République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK26+720 DE LA PENETRANTE AUTOROUTIERE RELIANT TIZI OUZOU A L'AUTOROUTE EST OUEST

Présenté par :

KETREB Juba

KACIMI Abdelmalek

Encadré par :

Mr. BEZIOUI

Mme. MEZOUAR

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

ملخص

يتكون هذا العمل من تصميم ودراسة جسر يبلغ طوله 300 مترًا، وهو جزء من مشروع بناء الطريق الرابط بين "تيزي وزو" و الطريق السريع شرق-غرب في جباحية لمسافة 48 كم. بدأنا عملنا ببحث حول الفرق الميكانيكي بين القوس الذي يحتوي على ثلاثة عقد و القوس المثبت ، ثم قمنا بعرض تقديمي عام للمُنشأ، و بتصميم جسرنا وتحديد أبعاده مسبقًا من خلال اقتراح ثلاثة أنواع مختلفة: جسر مع عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد مسبقة الصنع، وجسر قطعة خرسانية معززة وجسر مختلط من الخرسانة والصلب في صندوق مفتوح. جعلت مقارنة هذه المتغيرات الثلاثة على أساس معايير الاقتصاد والصيانة والجمال والتنفيذ من الممكن تحديد المتغير الأكثر فائدة: جسر الصندوق المختلط المفتوح. بعد ذلك، اقتربنا من حساب الأحمال والأحمال الزائدة وحساب القوى والضغوط الداخلية. وذلك باستخدام برنامج قائم على عناصر مكتملة كأداة للعمل. بعد ذلك، أجرينا دراسة دقيقة للقسم المركب من خلال تبرير جميع عناصر السطح، والانتقال إلى الفصل الذي يتعامل مع التجميعات. أخيرًا، قمنا بإجراء دراسة زلزالية وانتهينا من عملنا بحساب المعدات المختلفة لجسرنا.

الكلمات المفتاحية: جسر ،خرسانة مسبقة الإجهاد،خليط الصلب والخرسانة، معدات الجسر.

Résumé

Ce travail consiste à faire une conception et une étude d'un viaduc d'une longueur de 300 m, inscrit dans le projet de la réalisation de la pénétrante reliant Tizi Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de Djebahia sur 48km. Nous avons entamé notre travail par recherche bibliographique en faisant une comparaison du comportement mécanique d'un arc tré-articulé et l'arc bi-encastré, et puis une présentation générale de notre ouvrage, et on a fait la conception et le pré dimensionnement de notre pont en proposant trois variantes différentes : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, pont voussoir en béton armé et pont mixte acier-béton en caisson ouvert. La comparaison de ces trois variantes sur la base des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution a permis de dégager la variante la plus avantageuse : le pont en caisson mixte ouvert. Après ceci, nous avons abordé le calcul des charges et surcharges et le calcul des efforts internes et sollicitations. Et cela en utilisant un logiciel à base d'éléments finis comme outil de travail. Ensuite, nous avons réalisé une étude minutieuse de la section mixte en justifiant tous les éléments de tablier, et passer au chapitre qui traite les assemblages. Enfin, on fait une étude sismique et finalisé notre travail avec le calcul des différents équipements de notre pont.

Mots clés : viaduc, béton précontraint, Mixte Acier-béton, équipements de pont.

Abstract

This work consists in designing and studying a 300 m long viaduct that is a part of the project of the 48km parkway that links Tizi-Ouzou to the east-west highway at Djebahia. We began our work with research about the mechanical different betuin the three hinged arch and the fixed arch, then a general presentation of our viaduct, then we designed and pre dimensioned our bridge by proposing three different variants: bridge with prefabricated prestressed concrete beams, reinforced concrete segment bridge and composite steel bridge. concrete in open box. The comparison of these three variants on the basis of the criteria of economy, maintenance, aesthetics and execution made it possible to identify the most advantageous variant: the open mixed box bridge. After this, we approached the calculation of loads and overloads and the calculation of internal forces and stresses. And thisusing finite element software as a working tool. Then, we carried out a meticulous study of the composite section by justifying all the elements of apron, and to pass to the chapter which treats the assemblies. Finally, we made a seismic study and finalized our work with the calculation of the various equipment of our bridge.

Keywords: viaduct, prestressed concrete,mixed steel-concrete, equipment of bridge.

REMERCIMENT

Avant toute chose, nous accordons toute notre gratitude et remercîment à Allah le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mettre en ouvre ce travail.

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à nos chers encadreurs Mr BEZIOUI Slimane et Mme MEZOUAR pour leurs aides précieuses et leurs disponibilités tout le long de cette période, leurs grands intérêts qu'ils nous ont toujours manifestés, durant notre formation et la préparation de ce mémoire.

Nous présentons tout nos remercîments les plus considérables au personnel d'organisme d'accueil (ENGOA) pour l'accueil chaleureux qu'ils nous ont réservé, en particulier à Mme MECHANI, Mme AZOUAOU, Mr KADI et Mlle AMRANI.

Nos remercîments aux ingénieurs sur terrain qui ont contribué à notre projet notamment Mme SEDIK Rezika Mr et Mr BABAKHOUYA Youcef.

Nous tenons également à remercier nos enseignants notamment Mme MEZOUAR, Mr CHIKH, Mr REHMANI, Mr OUAKLI, Mr BELAOURA, Mr HADID, Mr HEMMADI, Mr AMIEUR, Mr BENOUCHEFOUN et Mr FEDGHOUCHE ainsi que tous le personnel de notre établissement ENSTP, qui ont contribué à notre formation.

A tous nos enseignants des différents niveaux de notre parcours scolaire qui ont participé au développement de notre savoir et à notre éducation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin pour la réalisation de ce projet.

DÉDICACE

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

Je dédie ce modeste et précieux travail
A celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour
Mon Bonheur et ma réussite, à ma très chère mère
A mon très chère père, école de mon enfance, qui a été mon
Ombre durant toutes les années des 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

A ceux que j'aime et je respecte :

A mes frères : Larbi et Fawzi
A mes adorables sœurs : Djamila et sa famille, Katia et Dalila

A toute la famille « KETREB »
A mes oncles et tantes en particulier ma tante Samira et sa famille
A mes cousins et cousines
Je dédie aussi ce travail de fin d'étude à tous le personnel de l'ENSTP

A mes amis, en particulier mon binôme Malik, Yanis, Imad, Salim,
Massi, Mounir, Fouad, Redouane, ...
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 quoi qu'il soit

Sans oublier tous les ami(e)s et les camarades de la promotion « 2020 ».

Juba

Je dédie ce modeste travail :

<u>À Mes très chers parents</u>

Dont leurs mérites, leurs sacrifices, leurs qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour : Les mots me manquent pour exprimer toute la reconnaissance, la fierté et le profond amour que je leur porte pour les sacrifices qu'ils ont consenti pour ma réussite, qu'ils trouvent ici le témoignage de mon attachement ma reconnaissance, gratitude et respect, que dieu leur prête bonne santé et longue vie. Tous mes sentiments de reconnaissance pour vous.

<u>À mes frères&sœurs</u>

J'espère avoir le seuil de vos espérances. Que ce travail soit l'expression de ma profonde affection Je vous remercie pour le soutien moral et l'encouragement que vous m'avez accordés .Je vous souhaite tout le bonheur que vous méritez Et un brillant avenir.

<u>À Toute la famille «kacimi»</u> <u>& «belaid»</u>

<u>A mes meilleurs ami (e) s</u>

« Amar », « raouf», « bilal», « juba», «oussama», «mehdi», «fouad», «ishak», .

A tout ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

malek

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.
f_c**28 :** Résistance à la compression à l'âge de 28 jours ;
f_t**28 :** Résistance à la traction à l'âge de 28 jours ;
ELU : Etats limites ultime ;
ELS : Etats limites de service ;
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.
$\overline{\sigma_{bc}}$ **:** Contrainte de compression admissible.
$\overline{\sigma_{bt}}$ **:** Contrainte de traction admissible.
HA: Haute adhérence.
St: Espacement des armatures.
NF: Norme française.
Xr : Centre de rigidité.
Mp : Masse des piles.
M_T **:** Masse du tablier.
F_L **:** Force sismique longitudinale.
F_T **:** Force sismique transversale.
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.
DTR : Document Technique Réglementaire.

