-335,327	-1164,1323	-572,8661	-10350,5983
3	1,5	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2917,771	-335,327	-1164,1323	-405,2028	-8860,4718
3	2	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2792,808	-335,327	-1164,1323	-237,5395	-7432,8269
3	2,5	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2667,845	-335,327	-1164,1323	-69,8762	-6067,6635
3	3	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2542,882	-335,327	-1164,1323	97,7869	-4764,9819
3	3	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2542,882	-335,327	-1164,1323	97,7869	-4764,9819
3	3,5	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2417,919	-335,327	-1164,1323	-70,0975	-6032,1911
3	4	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2292,956	-335,327	-1164,1323	-237,9821	-7361,8823
3	4,5	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2167,993	-335,327	-1164,1323	-405,8666	-8754,055
3	5	ELA trv	Combination	Min	-26,468	-2043,03	-335,327	-1164,1323	-573,7512	-10208,7092
3	5	ELA trv	Combination	Min	-694,297	-8638,825	22,868	60,6823	-772,7113	-7614,869
3	5,35	ELA trv	Combination	Min	-694,297	-8551,351	22,868	60,6823	-780,8029	-4688,9829
3	5,7	ELA trv	Combination	Min	-694,297	-8463,877	22,868	60,6823	-788,8945	-1802,317
3	5,7	ELA trv	Combination	Min	-18,488	-76,02	-0,136	0	-0,0407	-11,5593
3	6	ELA trv	Combination	Min	-18,488	-1,042	-0,136	0	-1,039E-10	-2,519E-11

4	0	ELU	Combination		-15635,372	163,638	-54,766	2,993	-563,5598	404,2984
4	3,5	ELU	Combination		-15222,057	163,638	-54,766	2,993	-371,8773	-168,433
4	3,5	ELU	Combination		-15222,057	163,638	-54,766	2,993	-371,8773	-168,433
4	7	ELU	Combination		-14808,741	163,638	-54,766	2,993	-180,1947	-741,1644
4	0	ELS	Combination		-11609,242	121,525	-37,894	2,2389	-388,9092	300,1612
4	3,5	ELS	Combination		-11303,082	121,525	-37,894	2,2389	-256,2818	-125,1764
4	3,5	ELS	Combination		-11303,082	121,525	-37,894	2,2389	-256,2818	-125,1764
4	7	ELS	Combination		-10996,923	121,525	-37,894	2,2389	-123,6544	-550,514
4	0	ELA long	Combination	Max	-9705,178	99,355	655,851	1,9427	6953,1871	249,7917
4	3,5	ELA long	Combination	Max	-9399,018	99,355	655,851	1,9427	4657,7096	-97,7094
4	3,5	ELA long	Combination	Max	-9399,019	99,355	655,67	1,9427	4657,7096	-97,7094
4	7	ELA long	Combination	Max	-9092,859	99,355	655,67	1,9427	2362,8649	-444,5253
4	0	ELA long	Combination	Min	-9726,093	99,09	-703,33	-0,7485	-7454,2625	249,1054
4	3,5	ELA long	Combination	Min	-9419,934	99,09	-703,33	-0,7485	-4992,6092	-97,9513
4	3,5	ELA long	Combination	Min	-9419,933	99,09	-703,149	-0,7485	-4992,6092	-97,9513
4	7	ELA long	Combination	Min	-9113,773	99,09	-703,149	-0,7485	-2531,5887	-445,6933
4	0	ELA trv	Combination	Max	-7062,745	970,078	312,613	199,8979	1277,2462	3643,8938
4	3,5	ELA trv	Combination	Max	-6756,586	970,078	312,613	199,8979	183,1	265,8877
4	3,5	ELA trv	Combination	Max	-6757,56	926,26	312,534	199,8979	183,1	265,8877
4	7	ELA trv	Combination	Max	-6451,401	926,26	312,534	199,8979	742,0439	2099,4422
4	0	ELA trv	Combination	Min	-12368,526	-771,633	-360,092	-198,7037	-1778,3215	-3144,9967
4	3,5	ELA trv	Combination	Min	-12062,366	-771,633	-360,092	-198,7037	-517,9996	-461,5484
4	3,5	ELA trv	Combination	Min	-12061,391	-727,815	-360,012	-198,7037	-517,9996	-461,5484
4	7	ELA trv	Combination	Min	-11755,232	-727,815	-360,012	-198,7037	-910,7678	-2989,6607
5	0	ELU	Combination		-14863,36	-163,128	-49,003	0,4202	-537,392	-441,6299
5	3,5	ELU	Combination		-14450,045	-163,128	-49,003	0,4202	-365,8816	129,3172
5	3,5	ELU	Combination		-14450,045	-163,128	-49,003	0,4202	-365,8816	129,3172
5	7	ELU	Combination		-14036,729	-163,128	-49,003	0,4202	-194,3713	700,2643
5	0	ELS	Combination		-11032,317	-121,145	-33,568	0,3226	-369,2705	-328,0612
5	3,5	ELS	Combination		-10726,157	-121,145	-33,568	0,3226	-251,7821	95,945
5	3,5	ELS	Combination		-10726,157	-121,145	-33,568	0,3226	-251,7821	95,945
5	7	ELS	Combination		-10419,998	-121,145	-33,568	0,3226	-134,2937	519,9511
5	0	ELA long	Combination	Max	-9407,446	-98,838	656,288	1,0071	6955,1706	-263,2896
5	3,5	ELA long	Combination	Max	-9101,286	-98,838	656,288	1,0071	4658,1627	82,8837
5	3,5	ELA long	Combination	Max	-9101,287	-98,838	656,107	1,0071	4658,1627	82,8837
5	7	ELA long	Combination	Max	-8795,127	-98,838	656,107	1,0071	2361,7876	429,7422
5	0	ELA long	Combination	Min	-9428,361	-99,103	-702,892	-1,6841	-7452,2789	-263,9758
5	3,5	ELA long	Combination	Min	-9122,202	-99,103	-702,892	-1,6841	-4992,1561	82,6418
5	3,5	ELA long	Combination	Min	-9122,201	-99,102	-702,711	-1,6841	-4992,1561	82,6418
5	7	ELA long	Combination	Min	-8816,042	-99,102	-702,711	-1,6841	-2532,666	428,5742
5	0	ELA trv	Combination	Max	-6765,013	771,886	313,051	198,9623	1279,2297	3130,8127
5	3,5	ELA trv	Combination	Max	-6458,854	771,886	313,051	198,9623	183,5531	446,4808
5	3,5	ELA trv	Combination	Max	-6459,828	728,068	312,971	198,9623	183,5531	446,4808
5	7	ELA trv	Combination	Max	-6153,669	728,068	312,971	198,9623	740,9667	2973,7096
5	0	ELA trv	Combination	Min	-12070,794	-969,826	-359,655	-199,6393	-1776,338	-3658,078
5	3,5	ELA trv	Combination	Min	-11764,634	-969,826	-359,655	-199,6393	-517,5464	-280,9552
5	3,5	ELA trv	Combination	Min	-11763,66	-926,008	-359,575	-199,6393	-517,5464	-280,9552
5	7	ELA trv	Combination	Min	-11457,5	-926,008	-359,575	-199,6393	-911,845	-2115,3932

B- Appareil d'appuis LRB :

Tableau 4. La participation massique modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios												
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2,715283	1,009E-20	0,77578	0	1,009E-20	0,77578	0	0,08682	0	0,00001324
MODAL	Mode	2	2,645813	0,77622	1,043E-20	3,357E-09	0,77622	0,77578	3,357E-09	0	0,00057	3,635E-20
MODAL	Mode	3	1,887644	4,786E-20	0,00000291	0	0,77622	0,77579	3,357E-09	0,00255	0	0,68316
MODAL	Mode	4	0,548807	4,653E-20	0,00153	6,266E-19	0,77622	0,77732	3,357E-09	0,00013	2,501E-18	3,414E-11
MODAL	Mode	5	0,410127	0,000000026	1,882E-20	0,06044	0,77622	0,77732	0,06044	2,412E-18	1,242E-07	1,531E-20
MODAL	Mode	6	0,227956	2,869E-19	9,138E-07	1,097E-18	0,77622	0,77732	0,06044	3,382E-07	2,13E-18	0,00004951
MODAL	Mode	7	0,218268	1,112E-07	8,413E-17	0,000002885	0,77622	0,77732	0,06045	1,264E-14	0,28867	6,802E-17
MODAL	Mode	8	0,190642	1,49E-08	1,159E-16	0,44787	0,77622	0,77732	0,50831	2,207E-14	0,000003472	6,071E-17
MODAL	Mode	9	0,158289	7,98E-19	0,05625	1,567E-18	0,77622	0,83357	0,50831	0,00979	1,277E-17	0,02402
MODAL	Mode	10	0,133248	1,075E-18	0,02592	3,889E-17	0,77622	0,85949	0,50831	0,03203	3,461E-15	0,02219
MODAL	Mode	11	0,126277	5,598E-08	7,189E-20	2,692E-07	0,77622	0,85949	0,50831	2,361E-15	0,14883	6,399E-17
MODAL	Mode	12	0,124639	3,574E-18	0,02057	1,242E-15	0,77622	0,88005	0,50831	0,18295	2,832E-16	0,00442

Tableau 5. Les déplacements d'appareil d'appuis dus aux combinaisons accidentelles.

TABLE: Element Deformations - Links										
Link	LinkElem	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	1	ELU	Combination		0	-0,000051	-0,013919	-0,000017	0,00045	0,000064
1	1	ELS	Combination		0	-0,00002	-0,009359	-0,000009258	0,000332	0,000058
1	1	ELA long	Combination	Max	0	0,000069	0,139179	0,000012	0,000591	0,000101
1	1	ELA long	Combination	Min	0	0,000054	-0,152319	-0,000003927	0,000575	0,0001
1	1	ELA trv	Combination	Max	0	0,136332	-0,005258	0,000491	0,000598	0,000824
1	1	ELA trv	Combination	Min	0	-0,136209	-0,007882	-0,000483	0,000568	-0,000622
2	2	ELU	Combination		0	-0,000028	-0,013917	0,000017	0,000453	-0,000065
2	2	ELS	Combination		0	-0,000039	-0,009357	0,000009139	0,000334	-0,000059
2	2	ELA long	Combination	Max	0	-0,000083	0,13918	0,000005644	0,000587	-0,000097
2	2	ELA long	Combination	Min	0	-0,000098	-0,152319	-0,00001	0,000571	-0,000098
2	2	ELA trv	Combination	Max	0	0,13618	-0,005257	0,000485	0,000594	0,000625
2	2	ELA trv	Combination	Min	0	-0,136361	-0,007882	-0,000489	0,000564	-0,00082
5	5	ELU	Combination		0	-0,0001	0,013823	0,000017	-0,000446	0,000064
5	5	ELS	Combination		0	-0,000064	0,009286	0,000009744	-0,00033	0,000058
5	5	ELA long	Combination	Max	0	-0,000001624	0,152365	0,00000657	-0,00055	0,000103
5	5	ELA long	Combination	Min	0	-0,000019	-0,139097	-0,000013	-0,000612	0,0001
5	5	ELA trv	Combination	Max	0	0,136142	0,007988	0,000492	-0,000559	0,000365
5	5	ELA trv	Combination	Min	0	-0,136163	0,00528	-0,000499	-0,000602	-0,000161
6	6	ELU	Combination		0	0,000013	0,013822	-0,000017	-0,000449	-0,000066
6	6	ELS	Combination		0	-0,000001232	0,009286	-0,000009647	-0,000332	-0,000059
6	6	ELA long	Combination	Max	0	-0,000013	0,152362	0,000011	-0,000546	-0,000097
6	6	ELA long	Combination	Min	0	-0,000031	-0,1391	-0,000008292	-0,000608	-0,0001
6	6	ELA trv	Combination	Max	0	0,13613	0,007985	0,000497	-0,000555	0,000165
6	6	ELA trv	Combination	Min	0	-0,136175	0,005276	-0,000494	-0,000599	-0,000361
9	9	ELU	Combination		0	0,000539	-0,007698	0,000012	0,001847	0,000575
9	9	ELS	Combination		0	0,000418	-0,0053	0,000009164	0,001377	0,000434
9	9	ELA long	Combination	Max	0	0,000355	0,1414	0,000007619	0,000962	0,000366
9	9	ELA long	Combination	Min	0	0,000353	-0,148431	6,058E-07	0,000614	0,000364
9	9	ELA trv	Combination	Max	0	0,151974	-0,002733	0,000295	0,000792	0,000467
9	9	ELA trv	Combination	Min	0	-0,151266	-0,004298	-0,000287	0,000784	0,000263
11	11	ELU	Combination		0	-0,00042	-0,007695	-0,000009612	0,001839	-0,000558
11	11	ELS	Combination		0	-0,00033	-0,005298	-0,000007219	0,00137	-0,000422
11	11	ELA long	Combination	Max	0	-0,00031	0,141401	-1,083E-07	0,00096	-0,000358
11	11	ELA long	Combination	Min	0	-0,000312	-0,148431	-0,000007121	0,000613	-0,000359
11	11	ELA trv	Combination	Max	0	0,151309	-0,002733	0,000287	0,000791	-0,000256
11	11	ELA trv	Combination	Min	0	-0,151931	-0,004298	-0,000295	0,000782	-0,000461
13	13	ELU	Combination		0	0,000438	0,007855	-0,000008287	-0,001811	0,000577
13	13	ELS	Combination		0	0,000341	0,005419	-0,000006181	-0,00135	0,000436
13	13	ELA long	Combination	Max	0	0,000285	0,148062	0,000002286	-0,000548	0,000367
13	13	ELA long	Combination	Min	0	0,000283	-0,141234	-0,000005453	-0,000985	0,000365

13	13	ELA trv	Combination	Max	0	0,15106	0,004228	0,0003	-0,000763	0,000439
13	13	ELA trv	Combination	Min	0	-0,150492	0,0026	-0,000303	-0,000769	0,000293
15	15	ELU	Combination		0	-0,000286	0,007849	0,000005639	-0,001804	-0,00056
15	15	ELS	Combination		0	-0,000227	0,005414	0,000004197	-0,001345	-0,000423
15	15	ELA long	Combination	Max	0	-0,000226	0,148061	0,000004905	-0,000547	-0,000358
15	15	ELA long	Combination	Min	0	-0,000228	-0,141236	-0,000002834	-0,000984	-0,000361
15	15	ELA trv	Combination	Max	0	0,150549	0,004227	0,000303	-0,000762	-0,000286
15	15	ELA trv	Combination	Min	0	-0,151003	0,002598	-0,000301	-0,000768	-0,000433

Tableau 6. Résultats efforts internes pour dus aux combinaisons accidentelles pile (chvetre+fut).