Liste des tableaux

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHGIQUE

Tableau I.1 – La variation des moments en fonction de nombre de barres……. 08

Tableau I.2 – Comparaison des efforts internes des deux systèmes……..... 10

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III.1 – Les avantages et les inconvénients des trois conceptions……... 26

CHAPITRE IV : HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau IV.1 – Caractéristique des bétons utilisés…… 28

Tableau IV.2 – Contraintes limites des aciers passifs…….. 29

Tableau IV.3 – Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente……. 30

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V.1 – Poids propre dû aux éléments structuraux…….. 31

Tableau V.2 – Estimation du poids dû au CCP et le bilan des charges…….. 31

Tableau V.3 – Les classes de ponts route……... 32

Tableau V.4 – Les coefficients a_1……... 33

Tableau V.5 – Les efforts du système de chargements A(l)……... 34

Tableau V.6 – Valeurs de coefficient bc…… 35

Tableau V.7 – Les coefficients b_t…… 36

Tableau V.8 – Les valeurs des coefficients dynamiques δ…… 37

Tableau V.9 – Classification des ponts (RPOA 2008)(1)……... 40

Tableau V.10 – Classification des ponts (RPOA 2008)(2)……... 40

CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS ET SOLLICITATIONS

Tableau VI.1 – Différence de température positive et négative……... 48
Tableau VI.2 – Récapitulation des résultats des moments fléchissant …… 54
Tableau VI.3 – Récapitulation des résultats de l'effort tranchant…… 54
Tableau VI.4 – Récapitulation des résultats des réactions d'appui……... 54

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Tableau VII.1 – Coefficient d'équivalence n…… 56
Tableau VII.2 – Caractéristiques géométriques de la section du béton…… 57
Tableau VII.3 – Caractéristiques géométriques de la section du caisson métallique…….. 58
Tableau VII.4 – Caractéristiques géométriques de la section mixte……... 60
Tableau VII.5 – Largeur efficace de la dalle le long du pont…….. 62
Tableau VII.6 – Largeur efficace de la dalle le long du pont…….. 62
Tableau VII.7 – Ferraillage de la dalle…… 71

CHAPITRE VIII : ASSEMBLAGES

Tableau VIII.1 – Facteur de corrélation…… 88
Tableau VIII.2 – Caractéristiques de chaque classe des boulons…… 90

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

Tableau IX.1 – Hauteurs et implantation des piles.……..…… 93
Tableau IX.2 – Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison…… 98

CHAPITRE X : EQUIPEMENT DU TABLIER

Tableau X.1 – Choix du type de joint selon la valeur du souffle…..…… 106

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHGIQUE

Figure I.1 –	pont de Sidi Rached Constantine 420m. (Algérie).....	02
Figure I.2 –	Différentes parties d'un pont……	02
Figure I.3 –	Matériaux utilisés pour construire les ponts ……..……...	03
Figure I.4 –	Architecture des ponts…….....	03
Figure I.5 –	Principaux systèmes porteurs en fonctions des portées principales habituelles	04
Figure I.6 –	(a) tablier inférieur (b) tablier supérieur (c) tablier intermédiaire……	05
Figure I.7 –	(a) Arc de tympan contreventé (b) arc à cadre rigide……	05
Figure I.8 –	(a) tri-articulé, (b) bi-articulé et (c) bi-encastré…….	05
Figure I.9 –	Classification des ponts en arc par forme de nervure dans le sens transversal: (a) pont en arc à nervure parallèle, (b) à une nervure, (c) arc ouvert et (d) arc en forme de panier…….....	05
Figure I.10 –	Classification des ponts en arc par disposition de suspente: (a) suspente verticale, (b) pont en arc Nielsen, et (c) pont en arc de réseau……..	06
Figure I.11 –	Vue en 3D de l'ouvrage à étudier……..	06
Figure I.12 –	arc sous chargement uniformément répartie……..	07
Figure I.13 –	Moment de l'arc de 400 barres……..	08
Figure I.14 –	Modélisation de l'arc…….	09
Figure I.15 –	Vue 3D de la structure…….	09
Figure I.16 –	Les moments et l'effort tranchant dans l'arc bi-encastre et tri-articule d'un gradient de température de 15°……..	11

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure II.1 – Vue satellite de la Position de l'ouvrage…… 12
Figure II.2 – Tracé en plan de la voie portée…… 13
Figure II.3 – Profil en long de la voie portée…… 13
Figure II.4 – Profil en travers de la voie portée…… 14

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III.1 – Profil en long de la variante 01…… 17
Figure III.2 – Disposition des travées…… 18
Figure III.3 – schéma représente la variation de la section de poutre au cours de la longueur 19
Figure III.4 – Dimensions des sections de la poutre…… 19
Figure III.5 – coupe transversale…… 20
Figure III.6 – Coupe en élévation de la variante 02…… 21
Figure III.7 – Dimensions de la section transversale (à droite, sur piles ; à gauche, sur culées et à la clé)…… 22
Figure III.8 – Coupe en élévation de la variante 03…….. 23
Figure III.9 – Paramètres du dimensionnement d'un caisson (à gauche, à pièces de pont avec consoles ; à droite, sans pièce de pont)……... 24
Figure III.10 – Emplacement des bracons et les profilés de contreventement…… 25
Figure III.11 – Coupe transversale…….. 25

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

Figure V.1 – La largeur roulable…….. 32
Figure V.2 – Les différents cas de chargement des surcharges A(L)……... 34
Figure V.3 – Dimensions du système Bc……. 35
Figure V.4 – Système de chargement Bt…….. 35

Figure V.5 – Dimensions du système Br…….. 36
Figure V.6 – Système de chargement Mc120…….. 38
Figure V.7 – Système de chargement D240……. 38
Figure V.8 – Zonage sismique de l'Algérie……. 40

CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS ET SOLLICITATIONS

Figure VI.1 – CSI Bridge…… 42
Figure VI.2 – Choix d'unité et de Modèle……... 43
Figure VI.3 – Choix d'unité et de longueur de tablier…… 43
Figure VI.4 – Chois de Matériaux……... 44
Figure VI.5 – Choix de type…….. 44
Figure VI.6 – Définition des dimensionnements de caisson…… 45
Figure VI.7 – Modèle des pièces de pont, bracons et cadre……. 45
Figure VI.8 – Application des charges permanentes sur le Tablier du pont…… 46
Figure VI.9 – définition de la surcharge D240 et sa voie…… 47
Figure VI.10 – Voie de la charge bc sur le model…… 47
Figure VI.11 – les dispositions de la charge A(l)…… 48
Figure VI.12 – Introduction du gradient thermique…… 49
Figure VI.13 – Détermination des charges…… 49
Figure VI.14 – Détermination des Combinaisons d'actions…… 50
Figure VI.15 – Moment fléchissant sous l'effet de la température T…… 50
Figure VI.16 – Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL8+0.9T…….. 51
Figure VI.17 – Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2AL8+0.6T……... 51
Figure VI.18 – Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T……... 51
Figure VI.19 – Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2BC+0.6T…….. 52
Figure VI.20 – Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1,6AL8+0.9T……..…. 52
Figure VI.21 – Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2AL8+0.6T……..…… 52

Figure VI.22 – Réaction d'appui maximale sous la combinaison 1.35G+1.6AL8+0.9T (pile2) 53
Figure VI.23 – Réaction d'appui maximale sous la combinaison G+1.2AL8+0.6T (pile2) ….. 53

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Figure VII.1 – Section du béton……. 57
Figure VII.2 – Section du caisson métallique…… 58
Figure VII.3 – Section mixte…… 59
Figure VII.4 – Définition de la largeur efficace……. 61
Figure VII.5 – Portées équivalentes Le…….. 62
Figure VII.6 – Les différents types de raidissage…….. 66
Figure VII.7 – Les sections de calcul de moments…… 67
Figure VII.8 – Moment max en travée……... 68
Figure VII.9 – Moment max sur appui…….. 69
Figure VII.10– Moment fléchissant maximal sur pile a l'ELU M_{Ed}……. 72
Figure VII.11– Moment fléchissant maximal sur pile à l'ELU M_a……... 72
Figure VII.12– Effort tranchant maximal sur pile à l'ELU V_{Ed}…… 72
Figure VII.13– Effort tranchant maximal sur pile à l'ELU $V_{Ed,a}$…….. 76
Figure VII.14– Moment fléchissant maximal a l'ELS $M_{Ed,ser}$……... 79
Figure VII.15– Moment fléchissant maximal a l'ELS $M_{a,ser}$……. 79
Figure VII.16– Effort tranchant maximal sur pile à l'ELS $V_{Ed,ser}$……. 79
Figure VII.17– Effort tranchant maximal sur pile à l'ELS $V_{Ed,ser,a}$……... 80
Figure VII.18– Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELU M_{Ed}…….. 81
Figure VII.19– Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELU M_a…… 82
Figure VII.20– Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELS $M_{Ed,ser}$……... 82
Figure VII.21– Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELS $M_{a,\ ser}$…… 83
Figure VII.22– Principaux types de connecteurs…… 83
Figure VII.23– Diagramme de l'effort tranchant max……. 85