TABLE: Element Forces - Links

Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	1	I-End	ELU	Combination		0	-0,156	-43,01	0	-155,2471	-0,5648
1	1	J-End	ELU	Combination		0	-0,156	-43,01	0	0	0
1	1	I-End	ELS	Combination		0	-0,061	-28,92	0	-104,3896	-0,2203
1	1	J-End	ELS	Combination		0	-0,061	-28,92	0	0	0
1	1	I-End	ELA long	Combination	Max	0	0,214	430,064	0	1552,3604	0,7716
1	1	J-End	ELA long	Combination	Max	0	0,214	430,064	0	0	0
1	1	I-End	ELA long	Combination	Min	0	0,168	-470,667	0	-1698,919	0,6071
1	1	J-End	ELA long	Combination	Min	0	0,168	-470,667	0	0	0
1	1	I-End	ELA trv	Combination	Max	0	421,267	-16,246	0	-58,6404	1520,6058
1	1	J-End	ELA trv	Combination	Max	0	421,267	-16,246	0	0	0
1	1	I-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,885	-24,357	0	-87,9181	-1519,227
1	1	J-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,885	-24,357	0	0	0
2	2	I-End	ELU	Combination		0	-0,086	-43,002	0	-155,2214	-0,3094
2	2	J-End	ELU	Combination		0	-0,086	-43,002	0	0	0
2	2	I-End	ELS	Combination		0	-0,12	-28,915	0	-104,3703	-0,4332
2	2	J-End	ELS	Combination		0	-0,12	-28,915	0	0	0
2	2	I-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,256	430,066	0	1552,3652	-0,9257
2	2	J-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,256	430,066	0	0	0
2	2	I-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,302	-470,665	0	-1698,914	-1,0902
2	2	J-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,302	-470,665	0	0	0
2	2	I-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,797	-16,244	0	-58,6356	1518,9084
2	2	J-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,797	-16,244	0	0	0
2	2	I-End	ELA trv	Combination	Min	0	-421,355	-24,355	0	-87,9133	-1520,924
2	2	J-End	ELA trv	Combination	Min	0	-421,355	-24,355	0	0	0
5	5	I-End	ELU	Combination		0	-0,31	42,712	0	154,1747	-1,1191
5	5	J-End	ELU	Combination		0	-0,31	42,712	0	0	0
5	5	I-End	ELS	Combination		0	-0,198	28,695	0	103,5773	-0,7139
5	5	J-End	ELS	Combination		0	-0,198	28,695	0	0	0
5	5	I-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,00502	470,808	0	1699,4275	-0,0181
5	5	J-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,00502	470,808	0	0	0
5	5	I-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,06	-429,81	0	-1551,443	-0,2156
5	5	J-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,06	-429,81	0	0	0
5	5	I-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,679	24,684	0	89,0987	1518,4821
5	5	J-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,679	24,684	0	0	0
5	5	I-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,744	16,314	0	58,8861	-1518,716
5	5	J-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,744	16,314	0	0	0
6	6	I-End	ELU	Combination		0	0,04	42,711	0	154,1703	0,1456
6	6	J-End	ELU	Combination		0	0,04	42,711	0	0	0
6	6	I-End	ELS	Combination		0	-0,00381	28,694	0	103,5744	-0,0137
6	6	J-End	ELS	Combination		0	-0,00381	28,694	0	0	0
6	6	I-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,041	470,797	0	1699,3901	-0,1471
6	6	J-End	ELA long	Combination	Max	0	-0,041	470,797	0	0	0
6	6	I-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,095	-429,82	0	-1551,48	-0,3447
6	6	J-End	ELA long	Combination	Min	0	-0,095	-429,82	0	0	0
6	6	I-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,643	24,673	0	89,0613	1518,3531
6	6	J-End	ELA trv	Combination	Max	0	420,643	24,673	0	0	0
6	6	I-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,779	16,303	0	58,8488	-1518,845
6	6	J-End	ELA trv	Combination	Min	0	-420,779	16,303	0	0	0
9	9	I-End	ELU	Combination		0	1,019	-14,549	0	-37,9664	2,6579
9	9	J-End	ELU	Combination		0	1,019	-14,549	0	0	0
9	9	I-End	ELS	Combination		0	0,791	-10,016	0	-26,1387	2,0636
9	9	J-End	ELS	Combination		0	0,791	-10,016	0	0	0
9	9	I-End	ELA long	Combination	Max	0	0,671	267,246	0	697,4052	1,7502
9	9	J-End	ELA long	Combination	Max	0	0,671	267,246	0	0	0
9	9	I-End	ELA long	Combination	Min	0	0,667	-280,535	0	-732,0841	1,7408

9	9	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	0,667	-280,535	0	0	0
9	9	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	287,231	-5,166	0	-13,4803	749,5568
9	9	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	287,231	-5,166	0	0	0
9	9	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-285,893	-8,123	0	-21,1986	-746,0658
9	9	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-285,893	-8,123	0	0	0
11	11	I-End	ELU	Combination		0	-0,794	-14,543	0	-37,9523	-2,0721
11	11	J-End	ELU	Combination		0	-0,794	-14,543	0	0	0
11	11	I-End	ELS	Combination		0	-0,623	-10,012	0	-26,1281	-1,6257
11	11	J-End	ELS	Combination		0	-0,623	-10,012	0	0	0
11	11	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,586	267,247	0	697,4077	-1,5298
11	11	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,586	267,247	0	0	0
11	11	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,59	-280,534	0	-732,0816	-1,5392
11	11	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,59	-280,534	0	0	0
11	11	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	285,974	-5,165	0	-13,4778	746,2768
11	11	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	285,974	-5,165	0	0	0
11	11	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-287,15	-8,122	0	-21,1961	-749,3458
11	11	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-287,15	-8,122	0	0	0
13	13	I-End	ELU	Combination		0	0,827	14,846	0	38,743	2,1589
13	13	J-End	ELU	Combination		0	0,827	14,846	0	0	0
13	13	I-End	ELS	Combination		0	0,645	10,242	0	26,7267	1,6824
13	13	J-End	ELS	Combination		0	0,645	10,242	0	0	0
13	13	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	0,539	279,838	0	730,2646	1,4067
13	13	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	0,539	279,838	0	0	0
13	13	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	0,535	-266,933	0	-696,5885	1,3969
13	13	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	0,535	-266,933	0	0	0
13	13	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	285,503	7,991	0	20,8541	745,0494
13	13	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	285,503	7,991	0	0	0
13	13	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-284,429	4,913	0	12,822	-742,2458
13	13	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-284,429	4,913	0	0	0
15	15	I-End	ELU	Combination		0	-0,54	14,834	0	38,7109	-1,4089
15	15	J-End	ELU	Combination		0	-0,54	14,834	0	0	0
15	15	I-End	ELS	Combination		0	-0,43	10,232	0	26,7027	-1,1218
15	15	J-End	ELS	Combination		0	-0,43	10,232	0	0	0
15	15	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,427	279,835	0	730,2573	-1,1153
15	15	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,427	279,835	0	0	0
15	15	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,431	-266,936	0	-696,5958	-1,125
15	15	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,431	-266,936	0	0	0
15	15	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	284,537	7,989	0	20,8468	742,5274
15	15	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	284,537	7,989	0	0	0
15	15	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-285,395	4,911	0	12,8147	-744,7678
15	15	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-285,395	4,911	0	0	0

(

C- Appareil d'appuis FPS :

Tableau 7. La participation massique modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,207565	0	0,79158	0	0	0,79158	0	0,08598	0	0,00129	0,08598	0	0,00129
MODAL	Mode	2	1,180732	0,78441	0	4,131E-08	0,78441	0,79158	4,131E-08	0	0,00058	2,709E-20	0,08598	0,00058	0,00129
MODAL	Mode	3	1,115691	3,22E-20	0,00147	0	0,78441	0,79305	4,131E-08	0,00127	0	0,68993	0,08726	0,00058	0,69122
MODAL	Mode	4	0,516076	1,042E-19	0,0009	1,722E-17	0,78441	0,79395	4,131E-08	0,00013	1,058E-17	9,135E-07	0,08739	0,00058	0,69122
MODAL	Mode	5	0,409997	1,627E-07	3,992E-20	0,06048	0,78441	0,79395	0,06048	4,721E-18	8,898E-08	2,049E-20	0,08739	0,00058	0,69122
MODAL	Mode	6	0,222936	3,609E-18	0,0000226	2,484E-18	0,78441	0,79397	0,06048	0,00002339	9,766E-19	0,0001	0,08741	0,00058	0,69132
MODAL	Mode	7	0,218231	0,000002114	7,019E-19	0,000002028	0,78441	0,79397	0,06048	1,068E-16	0,28869	5,656E-19	0,08741	0,28927	0,69132
MODAL	Mode	8	0,190626	1,55E-09	1,803E-18	0,44783	0,78441	0,79397	0,50831	2,911E-16	0,000002752	1,125E-18	0,08741	0,28927	0,69132
MODAL	Mode	9	0,149292	2,58E-17	0,04613	1,78E-17	0,78441	0,8401	0,50831	0,01115	1,24E-16	0,01942	0,09856	0,28927	0,71074
MODAL	Mode	10	0,129263	6,002E-17	0,00879	5,897E-16	0,78441	0,84889	0,50831	0,1037	1,062E-14	0,01245	0,20226	0,28927	0,72319
MODAL	Mode	11	0,126272	0,000001944	9,502E-17	2,831E-07	0,78441	0,84889	0,50831	2,345E-14	0,14879	2,124E-16	0,20226	0,43806	0,72319
MODAL	Mode	12	0,123416	1,296E-17	0,02745	9,656E-16	0,78441	0,87634	0,50831	0,10667	3,253E-17	0,01008	0,30893	0,43806	0,73327

Tableau 8. Les déplacements d'appareil d'appuis dus aux combinaisons accidentelles.

TABLE: Element Deformations - Links

Link	LinkElem	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	1	ELU	Combination		0	-0,000073	-0,013864	-0,000017	0,000453	0,000064
1	1	ELS	Combination		0	-0,000037	-0,009325	-0,00000937	0,000334	0,000058
1	1	ELA long	Combinatior	Max	0	0,00006	0,061464	0,000012	0,000604	0,000101
1	1	ELA long	Combinatior	Min	0	0,000047	-0,074453	-4,196E-06	0,000565	0,0001
1	1	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,062072	-0,005878	0,000246	0,000611	0,000795
1	1	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,061965	-0,00711	-0,000238	0,000558	-0,000594
2	2	ELU	Combination		0	-0,000049	-0,013859	0,000018	0,000456	-0,000065
2	2	ELS	Combination		0	-0,000055	-0,009321	0,00001	0,000336	-0,000058
2	2	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,000091	0,061466	0,000006313	0,0006	-0,000097
2	2	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,000104	-0,074451	-9,977E-06	0,000561	-0,000097
2	2	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,061921	-0,005877	0,00024	0,000607	0,000598
2	2	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,062116	-0,007109	-0,000243	0,000554	-0,000792
3	3	ELU	Combination		2,275E-08	4,686E-12	-1,19E-09	0	1,359E-09	-5,37E-12
3	3	ELS	Combination		1,682E-08	2,346E-12	-8,17E-10	0	9,366E-10	-2,69E-12
3	3	ELA long	Combinatior	Max	1,861E-08	-2,99E-12	3,709E-09	0	5,756E-09	4,411E-12
3	3	ELA long	Combinatior	Min	1,83E-08	-3,85E-12	-5,02E-09	0	-4,25E-09	3,43E-12
3	3	ELA trv	Combinatior	Max	2,181E-08	3,978E-09	-5,75E-10	1,128E-19	8,455E-10	4,568E-09
3	3	ELA trv	Combinatior	Min	1,51E-08	-3,99E-09	-7,38E-10	-1,151E-19	6,595E-10	-4,56E-09
4	4	ELU	Combination		2,309E-08	3,156E-12	-1,19E-09	0	1,364E-09	-3,62E-12
4	4	ELS	Combination		1,709E-08	3,517E-12	-8,2E-10	0	9,403E-10	-4,03E-12
4	4	ELA long	Combinatior	Max	1,8E-08	6,68E-12	3,717E-09	0	5,747E-09	-6,68E-12
4	4	ELA long	Combinatior	Min	1,769E-08	5,825E-12	-5,01E-09	0	-4,26E-09	-7,66E-12
4	4	ELA trv	Combinatior	Max	2,12E-08	3,988E-09	-5,67E-10	1,149E-19	8,363E-10	4,557E-09
4	4	ELA trv	Combinatior	Min	1,449E-08	-3,98E-09	-7,3E-10	-1,139E-19	6,503E-10	-4,57E-09
5	5	ELU	Combination		0	-0,000132	0,013776	0,000018	-0,000446	0,000065
5	5	ELS	Combination		0	-0,000088	0,009251	0,00001	-0,00033	0,000059
5	5	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,000014	0,074626	0,000006816	-0,00057	0,000105
5	5	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,000031	-0,061301	-0,000013	-0,000591	0,000099
5	5	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,066766	0,007168	0,00019	-0,000544	0,000383
5	5	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,066811	0,006156	-0,000196	-0,000616	-0,000179
6	6	ELU	Combination		0	-0,000018	0,013773	-0,000019	-0,000448	-0,000066
6	6	ELS	Combination		0	-0,000024	0,009249	-0,000011	-0,000331	-0,000059
6	6	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,000025	0,074622	0,000011	-0,000566	-0,000096
6	6	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,000042	-0,061306	-8,861E-06	-0,000587	-0,000101
6	6	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,066755	0,007164	0,000194	-0,00054	0,000183
6	6	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,066822	0,006152	-0,000193	-0,000612	-0,00038
7	7	ELU	Combination		2,285E-08	8,496E-12	1,056E-10	0	-4,61E-11	-3,71E-12
7	7	ELS	Combination		1,69E-08	5,641E-12	1,805E-11	0	-7,88E-12	-2,46E-12
7	7	ELA long	Combinatior	Max	1,901E-08	1,99E-12	4,146E-09	1,14E-20	1,987E-09	-4,03E-13
7	7	ELA long	Combinatior	Min	1,801E-08	9,235E-13	-4,55E-09	0	-1,81E-09	-8,68E-13
7	7	ELA trv	Combinatior	Max	2,344E-08	4,289E-09	-6,25E-11	1,078E-19	1,501E-10	1,871E-09
7	7	ELA trv	Combinatior	Min	1,357E-08	-4,29E-09	-3,44E-10	-9,398E-20	2,73E-11	-1,87E-09
8	8	ELU	Combination		2,316E-08	1,125E-12	9,487E-11	0	-4,14E-11	-4,91E-13
8	8	ELS	Combination		1,714E-08	1,549E-12	9,758E-12	0	-4,26E-12	-6,76E-13
8	8	ELA long	Combinatior	Max	1,839E-08	2,682E-12	4,166E-09	0	1,977E-09	-7,05E-13
8	8	ELA long	Combinatior	Min	1,738E-08	1,616E-12	-4,53E-09	0	-1,82E-09	-1,17E-12
8	8	ELA trv	Combinatior	Max	2,282E-08	4,29E-09	-4,16E-11	9,902E-20	1,409E-10	1,87E-09
8	8	ELA trv	Combinatior	Min	1,295E-08	-4,29E-09	-3,23E-10	-1,001E-19	1,815E-11	-1,87E-09
9	9	ELU	Combination		0	0,000493	-0,007206	0,000011	0,001906	0,000572
9	9	ELS	Combination		0	0,000384	-0,004964	0,000008311	0,001417	0,000432
9	9	ELA long	Combinatior	Max	0	0,000336	0,060308	0,000019	0,001432	0,000363
9	9	ELA long	Combinatior	Min	0	0,000335	-0,066795	-0,000012	0,000197	0,000362