CHAPITRE VIII : ASSEMBLAGES

Figure VIII.1 – Soudures en bout……. 86
Figure VIII.2 – Soudures d'angle……..... 86
Figure VIII.3 – Gorge d'une soudure d'angle……... 87
Figure VIII.4 – Composants d'assemblage boulonne. …… 90
Figure VIII.5 – Intervalles des dispositifs de jonction…… 91

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

Figure IX.1 – Dimensions de la pile 2 (la plus haute)……. 94
Figure IX.2 – Spectre de réponse élastique- composante verticale.…… 96
Figure IX.3 – Spectre de réponse élastique- composante horizontale.…… 96
Figure IX.4 – Mode 01 translation longitudinale suivant l'axe X…..……. 97
Figure IX.5 – Mode 02 translations transversales suivant l'axe Y…….. 97
Figure IX.6 – Mode 03 translations verticales suivant l'axe Z..…….. 98

CHAPITRE X : EQUIPEMENT DU TABLIER

Figure X.1 – Appareils d'appuis en élastomère fretté……. 99
Figure X.2 – Définition géométrique d'un appareil d'appui…… 100
Figure X.3 – Vue en plan d'un des d'appui ……..…… 104
Figure X.4 – Joint de chaussée type Wd……. 106

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE …… 01

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHGIQUE

I.1.DEFINITIONS…… 02
I.1.1. Qu'est-ce qu'un pont ?..... 02
I.1.2. Les différents types de ponts…… 02
I.2.GENERALITES SUR LES PONTS EN ARC…… 04
I.2.1. Mode de fonctionnement mécanique……... 04
I.2.2. Classification des ponts en arc…… 05
I.3.COMPARAISON ENTRE ARC BI-ENCASTRE ET TRI-ARTICULE…… 06
I.3.1. La raison de cette comparaison…… 07
I.2.2. modélisation de la structure…… 08
I.3.3. Résultats et interprétations……... 10
I.4. CONCLUSION……... 11

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1.INTRODUTION……..... 12
II.2. PRESENTATION DU PROJET ……..... 12
II.2.1. Objectif du projet …… 12
II.2.2. Situation du projet ……... 12
II.2.3. L'obstacle à franchir…… 12
II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage……..... 12
II.3. LES DONNEES DE PROJET …… 13
II.3.1. Les données fonctionnelles ……..... 13
II.3.1.1. Tracé en plan ……..... 13
II.3.1.2. Profil en long …… 13
II.3.1.3. Profil en travers……... 13
II.3.2. Les données naturelles …… 14
II.3.2.1. Topographie …….. 14
II.3.2.2. Géotechnique …….. 14

II.3.2.3. Sismicité du site …….. 15
II.3.2.4. Température ……. 15
II.4. CONCLUSION…… 15

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1. INTRODUCTION…… 16
III.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE……..... 16
III.3. PROPOSITION DES VARIANTES…… 16
III.3.1. VARIANTE 01 : *Pont à poutres en Béton précontraint par Post-tension*……. 16
III.3.1.1. description de la variante 01……..... 16
III.3.1.2. Pré-dimensionnement des poutres…… 18
III.3.1.3. Les avantages et les inconvénients :……... 20
III.3.2. VARIANTE 02 : *Pont caisson construit par encorbellements successifs* …… 20
III.3.2.1. description de la variante 02 …….. 20
III.3.2.2. Pré-dimensionnement des éléments…… 21
III.3.2.3. Les avantages et les inconvénients……. 22
III.3.3. VARIANTE 03 : *pont mixte en caisson ouvert*…….... 23
III.3.3.1. description de la variante 03……... 23
III.3.3.2. Pré-dimensionnement des éléments…… 24
III.3.3.3. Les avantages et les inconvénients……. 26
III.4. ANALYSE MULTICRITERES…….. 26
III.5. CONCLUSION……..... 26

CHAPITRE IV : HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1. INTRODUCTION…….. 27
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL……..... 27
IV.3. CARACTERISQUES DES MATERIAUX……... 27
IV.3.1. Béton ……. 27
IV.3.1.1. Résistance en compression……. 27
IV.3.1.2. Résistance en traction …… 27
IV.3.1.3. contraintes admissibles……... 28
IV.3.1.4. Déformations longitudinale du béton …… 28
IV.3.1.5.Déformation transversale …… 28
IV.3.2. Les aciers…… 29
IV.3.2.1. Les aciers d'armatures du béton…….. 29
IV.3.2.2. Aciers pour la charpente ……..... 30
IV.4. CONCLUSION……..... 30

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION……. 31
V.2. EVALUATION DES CHARGES …… 31

V.2.1. Calcul des charges permanentes……..... 31
V.2.2. Calcul des charges complémentaires permanentes ……... 31
V.3. EVALUATION DES SURCHARGES ……... 32
V.3.1. Charges roulantes……... 33
V.3.2. Le Vent …… 39
V.3.3. Actions sismiques ……..... 39
V.3.4. Charges thermiques ……... 41
V.4. LES COMBINAISONS DE CHARGES ET SURCHARGES……..... 41

CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS ET SOLLICITATIONS

VI.1. INTRODUCTION…… 42
VI.2. MODELISATION DE TABLIER……. 42
VI.2.1. objectifs de la modélisation…….. 42
VI.2.2. Présentation de logiciel …… 42
VI.2.3. Méthodologie de modélisation…… 43
VI.2.3.1. Construction du modèle……..... 43
VI.2.3.2. définition des matériaux de construction et les sections …..…… 44
VI.2.3.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons …… 46
VI.3. RESULTATS OBTENUS ……..... 50
VI.3.1. moments fléchissant maximaux …… 50
VI.3.2. Efforts tranchants maximaux……. 52
VI.3.3. Les réactions d'appui maximales ...……... 53
VI.3.4. Tableaux récapitulatifs des résultats obtenus …… 54

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

VII.1. INTRODUCTION…… 55
VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL ……..... 55
VII.3. COEFFICIENT D'EQUIVALENCE ENTRE ACIER ET BETON …….. 55
VII.3.1. Coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme …… 55
VII.3.1. Coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme……... 56

VII.4. CLASSIFICATION DES SECTIONS ……... 56
VII.5. GEOMETRIE DE LA SECTION MIXTE ……..... 57
VII.5.1. Caractéristiques géométriques de la dalle ……...…….. 57
VII.5.2. Caractéristiques géométriques de la section métallique seule (caisson)…… 58
VII.5.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte…… 59
VII.6. LARGEURS EFFICACES…….…. 61
VII.6.1. Largeurs efficaces de la dalle……...….. 61
VII.6.2. Largeur efficace pour le traînage de cisaillement aux ELS et ELU de fatigue de la tôle de fond…… 62
VII.7. CALCUL DU RETRAIT (selon l'EUROCODE 2)…..…… 63
VII.8. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE…… 63
VII.8.1. Flambement…….. 63
VII.8.2. Déversement…… 64
VII.8.3. Voilement d'une âme de poutre d'entretoise…… 66
VII.9. EXIGENCES CONCERNANT LES RAIDISSEURS LONGITUDINAUX…… 66
VII.10. ETUDE DE LA DALLE…….. 67
VII.10.1. Introduction…… 67
VII.10.2. Présentation de la dalle ……. 67
VII.10.3. Ferraillage de la dalle…… 67
VII.11. JUSTIFICATION DE LA SECTION SUR LA PILE P2 A L'ELU…… 71
VII.11.1. Caractéristiques de la section……. 71
VII.11.2. Sollicitations…….. 72
VII.11.3. Aire efficace de la membrure inferieure …… 73
VII.11.3.1. Voilement des sous-panneaux élémentaires…….. 73
VII.11.3.2. Voilement d'ensemble de la plaque raidie…… 73
VII.11.4. Aire efficace de l'âme…… 75
VII.11.5. Caractéristiques efficaces de la section……. 75
VII.11.6. Justification de la section sous moment fléchissant…… 75
VII.11.7. Justification de la section sous l'effort tranchant…….. 76
VII.11.7.1. Cisaillement dans l'âme du caisson……. 76
VII.11.7.2. Cisaillement dans la tôle de fond de caisson…… 76
VII.11.8. Interaction moment-effort tranchant…… 78
VII.11.8.1. Interaction M-V dans les âmes du caisson…… 78

VII.10.8.2. Interaction M-V dans la tôle de fond de caisson…….. 78
VII.12. JUSTIFICATION DE LA SECTION SUR LA PILE P2 A L'ELS…… 78
VII.13. JUSTIFICATION DE LA SECTION A MI-TRAVEE P1-P2…… 81
VII.13.1. Caractéristiques de la section efficace (b_{eff}= b_{brute})…… 81
VII.13.2. Justification de la section sous moment fléchissant a l'ELU…… 81
VII.13.3. Justification de la section sous moment fléchissant a l'ELS……. 82
VII.14. CALCUL DES CONNECTEURS…… 83
VII.14.1. Résistance ultime des goujons…… 84
VII.14.2. Calcul de la connexion…… 84
VII.15. CONCLUSION……. 85

CHAPITRE VIII : ASSEMBLAGES

VIII.1. INTRODUCTION…….. 86
VIII.2. MODES D'ASSEMBLAGES……. 86
VIII.3. ASSEMBLAGES PAR SOUDURES …… 86
VIII.3.1. Types de soudures ……..…….. 86
VIII.3.2. Calcul des soudures ……..... 87
VIII.3.2.1. Cordons entre âme et tôle de fond ……... 88
VIII.3.2.2. Cordons entre console et caisson……. 89
VIII.4. ASSEMBLAGES PAR BOULONS …….. 90
VIII.4.1. Types de boulons …… 90
VIII.4.2. Catégories d'assemblages boulonnes ……... 90
VIII.4.3. Classes de boulons ……... 90
VIII.4.4. Calcul d'assemblages profiles de contreventement/pièce de pont……... 90
VIII.4.5. Calcul de l'assemblage bracon/console…… 92

CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE

IX.1. INTRODUCTION…….. 93
IX.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE…….. 93
IX.3. METHODE DE CALCUL …… 93
IX.3.1. Conception de la pile…….. 93
IX.3.2. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008……..... 94

IX.4. COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE……..…… 95
IX.5. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES ……..... 95
IX.5.1. Composante verticale …… 95
IX.5.2. Composante horizontale…… 96
IX.6. ANALYSE MODALE……... 97
IX.7. LES REACTIONS D'APPUI……. 98
IX.8. CONCLUSION…….…….. 98

CHAPITRE X : EQUIPEMENT DU TABLIER

X.1. INTRODUCTION……... 99
X.2. APPAREIL D'APPUI…….. 99
X.2.1. Choix de type d'appareil d'appui…….. 99
X.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis …….. 100
X.2.3. Dimensionnement de l'appareil d'appui……... 101
X.3. DES D'APPUIS……. 104
X.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis…… 104
X.3.2. Ferraillage des dés d'appuis ……..... 104
X.4. JOINT DE CHAUSSEE…….. 105
X.4.1. Dimensionnement…… 105
X.4.2. Type de joint……. 106
X.5. CONCLUSION…… 106

CONCLUSION GENERALE …… 107

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude est choisi pour effectuer la conception et l'étude d'un pont en caisson ouvert mixte acier-béton sur la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'autoroute Est-Ouest, ce projet va passer par plusieurs étapes ou phases.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, on va proposer de différentes variantes, le choix de la meilleure variante se fera après le pré-dimensionnement et l'analyse multicritère qualitative, la variante retenue, sera étudier à partir du tablier jusqu'aux fondations. Le tablier est constitué d'un hourdis et d'éléments porteurs qui différent d'un pont à un autre. Ces éléments vont être étudié et dimensionner, selon des règlements bien précis (BAEL, , SETRA...), pour supporter les charges permanentes et d'exploitations créant essentiellement des sollicitations en moments fléchissant et efforts tranchants, dont la modélisation de tablier se fait par un logiciel de calcul, basée sur la méthode des éléments finies, peut les déterminer d'une manière plus exacte et précise.

Enfin, on fait une étude sismique pour le dimensionnement des équipements du tablier nécessaire pour le bon fonctionnement de l'ouvrage en tenant compte des actions dynamiques (séisme).

Pour cela, il nous a fallu trois mois de formation, de boulot et d'effort en espérant que le travail sera à la hauteur.

Chapitre I. Recherche bibliographique : Comparaison entre arc bi-encastre et tri-articule

I.1. DEFINITIONS

I.1.1. Qu'est-ce qu'un pont ?

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).



Figure I.1. Pont de Sidi Rached Constantine 420m. (Algérie).

I.1.2. Les différents types de ponts

Les ponts sont des ouvrages de liaison permettant de franchir des obstacles. Ils se composent d'un tablier reliant les piles et permettant le transit des charges sur celles-ci, de piles (éléments verticaux) qui amènent les charges au sol et de fondations. D'autres éléments viennent prendre place pour améliorer les caractéristiques de ces ouvrages comme des appareils d'appuis, des culées et des corniches. Pour certains types de ponts, des câbles, haubans ou arcs interviennent dans la transmission des charges.

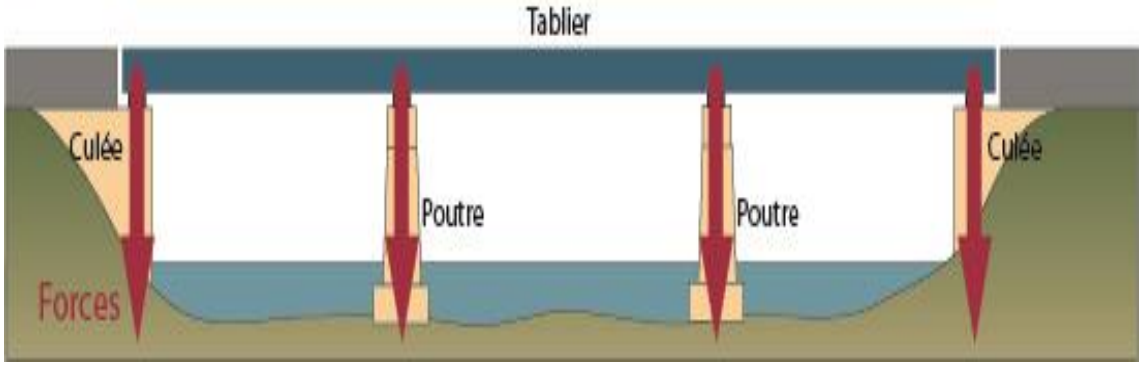
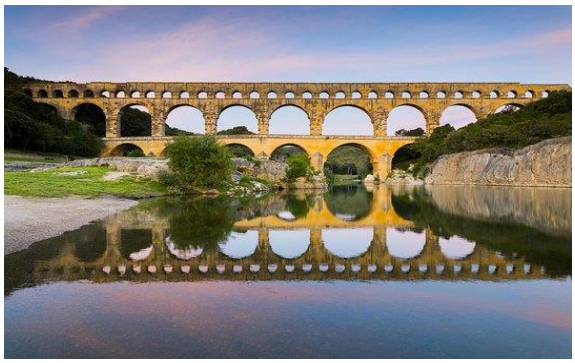


Figure I.2. Différentes parties d'un pont.

En fonction des époques, des lieux et des besoins, les ponts ont été construits avec différents matériaux (figure 1.3) et suivant différentes architectures (figure 1.4).



(a) Bois, Kappelbrücke à Lucerne (Suisse)



(b) Pierre, Pont du Gard(France)



(c) Acier, viaduc de Garabit (France)



(d) Matériaux composites viaduc sur la Sinn (Allemagne)

Figure I.3. Matériaux utilisés pour construire les ponts.



(a) Pont en arc, Rainbow bridge (Canada)



(b) Pont à dalle, à poutres, à caisson, (France)



(c) Pont à hauban, viaduc de Millau (France)



(d) Pont suspendu, pont Bretagne-Anjou (France)

Figure I.4. Architecture des ponts.

En fonction des architectures, les charges suivent différents trajets pour atteindre le sol : par l'arche dans les ponts à arcs, ou transmises aux piles par des éléments porteurs pour les autres types de pont. Ces éléments porteurs peuvent être constitués de dalles, poutres ou caissons, de suspentes et câbles porteurs pour les ponts suspendus, ou encore de haubans. Le choix dépend du lieu d'implantation donc de la nature du sol et de la portée nécessaire. La (figure 1.5) répertorie les types de ponts en fonction des portées pour lesquelles ils sont habituellement utilisés :