9	9	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,063308	-0,002804	0,00017	0,00082	0,000792
9	9	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,062636	-0,003683	-0,000163	0,000809	-0,000067
10	10	ELU	Combination		1,358E-07	-9,85E-11	-3,8E-09	0	3,119E-09	8,091E-11
10	10	ELS	Combination		1,009E-07	-7,67E-11	-2,74E-09	0	2,253E-09	6,303E-11
10	10	ELA long	Combinatior	Max	8,251E-08	-6,71E-11	1,063E-08	0	1,214E-08	5,526E-11
10	10	ELA long	Combinatior	Min	8,204E-08	-6,73E-11	-1,48E-08	0	-8,73E-09	5,509E-11
10	10	ELA trv	Combinatior	Max	8,597E-08	1,253E-08	-1,95E-09	2,324E-19	1,814E-09	1,04E-08
10	10	ELA trv	Combinatior	Min	7,858E-08	-1,27E-08	-2,21E-09	-2,341E-19	1,597E-09	-1,03E-08
11	11	ELU	Combination		0	-0,000459	-0,007201	-7,668E-06	0,001898	-0,000555
11	11	ELS	Combination		0	-0,000359	-0,004961	-5,859E-06	0,001411	-0,000419
11	11	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,000324	0,060309	0,000013	0,00143	-0,000356
11	11	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,000325	-0,066794	-0,000019	0,000196	-0,000357
11	11	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,062647	-0,002803	0,000164	0,000818	0,000073
11	11	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,063296	-0,003682	-0,000169	0,000808	-0,000786
12	12	ELU	Combination		1,299E-07	9,181E-11	-3,7E-09	0	3,035E-09	-7,54E-11
12	12	ELS	Combination		9,647E-08	7,172E-11	-2,67E-09	0	2,19E-09	-5,89E-11
12	12	ELA long	Combinatior	Max	8,024E-08	6,493E-11	1,067E-08	0	1,211E-08	-5,32E-11
12	12	ELA long	Combinatior	Min	7,977E-08	6,473E-11	-1,48E-08	0	-8,76E-09	-5,33E-11
12	12	ELA trv	Combinatior	Max	8,37E-08	1,266E-08	-1,91E-09	7,785E-20	1,781E-09	1,029E-08
12	12	ELA trv	Combinatior	Min	7,631E-08	-1,25E-08	-2,17E-09	-7,739E-20	1,565E-09	-1,04E-08
13	13	ELU	Combination		0	0,000387	0,007235	-6,701E-06	-0,001879	0,000575
13	13	ELS	Combination		0	0,000303	0,004989	-0,0000051	-0,001396	0,000434
13	13	ELA long	Combinatior	Max	0	0,000265	0,065543	0,000017	-0,00011	0,000365
13	13	ELA long	Combinatior	Min	0	0,000264	-0,059163	-0,000018	-0,001482	0,000364
13	13	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,062897	0,003493	0,000111	-0,000792	0,000655
13	13	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,062368	0,002888	-0,000113	-0,000799	0,000075
14	14	ELU	Combination		1,357E-07	-7,73E-11	-2,34E-09	0	1,194E-09	3,954E-11
14	14	ELS	Combination		1,008E-07	-6,06E-11	-1,81E-09	0	9,266E-10	3,097E-11
14	14	ELA long	Combinatior	Max	8,242E-08	-5,28E-11	1,082E-08	0	7,223E-09	2,712E-11
14	14	ELA long	Combinatior	Min	8,203E-08	-5,3E-11	-1,41E-08	0	-5,53E-09	2,7E-11
14	14	ELA trv	Combinatior	Max	8,609E-08	1,247E-08	-1,56E-09	6,597E-20	8,926E-10	6,433E-09
14	14	ELA trv	Combinatior	Min	7,836E-08	-1,26E-08	-1,75E-09	-6,564E-20	7,988E-10	-6,38E-09
15	15	ELU	Combination		0	-0,000333	0,007228	0,000003674	-0,001872	-0,000559
15	15	ELS	Combination		0	-0,000263	0,004983	0,000002833	-0,001391	-0,000422
15	15	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,000244	0,065541	0,000018	-0,000109	-0,000358
15	15	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,000245	-0,059164	-0,000017	-0,001481	-0,000359
15	15	ELA trv	Combinatior	Max	0	0,062389	0,003491	0,000112	-0,000791	-0,000068
15	15	ELA trv	Combinatior	Min	0	-0,062877	0,002886	-0,000112	-0,000798	-0,000648
16	16	ELU	Combination		1,299E-07	6,657E-11	-2,18E-09	0	1,113E-09	-3,4E-11
16	16	ELS	Combination		9,647E-08	5,253E-11	-1,69E-09	0	8,654E-10	-2,69E-11
16	16	ELA long	Combinatior	Max	8,018E-08	4,893E-11	1,088E-08	0	7,191E-09	-2,49E-11
16	16	ELA long	Combinatior	Min	7,98E-08	4,871E-11	-1,41E-08	0	-5,56E-09	-2,5E-11
16	16	ELA trv	Combinatior	Max	8,385E-08	1,258E-08	-1,5E-09	1,505E-19	8,61E-10	6,381E-09
16	16	ELA trv	Combinatior	Min	7,612E-08	-1,25E-08	-1,68E-09	-1,49E-19	7,671E-10	-6,43E-09

Tableau 9. Efforts internes dus aux combinaisons accidentelles piles (chevetre+pile).

TABLE: Element Forces - Links

Link	LinkElem	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	1	I-End	ELU	Combination		0	-0,469	-89,01	0	-321,2901	-1,6915
1	1	J-End	ELU	Combination		0	-0,469	-89,01	0	0	0
1	1	I-End	ELS	Combination		0	-0,235	-59,869	0	-216,1025	-0,8467
1	1	J-End	ELS	Combination		0	-0,235	-59,869	0	0	0
1	1	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	0,385	394,6	0	1424,3495	1,3889
1	1	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	0,385	394,6	0	0	0
1	1	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	0,299	-477,987	0	-1725,3407	1,0802
1	1	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	0,299	-477,987	0	0	0
1	1	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	398,502	-37,738	0	-136,2197	1438,4313
1	1	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	398,502	-37,738	0	0	0
1	1	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-397,818	-45,648	0	-164,7716	-1435,9622
1	1	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-397,818	-45,648	0	0	0
2	2	I-End	ELU	Combination		0	-0,316	-88,976	0	-321,1687	-1,1393
2	2	J-End	ELU	Combination		0	-0,316	-88,976	0	0	0
2	2	I-End	ELS	Combination		0	-0,352	-59,844	0	-216,0116	-1,2694
2	2	J-End	ELS	Combination		0	-0,352	-59,844	0	0	0
2	2	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,582	394,61	0	1424,3849	-2,1026
2	2	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,582	394,61	0	0	0
2	2	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,668	-477,977	0	-1725,3053	-2,4113
2	2	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,668	-477,977	0	0	0
2	2	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	397,534	-37,728	0	-136,1842	1434,9398
2	2	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	397,534	-37,728	0	0	0
2	2	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-398,785	-45,638	0	-164,7362	-1439,4537
2	2	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-398,785	-45,638	0	0	0
3	3	I-End	ELU	Combination		2274,751	0,469	-118,539	-1,5E-10	4,324E-08	-3,177E-09
3	3	J-End	ELU	Combination		2274,751	0,469	-118,539	-1,5E-10	135,8764	-0,5372
3	3	I-End	ELS	Combination		1682,389	0,235	-81,708	-1,09E-10	2,918E-08	-1,819E-09
3	3	J-End	ELS	Combination		1682,389	0,235	-81,708	-1,09E-10	93,6583	-0,2689
3	3	I-End	ELA long	Combinatior	Max	1860,95	-0,299	370,879	3,819E-10	0,000000967	-3,266E-10
3	3	J-End	ELA long	Combinatior	Max	1860,95	-0,299	370,879	3,819E-10	575,6233	0,4411
3	3	I-End	ELA long	Combinatior	Min	1830,173	-0,385	-502,175	-6,08E-10	-9,125E-07	-6,622E-10
3	3	J-End	ELA long	Combinatior	Min	1830,173	-0,385	-502,175	-6,08E-10	-425,1235	0,343
3	3	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	2180,962	397,818	-57,535	1,128E-08	5,602E-08	0,000001133
3	3	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	2180,962	397,818	-57,535	1,128E-08	84,5495	456,7862
3	3	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	1510,162	-398,502	-73,761	-1,15E-08	-1,534E-09	-1,134E-06
3	3	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	1510,162	-398,502	-73,761	-1,15E-08	65,9503	-456,0021
4	4	I-End	ELU	Combination		2309,314	0,316	-118,954	-1,5E-10	-4,603E-08	3,938E-09
4	4	J-End	ELU	Combination		2309,314	0,316	-118,954	-1,5E-10	136,352	-0,3618
4	4	I-End	ELS	Combination		1708,985	0,352	-82,028	-7E-11	-2,885E-08	2,731E-09
4	4	J-End	ELS	Combination		1708,985	0,352	-82,028	-7E-11	94,0251	-0,4031
4	4	I-End	ELA long	Combinatior	Max	1800,158	0,668	371,678	1,86E-10	7,919E-07	2,083E-09
4	4	J-End	ELA long	Combinatior	Max	1800,158	0,668	371,678	1,86E-10	574,7077	-0,6677
4	4	I-End	ELA long	Combinatior	Min	1769,381	0,582	-501,377	-8,94E-11	-7,891E-07	1,779E-09
4	4	J-End	ELA long	Combinatior	Min	1769,381	0,582	-501,377	-8,94E-11	-426,0391	-0,7657
4	4	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	2120,17	398,785	-56,736	1,149E-08	2,12E-08	0,000003566
4	4	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	2120,17	398,785	-56,736	1,149E-08	83,6339	455,6774
4	4	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	1449,369	-397,534	-72,962	-1,14E-08	-1,837E-08	-3,562E-06
4	4	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	1449,369	-397,534	-72,962	-1,14E-08	65,0347	-457,1108
5	5	I-End	ELU	Combination		0	-0,85	88,439	0	319,2307	-3,0666
5	5	J-End	ELU	Combination		0	-0,85	88,439	0	0	0
5	5	I-End	ELS	Combination		0	-0,564	59,393	0	214,3867	-2,0363
5	5	J-End	ELS	Combination		0	-0,564	59,393	0	0	0
5	5	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,092	479,1	0	1729,3584	-0,3334
5	5	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,092	479,1	0	0	0
5	5	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,199	-393,555	0	-1420,5769	-0,7182

5	5	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,199	-393,555	0	0	0
5	5	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	428,636	46,021	0	166,116	1547,2059
5	5	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	428,636	46,021	0	0	0
5	5	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-428,928	39,524	0	142,6655	-1548,2575
5	5	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-428,928	39,524	0	0	0
6	6	I-End	ELU	Combination		0	-0,112	88,421	0	319,1646	-0,4059
6	6	J-End	ELU	Combination		0	-0,112	88,421	0	0	0
6	6	I-End	ELS	Combination		0	-0,155	59,38	0	214,3381	-0,5591
6	6	J-End	ELS	Combination		0	-0,155	59,38	0	0	0
6	6	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,162	479,073	0	1729,2603	-0,5833
6	6	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-0,162	479,073	0	0	0
6	6	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,268	-393,582	0	-1420,675	-0,9682
6	6	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-0,268	-393,582	0	0	0
6	6	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	428,567	45,993	0	166,0179	1546,9559
6	6	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	428,567	45,993	0	0	0
6	6	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-428,997	39,497	0	142,5674	-1548,5074
6	6	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-428,997	39,497	0	0	0
7	7	I-End	ELU	Combination		2285,059	0,85	10,562	9,88E-10	1,06E-08	2,261E-09
7	7	J-End	ELU	Combination		2285,059	0,85	10,562	9,88E-10	-4,6092	-0,3708
7	7	I-End	ELS	Combination		1689,648	0,564	1,805	7,06E-10	5,984E-09	1,894E-09
7	7	J-End	ELS	Combination		1689,648	0,564	1,805	7,06E-10	-0,7875	-0,2462
7	7	I-End	ELA long	Combinatior	Max	1900,919	0,199	414,552	1,14E-09	0,000001188	3,003E-09
7	7	J-End	ELA long	Combinatior	Max	1900,919	0,199	414,552	1,14E-09	198,6553	-0,0403
7	7	I-End	ELA long	Combinatior	Min	1800,7	0,092	-455,197	2,439E-10	-1,182E-06	2,575E-09
7	7	J-End	ELA long	Combinatior	Min	1800,7	0,092	-455,197	2,439E-10	-180,9172	-0,0868
7	7	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	2344,227	428,928	-6,254	1,078E-08	5,499E-09	3,202E-07
7	7	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	2344,227	428,928	-6,254	1,078E-08	15,0087	187,0639
7	7	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	1357,392	-428,636	-34,391	-9,4E-09	-1,499E-10	-3,146E-07
7	7	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	1357,392	-428,636	-34,391	-9,4E-09	2,7295	-187,1911
8	8	I-End	ELU	Combination		2316,021	0,112	9,487	-8,85E-11	-7,005E-09	-4,23E-09
8	8	J-End	ELU	Combination		2316,021	0,112	9,487	-8,85E-11	-4,1404	-0,0491
8	8	I-End	ELS	Combination		1713,554	0,155	0,976	-8,06E-11	-5,662E-09	-3,322E-09
8	8	J-End	ELS	Combination		1713,554	0,155	0,976	-8,06E-11	-0,4259	-0,0676
8	8	I-End	ELA long	Combinatior	Max	1838,688	0,268	416,647	-4,52E-11	0,000003099	-3,832E-09
8	8	J-End	ELA long	Combinatior	Max	1838,688	0,268	416,647	-4,52E-11	197,741	-0,0705
8	8	I-End	ELA long	Combinatior	Min	1738,469	0,162	-453,102	-6,62E-11	-3,115E-06	-4,502E-09
8	8	J-End	ELA long	Combinatior	Min	1738,469	0,162	-453,102	-6,62E-11	-181,8315	-0,1171
8	8	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	2281,995	428,997	-4,159	9,902E-09	-2,68E-09	0,000003623
8	8	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	2281,995	428,997	-4,159	9,902E-09	14,0943	187,0337
8	8	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	1295,161	-428,567	-32,296	-1E-08	-1,385E-08	-3,631E-06
8	8	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	1295,161	-428,567	-32,296	-1E-08	1,8152	-187,2213
9	9	I-End	ELU	Combination		0	9,852	-144,115	0	-376,083	25,7095
9	9	J-End	ELU	Combination		0	9,852	-144,115	0	0	0
9	9	I-End	ELS	Combination		0	7,674	-99,281	0	-259,0834	20,026
9	9	J-End	ELS	Combination		0	7,674	-99,281	0	0	0
9	9	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	6,728	1206,159	0	3147,5934	17,5579
9	9	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	6,728	1206,159	0	0	0
9	9	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	6,707	-1335,9	0	-3486,1732	17,5035
9	9	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	6,707	-1335,9	0	0	0
9	9	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1266,15	-56,083	0	-146,3545	3304,1459
9	9	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1266,15	-56,083	0	0	0
9	9	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1252,72	-73,661	0	-192,2253	-3269,0845
9	9	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1252,72	-73,661	0	0	0
10	10	I-End	ELU	Combination		13580,14	-9,852	-379,796	-1,14E-10	4,509E-08	2,036E-09
10	10	J-End	ELU	Combination		13580,14	-9,852	-379,796	-1,14E-10	311,9216	8,0912
10	10	I-End	ELS	Combination		10086,46	-7,674	-274,328	-8,79E-11	3,295E-08	1,581E-09
10	10	J-End	ELS	Combination		10086,46	-7,674	-274,328	-8,79E-11	225,3023	6,3025
10	10	I-End	ELA long	Combinatior	Max	8251,002	-6,707	1063,169	1,95E-10	0,000003728	5,4E-10