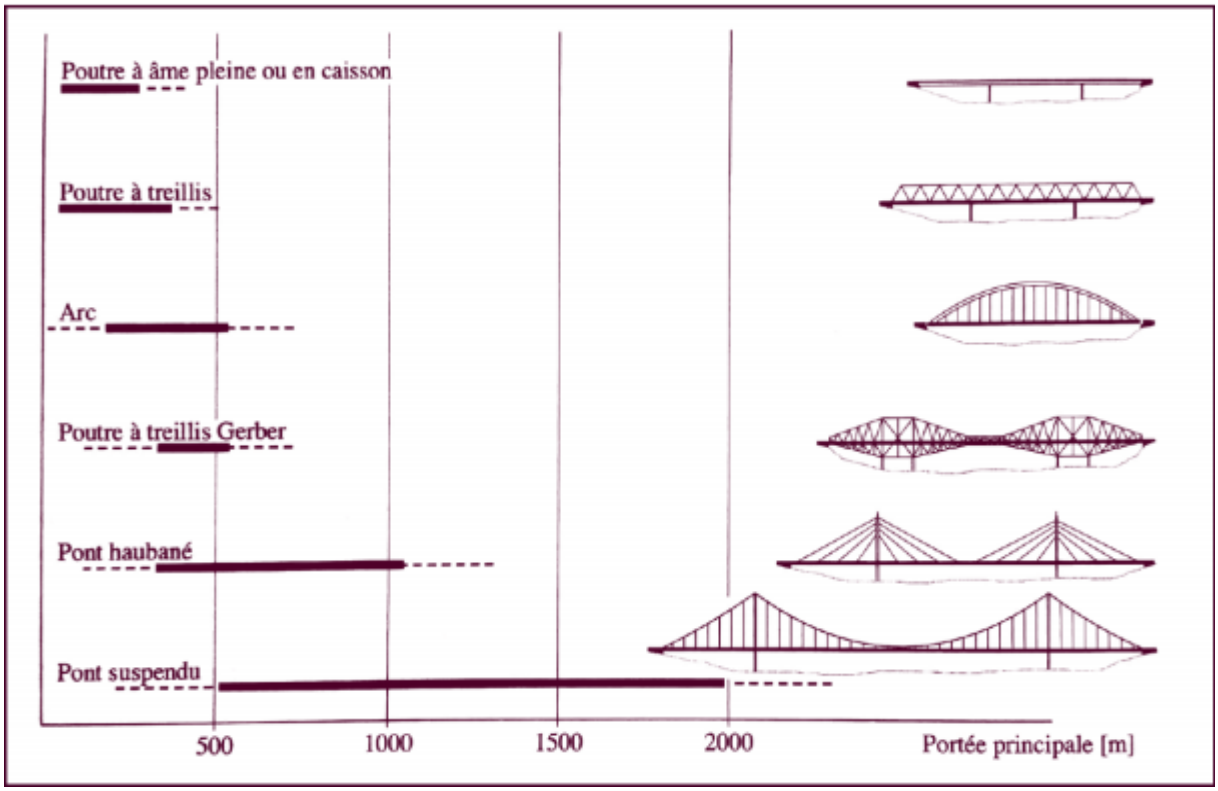


Figure I.5. Principaux systèmes porteurs en fonctions des portées principales habituelles.

I.2. GENERALITES SUR LES PONTS EN ARC

I.2.1. Mode de fonctionnement mécanique

Ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la **poussée**. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance et à la clé.

I.2.2. Classification des ponts en arc

On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc. Les **ponts à béquilles** (verticales ou obliques) et les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs. Il en va de même des portiques ouverts qui sont des ponts à « béquilles verticales ».

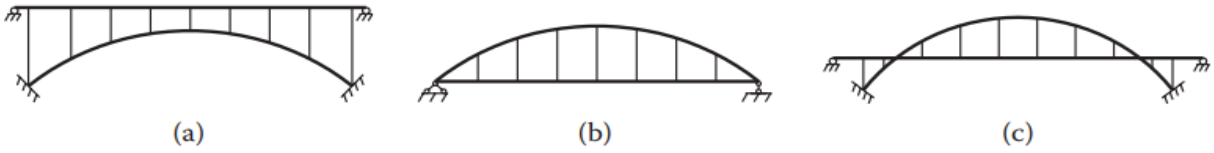


Figure I.6. (a) tablier inférieur, (b) tablier supérieur et (c) tablier intermédiaire.

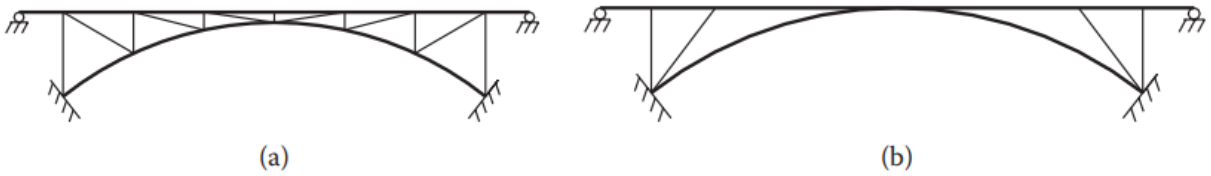


Figure I.7. (a) Arc de tympan contreventé (b) arc à cadre rigide.

Classification suivant le système d'articulation qu'ils sont sans articulation, à deux articulations ou à trois articulations. De plus, les arcs de chacun de ces systèmes affectent des formes variées.

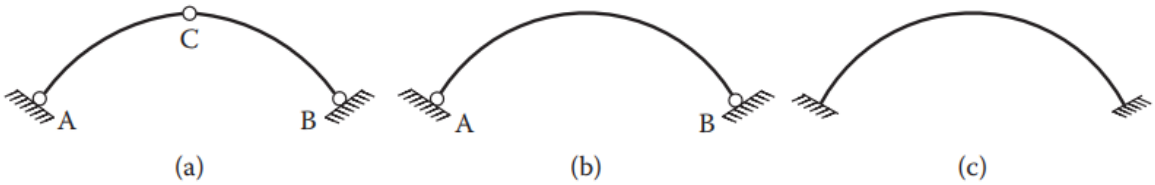


Figure I.8. (a) tri-articulé, (b) bi-articulé et (c) bi-encastré.

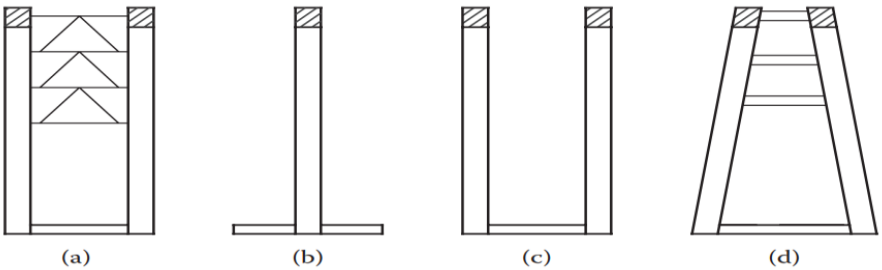


Figure I.9. Classification des ponts en arc par forme de nervure dans le sens transversal:
(a) pont en arc à nervure parallèle, (b) à une nervure, (c) arc ouvert et (d) arc en forme de panier.

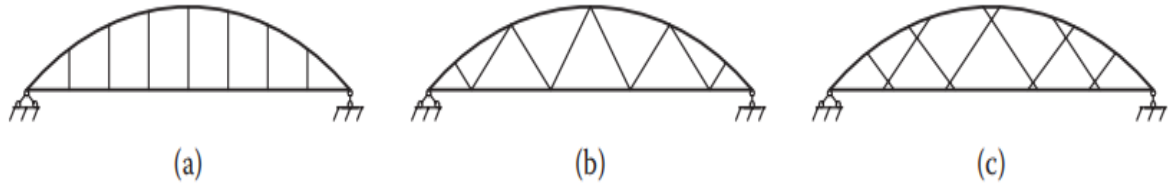


Figure I.10. Classification des ponts en arc par disposition de suspente:
(a) suspente verticale (b) pont en arc Nielsen, et (c) pont en arc de réseau.

I.3. COMPARAISON ENTRE ARC BI-ENCASTRE ET TRI-ARTICULE

Nous allons faire cette comparaison sur un ouvrage qui a été réalisé à Cheraga wilaya d'Alger en 2011, permettant le franchissement du croisement entre la RN41 et la CW 05.

Le projet est une construction en acier avec dalle de 80m en béton armé. L'élément porteur principal de cette construction est un arc parabolique ancré à la base, de longueur de 46m et d'une flèche de 9.2m.

La structure du tablier prévoit un caisson multi cellulaire central en acier et des entretoises à une distance régulière auxquelles sont attachées en porte à faux des poutres en I à hauteur variable sur lesquelles sont appuyées les dalles.

Le caisson est suspendu à l'arc au moyen de tirants disposés en groupes de deux en correspondance des entretoises.[1]

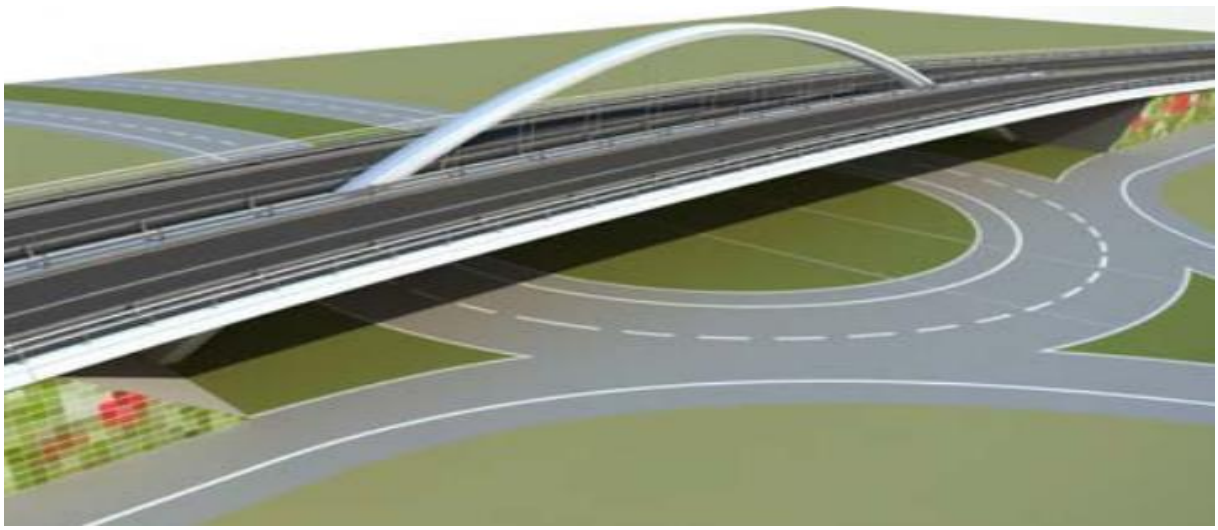


Figure I.11. Vue en 3D de l'ouvrage à étudier.

I.3.1. La raison de cette comparaison

La plupart des ponts arc réalisés dans le monde les dernières années sont tri-articulé contrairement en Algérie.

Les ponts arc bi-encastré ont beaucoup de problèmes qu'en ne trouve pas dans le cas tri-articulé, l'un de ses problèmes c'est la difficulté de réaliser le contact complet sur les surfaces d'appui, et il y a toujours une grande incertitude dans la répartition des efforts sur les appuis; la moindre déformation reporte tout l'effort sur l'une des extrémités de la surface de contact, en plus de ça, il est déconseillé lorsque la variation de température est trop forte.

Le grand avantage des articulations c'est l'élimination des moments dans le point de l'articulation ce qui donne un système isostatique, on choisit habituellement comme inconnues les composantes verticale RA et horizontale HA de la réaction.

Pour un chargement q uniformément répartie on trouve

$$R_A = R_B = \frac{ql}{2}$$

$$H_A = -H_B = \frac{ql^2}{8f}$$

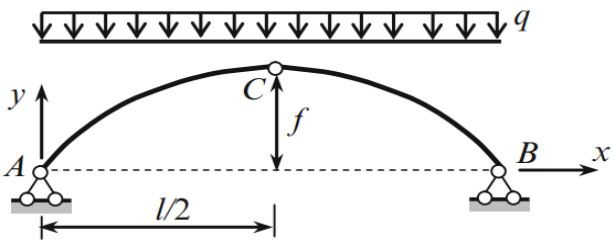


Figure I.12. Arc sous chargement uniformément répartie.

En un point G(x, y) de la fibre moyenne, les expressions de moment M est :

$$M = q\frac{X}{2}(l - x) - \frac{ql^2}{8f}y$$

Si on pose $M = 0$, on va trouver :

$$y = 4\frac{f}{l^2}x(l - x)$$

Et c'est l'équation d'une parabole

En un point $G(x, y)$ de la fibre moyenne, l'expression de l'effort tranchant T est:

$$T(x) = \frac{d}{dx}M(x) = 0$$

Donc pour un système tri-articulé d'une équation parabolique et un chargement uniformément répartie, le moment et l'effort tranchant dans n'importe quel point de l'arc est nul. [2]

I.3.2. modélisation de la structure

Modéliser une structure consiste à l'idéaliser en un système d'éléments appropriés qui permettent d'analyser le comportement avec une précision suffisante et un volume de calcul raisonnable.

Le logiciel utiliser pour cette modélisation c'est SAP2000, il utilise la méthode d'analyse par éléments finis donc il va comprendre l'arc comme une succession de droites modélisées en élément « Barre », chaque barre représente un caisson.

Pour une modélisation juste de l'arc il faut choisir un maximum de nombre de barre pour des résultats proche de la réalité, pour cela on va modéliser un arc de 46m sous un chargement uniformément répartie de 500 KN et on fait varier le nombre barre.

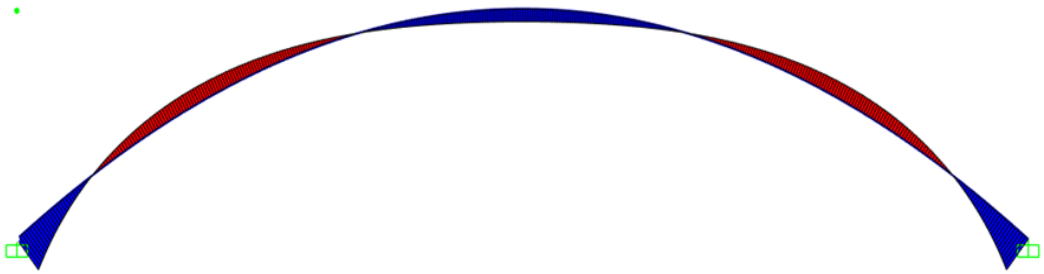


Figure I.13. Moment de l'arc bi-encastre de 400 barres.

Tableau I.1. La variation des moments en fonction de nombre de barres.

Nombre de barre	20	40	80	150	200	300	400
M à clé (KN.m)	814.84	643.16	600.24	590.01	588.23	586.95	586.36
M aux appuis (KN.m)	1671.70	1497.56	1454.01	1443.62	1441.81	1440.52	1440.07

On voit que la différence entre les résultats se stabilise à partir de 300 barres, donc on va prendre pour la modélisation de toute la structure un arc divisé en 400 barres assemblés les uns contre les autres

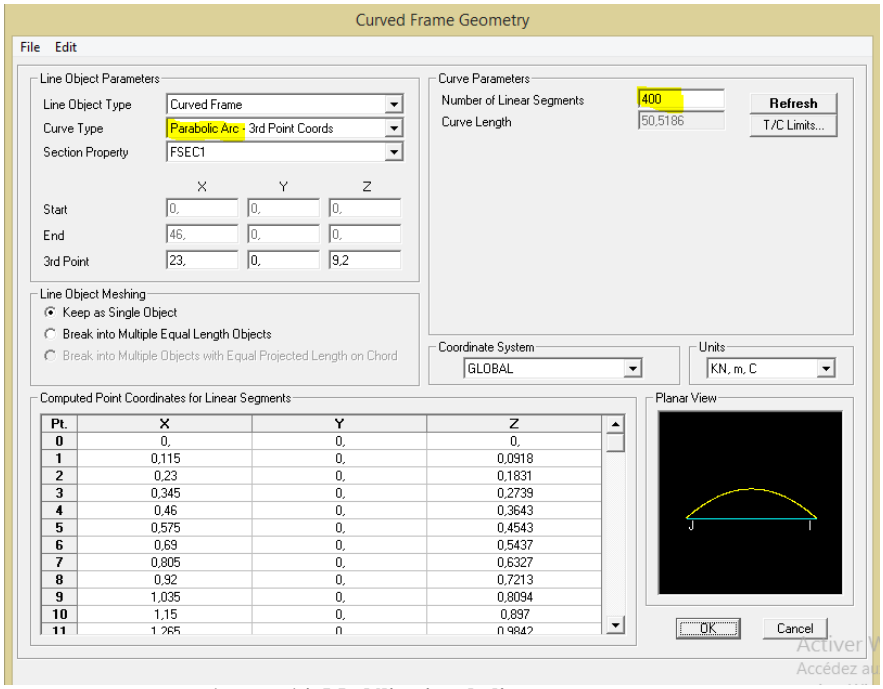


Figure I.14. Modélisation de l'arc.

❖ Les étapes de modélisation

1. La déclaration des lignes de constructions.
2. Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton).
3. Définition et affectation des différentes sections.
4. Définition et affectation des différentes charges et surcharges.
5. Définition des différentes combinaisons de charges.
6. Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
7. Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
8. L'exploitation des résultats obtenus.