10	10	J-End	ELA long	Combinatior	Max	8251,002	-6,707	1063,169	1,95E-10	1214,2597	5,5258
10	10	I-End	ELA long	Combinatior	Min	8204,19	-6,728	-1478,48	-3,66E-10	-3,724E-06	4,748E-10
10	10	J-End	ELA long	Combinatior	Min	8204,19	-6,728	-1478,48	-3,66E-10	-873,1676	5,5087
10	10	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	8596,886	1252,715	-194,474	2,324E-08	1,369E-08	3,542E-07
10	10	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	8596,886	1252,715	-194,474	2,324E-08	181,3728	1039,8741
10	10	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	7858,306	-1266,15	-220,839	-2,34E-08	-9,56E-09	-3,531E-07
10	10	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	7858,306	-1266,15	-220,839	-2,34E-08	159,7193	-1028,8396
11	11	I-End	ELU	Combination		0	-9,181	-144,022	0	-375,8387	-23,9576
11	11	J-End	ELU	Combination		0	-9,181	-144,022	0	0	0
11	11	I-End	ELS	Combination		0	-7,172	-99,211	0	-258,9005	-18,7162
11	11	J-End	ELS	Combination		0	-7,172	-99,211	0	0	0
11	11	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-6,473	1206,184	0	3147,6569	-16,891
11	11	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-6,473	1206,184	0	0	0
11	11	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-6,493	-1335,88	0	-3486,1098	-16,9454
11	11	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-6,493	-1335,88	0	0	0
11	11	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1252,949	-56,059	0	-146,291	3269,697
11	11	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1252,949	-56,059	0	0	0
11	11	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1265,92	-73,637	0	-192,1619	-3303,5334
11	11	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1265,92	-73,637	0	0	0
12	12	I-End	ELU	Combination		12992,57	9,181	-369,506	1,702E-10	-3,082E-08	-3,7E-10
12	12	J-End	ELU	Combination		12992,57	9,181	-369,506	1,702E-10	303,4706	-7,5399
12	12	I-End	ELS	Combination		9647,364	7,172	-266,638	1,334E-10	-1,957E-08	-1,329E-10
12	12	J-End	ELS	Combination		9647,364	7,172	-266,638	1,334E-10	218,9868	-5,8903
12	12	I-End	ELA long	Combinatior	Max	8024,122	6,493	1067,13	1,526E-10	0,000006643	-6,657E-10
12	12	J-End	ELA long	Combinatior	Max	8024,122	6,493	1067,13	1,526E-10	1211,0062	-5,3159
12	12	I-End	ELA long	Combinatior	Min	7977,311	6,473	-1474,52	-1,07E-10	-6,669E-06	-6,935E-10
12	12	J-End	ELA long	Combinatior	Min	7977,311	6,473	-1474,52	-1,07E-10	-876,4211	-5,333
12	12	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	8370,006	1265,916	-190,513	7,785E-09	-1,787E-10	0,00000241
12	12	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	8370,006	1265,916	-190,513	7,785E-09	178,1193	1029,0324
12	12	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	7631,426	-1252,95	-216,878	-7,74E-09	-2,582E-08	-2,411E-06
12	12	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	7631,426	-1252,95	-216,878	-7,74E-09	156,4658	-1039,6813
13	13	I-End	ELU	Combination		0	7,732	144,706	0	377,6251	20,1762
13	13	J-End	ELU	Combination		0	7,732	144,706	0	0	0
13	13	I-End	ELS	Combination		0	6,057	99,771	0	260,3634	15,8052
13	13	J-End	ELS	Combination		0	6,057	99,771	0	0	0
13	13	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	5,303	1310,867	0	3420,8374	13,8377
13	13	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	5,303	1310,867	0	0	0
13	13	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	5,28	-1183,25	0	-3087,8111	13,7782
13	13	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	5,28	-1183,25	0	0	0
13	13	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1257,946	69,859	0	182,3045	3282,7346
13	13	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1257,946	69,859	0	0	0
13	13	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1247,36	57,757	0	150,7218	-3255,1187
13	13	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1247,36	57,757	0	0	0
14	14	I-End	ELU	Combination		13571,71	-7,732	-233,579	7,392E-11	4,151E-08	9,14E-10
14	14	J-End	ELU	Combination		13571,71	-7,732	-233,579	7,392E-11	119,4435	3,9536
14	14	I-End	ELS	Combination		10080,08	-6,057	-181,194	5,485E-11	3,03E-08	7,012E-10
14	14	J-End	ELS	Combination		10080,08	-6,057	-181,194	5,485E-11	92,6559	3,0971
14	14	I-End	ELA long	Combinatior	Max	8241,934	-5,28	1081,63	2,001E-10	0,000001774	7,936E-10
14	14	J-End	ELA long	Combinatior	Max	8241,934	-5,28	1081,63	2,001E-10	722,2529	2,7116
14	14	I-End	ELA long	Combinatior	Min	8203,156	-5,303	-1412,41	-1,67E-10	-1,752E-06	7,516E-10
14	14	J-End	ELA long	Combinatior	Min	8203,156	-5,303	-1412,41	-1,67E-10	-553,1057	2,6999
14	14	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	8609,109	1247,363	-156,215	6,597E-09	1,811E-08	0,000001742
14	14	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	8609,109	1247,363	-156,215	6,597E-09	89,2647	643,2667
14	14	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	7835,98	-1257,95	-174,562	-6,56E-09	4,225E-09	-1,741E-06
14	14	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	7835,98	-1257,95	-174,562	-6,56E-09	79,8826	-637,8553
15	15	I-End	ELU	Combination		0	-6,657	144,556	0	377,2344	-17,371
15	15	J-End	ELU	Combination		0	-6,657	144,556	0	0	0
15	15	I-End	ELS	Combination		0	-5,253	99,659	0	260,0708	-13,7087
15	15	J-End	ELS	Combination		0	-5,253	99,659	0	0	0
15	15	I-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-4,871	1310,83	0	3420,7407	-12,7105
15	15	J-End	ELA long	Combinatior	Max	0	-4,871	1310,83	0	0	0
15	15	I-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-4,893	-1183,29	0	-3087,9078	-12,77
15	15	J-End	ELA long	Combinatior	Min	0	-4,893	-1183,29	0	0	0
15	15	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1247,772	69,822	0	182,2078	3256,1864
15	15	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	0	1247,772	69,822	0	0	0
15	15	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1257,54	57,72	0	150,6252	-3281,6669
15	15	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	0	-1257,54	57,72	0	0	0
16	16	I-End	ELU	Combination		12991,95	6,657	-217,566	8,591E-11	-2,99E-09	5,529E-09
16	16	J-End	ELU	Combination		12991,95	6,657	-217,566	8,591E-11	111,2554	-3,4039
16	16	I-End	ELS	Combination		9646,821	5,253	-169,228	6,182E-11	-2,255E-09	4,115E-09
16	16	J-End	ELS	Combination		9646,821	5,253	-169,228	6,182E-11	86,537	-2,6863
16	16	I-End	ELA long	Combinatior	Max	8018,312	4,893	1087,827	2,596E-10	0,000002132	3,733E-09
16	16	J-End	ELA long	Combinatior	Max	8018,312	4,893	1087,827	2,596E-10	719,0841	-2,4907
16	16	I-End	ELA long	Combinatior	Min	7979,534	4,871	-1406,21	-1,11E-10	-0,00000211	3,696E-09
16	16	J-End	ELA long	Combinatior	Min	7979,534	4,871	-1406,21	-1,11E-10	-556,2745	-2,5023
16	16	I-End	ELA trv	Combinatior	Max	8385,488	1257,536	-150,018	1,505E-08	1,644E-08	0,000001347
16	16	J-End	ELA trv	Combinatior	Max	8385,488	1257,536	-150,018	1,505E-08	86,0959	638,0645
16	16	I-End	ELA trv	Combinatior	Min	7612,358	-1247,77	-168,365	-1,49E-08	5,382E-09	-0,00000134
16	16	J-End	ELA trv	Combinatior	Min	7612,358	-1247,77	-168,365	-1,49E-08	76,7137	-643,0575