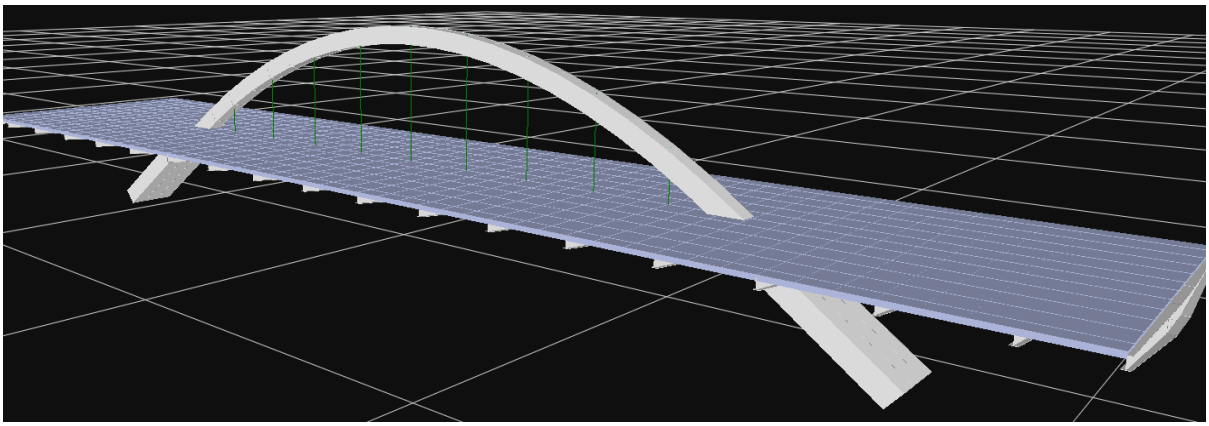


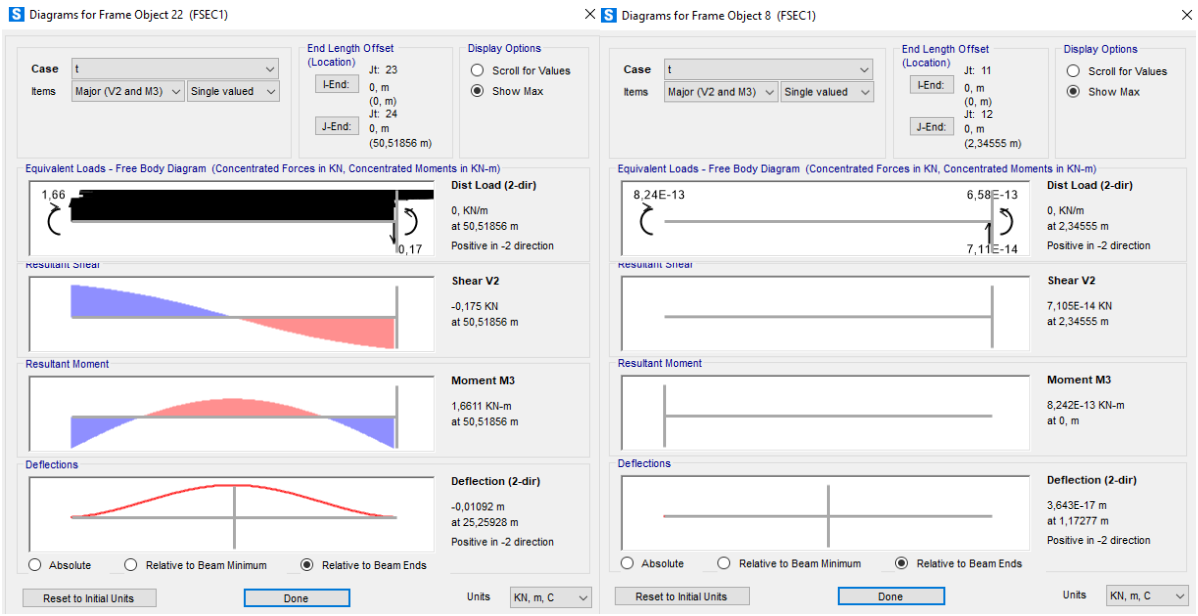
Figure I.15. Vue 3D de la structure.

I.3.3. Résultats et interprétations

Tableau I.2. Comparaison des efforts internes des deux systèmes.

	sans articulations	trois articulations
Combinaison	Effort interne(KN.m)	Effort interne(KN.m)
1.35G + 1.35D240 + 0.9T	Mmax =1394.93	Mmax =1247.52
	Nmax =-9791.78	Nmax =-1017.67
1.35G+1.5 (BC 2VOIS +ST) +0.9T	Mmax =1603.16	Mmax =1421.13
	Nmax =-10611.88	Nmax =-10631.89
1.35G+1.5 (BT 2VOIS +ST) +0.9T	Mmax =1640.43	Mmax =1363.43
	Nmax =-9824.79	Nmax =-9834.61
1.35G+1.5 (BC 4VOIS +2ST) +0.9T	Mmax =2117.28	Mmax =2062.18
	Nmax =-12518.96	Nmax =-12590.07
1.35G+1.5 (BT 4VOIS +2ST) +0.9T	Mmax =2191.71	Mmax =2092.64
	Nmax =-10944.96	Nmax =-10995.63

- ✓ Lorsque des articulations sont ajoutées aux arcs, les moments de flexion ont tendance à diminuer.
- ✓ Les articulations sont généralement rendre la structure plus flexible.
- ✓ Les variations de température dans le système bi-encastré développent des efforts très considérables.
- ✓ Dans les ponts tri-articulé les changements de température et les variations de longueur de la corde auxquelles pourrait donner lieu un mouvement de l'arc n'engendrent aucun effort supplémentaire dans la construction.



FigureI.16. Les moment et l'effort tranchant dans l'arc bi-encastre et tri-articule d'un gradient de température de 15°.

I.4. CONCLUSION

Nous pensons qu'il est toujours préférable de faire reposer les arcs sur des articulations ; on est plus sûr de la répartition des efforts en plus la diminution des moments peut nous faire économiser les matériaux.

A travers ce travail, que nous avons entamé par une étude bibliographique assez détaillée, nous avons compris que la forme des ponts arcs avec les articulations n'était pas le fruit du hasard mais qu'elle réponde à des contraintes précises.

Les ponts arcs sont toujours à l'ordre du jour, mais les progrès techniques et la découverte de nouveaux matériaux pourraient donner naissance à de nouveaux types de ponts, et de nouveaux types de structures, offrant des réponses plus efficaces et moins coûteuses aux contraintes subies par les ponts.

Chapitre II: Presentation de l’ouvrage

II.1.INTRODUTION

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque tous les données relatives au franchissement sont réunies, afin de permettre au concepteur de choisir la conception la mieux adaptée et pour cela on présente dans ce chapitre les données principales de notre ouvrage.

II.2. PRESENTATION DU PROJET

II.2.1. Objectif du projet

Le projet, objet de notre mémoire de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière reliant la wilaya de TIZI OUZOU à l'autoroute Est Ouest au niveau de DJEBAHIA sur 48 km. Ce dernier permet de franchir le relief difficile de cette région et donner une conformité du tracé routier.

II.2.2. Situation du projet

L'ouvrage est le viaduc numéro 16 de la pénétrante, se situe dans la région de DRAA EL MIZAN (Wilaya de TIZI OUZOU) au PK 26 + 718 jusqu'au PK 27+038du projet.

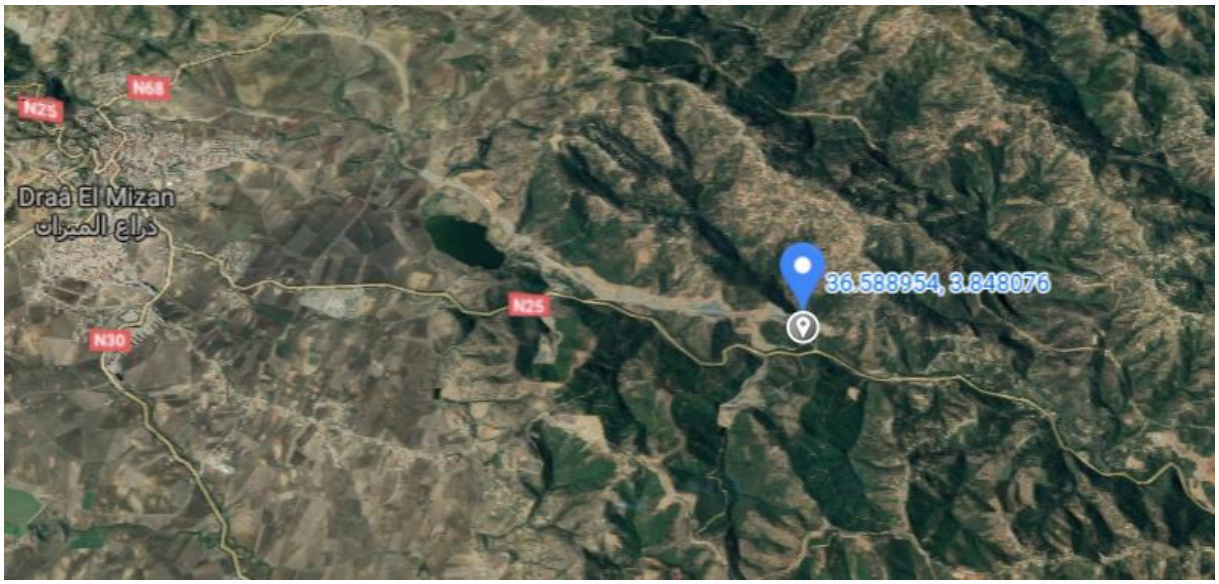


Figure II.1. Vue satellite de la Position de l'ouvrage.