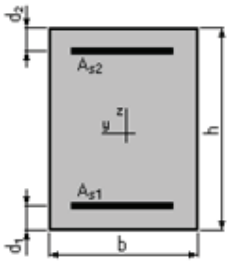
Ferraillage du chevêtre pile 01

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b = 100,0 (cm)
h = 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)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	-10209,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	A_{s1} = 0,0 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 110,8 (cm2)
Section minimum	$A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2)		
théorique	ρ = 0,57 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0,11 (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELA	**M_{max} = 0,00 (kN*m)**	**M_{min} = -10209,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité:	0,00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	y = 0,1	(cm)
Bras de levier:	Z = 195,0	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 0,00	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 0,00	(‰)
Contrainte de l'acier:		

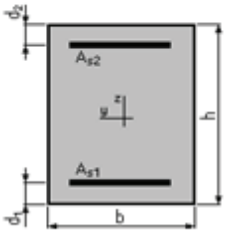
Ferraillage du fût pile 01

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 35,0 (MPa) **Acier : fe = 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 = 100,0 (cm)
d_1 = 5,0 (cm)
d_2 = 5,0 (cm)

3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	-12368,50	-3658,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique A_{s1} = 205,1 (cm2) Section théorique A_{s2} = 205,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 20,0 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 500,0 (cm2)
théorique ρ = 4,10 (%)
minimum ρ_{min} = 0,20 (%) maximum ρ_{max} = 5,00 (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELA N = -12368,50 (kN) M = -3658,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 0,1 (cm)
Bras de levier: Z = 95,0 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0,01 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 500,0 (MPa)

Tableau 10. Valeur de N.

Distance à la faille	Magnitude		
	> 8	= 7	< 6
> 15Km	1	1	1
= 10Km	1.2	1	1
< 5Km	1.5	1.3	1.1

Tableau 11. Valeur de S.

Type de sol	SI
S1, sol ferme	1
S2, sol moyen	1.4
S3, sol meuble	2.3
S4, sol très meuble	2.7

Tableau 12. Valeurs de E, G et k.

Qualité du caoutchouc IRHD +62	E(Mpa)	G(Mpa)	k
30	0.92	0.30	0.93
35	1.18	0.37	0.89
37	1.34	0.40	0.87
40	1.50	0.45	0.85
45	1.80	0.54	0.80
50	2.20	0.64	0.73
55	3.25	0.81	0.64
60	4.45	1.06	0.57
65	5.85	1.37	0.54
70	7.53	1.73	0.53

Tableau 13. Efforts dus au poids propre sous culé.

Désignation	Cas	FH(KN)	Fv(KN)	H(m)	V(m)	MR(KN.m)	Ms(KN.m)
Mur garde grève	cn	-	551.57	6.44	-	-	3552.06
	cs1	-	601.20	6.44	-	-	3871.75
	cs2	-	501.92	6.44	-	-	3232.38
Corbeau avant	cn	-	75.000	6.94	-	-	520.5
	cs1	-	81.750	6.94	-	-	567.35
	cs2	-	68.250	6.94	-	-	473.65
Corbeau arrière	cn	-	287.81	5.19	-	-	1493.75
	cs1	-	313.72	5.19	-	-	1628.18
	cs2	-	261.91	5.19	-	-	1359.31
Mur en retour	cn	-	63.820	8.77	-	-	559.75
	cs1	-	69.600	8.77	-	-	610.13
	cs2	-	58.080	8.77	-	-	509.37
Semelle	cn	-	218.75	3.50	-	-	765.63
	cs1	-	238.43	3.50	-	-	834.54
	cs2	-	199.06	3.50	-	-	696.72
Dalle de transition	cn	-	309.75	8.50	-	-	2632.87
	cs1	-	337.620	8.50	-	-	2869.83
	cs2	-	281.870	8.50	-	-	2395.91
poids des surcharges	cn	-	341.39	3.00	-	-	1027.18
	cs1	-	372.12	3.00	-	-	1116.35
	cs2	-	310.67	3.00	-	-	932.00
Poids de tablier	cn	0.00	1883.96	3.00	3.00	0.00	5651.87
	cs1	565.18	2053.51	3.00	3.00	1695.56	6160.54
	cs2	565.18	1714.40	3.00	3.00	1695.56	5143.20
Effort de freinage	cn	0.00	-	-	3.00	0.00	-
	cs1	85.50	-	-	3.00	256.5	-
	cs2	85.50	-	-	3.00	256.50	-

Poussée des terres	**cn**	0.00	-	-	2.00	950.98	2.00
	cs1	759.32	-	-	2.00	1550.70	2.00
	cs2	388.77	-	-	2.00	1722.00	2.00
Poussée des surcharges	**cn**	0.00	-	-	3.00	687.67	-
	cs1	122.93	-	-	3.00	370.01	-
	cs2	113.96	-	-	3.00	343.04	-
La somme	**cn**	1651.62	3732,05	-	-	3543.5	14706,86
	cs1	1532.93	4067,93	-	-	3845.8	16030,47
	cs2	1153.41	3396,17	-	-	3075.2	13383,24