II.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente un talweg.

II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

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

- **Viaduc sens TIZI OUZOU vers BOUIRA :**
  - Longueur : 320 m du PK 26+718 au PK 27 +038 ;
  - Largeur du tablier : 13,00 m ;
  - La pente : 1,2 %.
- **Viaduc sens BOUIRA vers TIZI OUZOU :**
  - Longueur : 288 m du PK 26+718 au PK 27 + 006 ;
  - Largeur minimale du tablier : 13,00 m ;

- La pente : 1,2 %.

II.3. LES DONNEES DE PROJET

II.3.1. Les données fonctionnelles

Elles sont fixées par le maitre de l'ouvrage.
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 qui sont : le gabarit et les ouvertures.

II.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est courbé avec un rayon R= 1100 m, de longueur totale de 300 m.

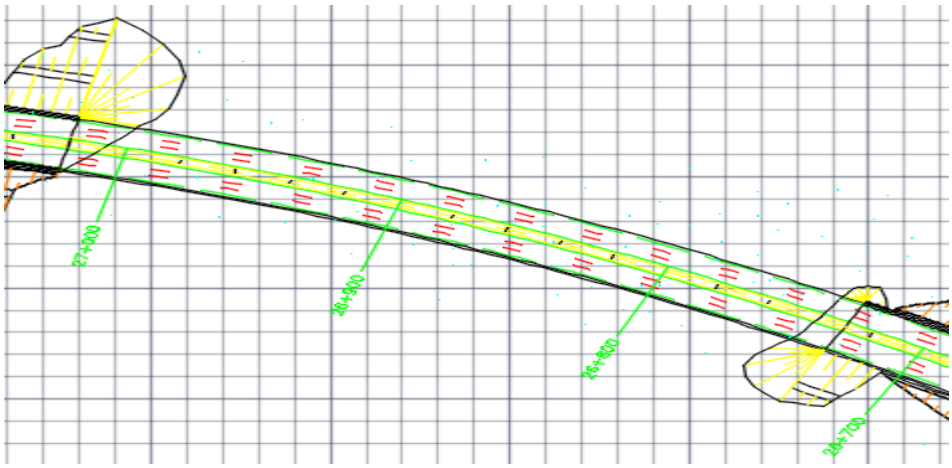


Figure II.2. Tracé en plan de la voie portée.

II.3.1.2. Profil en long

- Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une faible pente de 1,2 %.

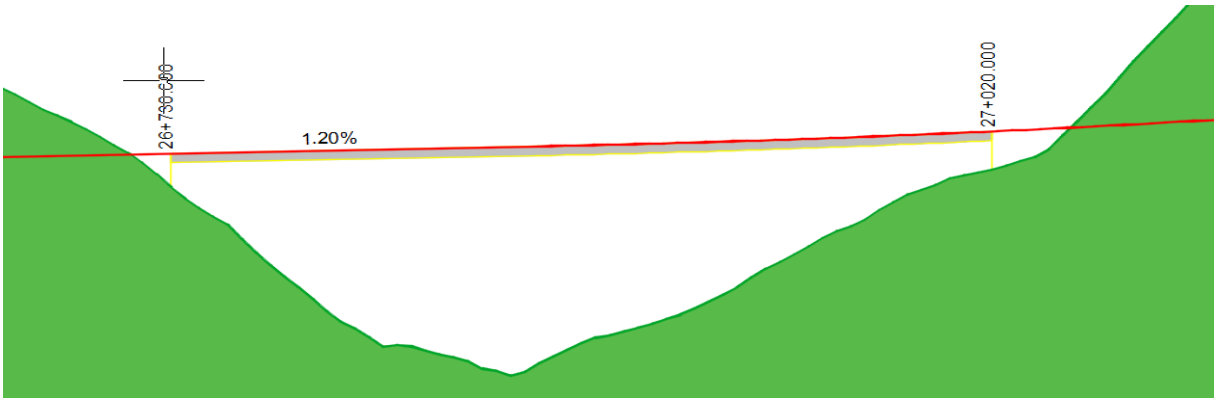


Figure II.3. Profil en long de la voie portée.

II.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière modèle BN4 16T : **2 × 0,65m** par sens.
- Chaussée 3 voies: **10,50 m** par sens.
- Bonde séparative : **2 × 1,35m.**

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de **28,7 m**, soit **13,00m** par sens.

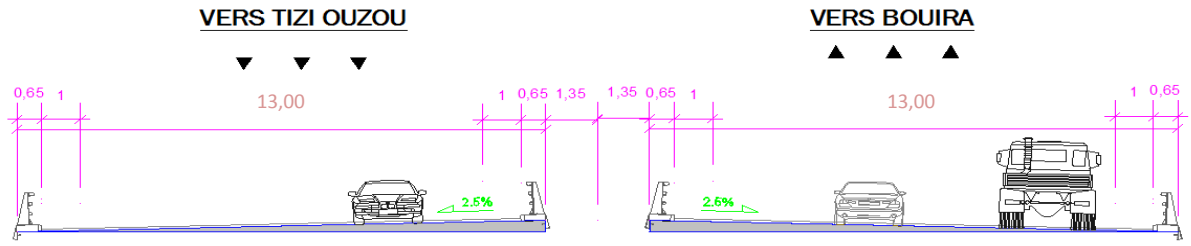


Figure II.4. Profil en travers de la voie portée.

II.3.2. Les données naturelles

II.3.2.1. Topographie

Notre projet est implanté dans une zone montagneuse, le terrain est accidenté et difficilement accessible.

II.3.2.2. Géotechnique

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

- **Essais in situ**

Sur le site, SARL HOLES SEVEN a procédé à la réalisation des reconnaissances in situ,pour l'étude de la fondation de ce viaduc. Cela consisteà la réalisation de onze (11) sondages carottés avec la réalisation de pressiomètres Ménard et des essais de pénétrations standards (SPT) dedans de chacun d'eux.

NB : Les résultats des sondages carottés sont rapporté dans l'annexe A.

- **Essais de laboratoire**

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γ_d et humide (t/m3).
- limites d'élasticité et de plasticité de Casagrande.
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

- **Recommandations pour les types de fondation**

Selon ces données de sondage, une unité de colluvion + de terre d'une épaisseur variant entre 5-6 m existe sur le site du viaduc entre PK 26+695 et PK27+040. Ces unités présentent une caractéristique d'unité d'argile sablonneux et argileux, généralement très solide, à plasticité faible/moyenne, de couleur marron,jaunatre/marron, ou d'argile sablonneux, comportant des morceaux de grès. Sous ces unités, est située une unité de Pmd-1, rochers métaclastiques, très/moyennement décomposés, a résistance faible/très faible, decouleur gris/gris verdâtre d'une épaisseur maximale de 15 m et ensuite une unité de Pmd-2,

moyennement décomposé, a résistance faible, de couleur gris/gris verdâtre, d'une épaisseur dépassant les 20 m. Lesunités rocheuses nommées Pmd-1 et Pmd-2 sont intersectées par la zone de faille au PK 26+740.
La zonede faille est observée entre 20.0-25.0 m dans le sondage SCP-V16-P1(6).

Etant donné que des problèmes de capacité portante et de tassement sous les grandes chargesprovenant de la structure du viaduc du fait des caractéristiques géotechniques de ces unités auront lieu, il est décidé de reposer le viaduc sur des fondations a pieux forés.

II.3.2.3. Sismicité du site

La sismicité de la zone de projet a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008).

Les ouvrages d'art de la pénétrante sont classés dans l'un des trois groupes définis ci-après :

Groupe 1 : Ponts stratégiques.
Groupe 2 : Ponts importants.
Groupe 3 : Ponts d'importance moyenne.

Selon la norme citée **les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes**, routes express et voies à grande circulation **sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2**.

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : Négligeable
- Zone I : Faible
- Zone IIa : Moyenne
- Zone IIb : Élevée
- Zone III : Très élevée

Groupe depont	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

La carte de zonage sismique révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et, par conséquent, le coefficient d'accélération à prendre en compte est A = 0,25.

Avec $\begin{cases} kh = A\ (\%g) = \text{forces horizontales} = 0{,}10\ g \\ kv = \pm\ 0{,}3\ kh = \text{forces verticales} = 0{,}03 \end{cases}$

II.3.2.4. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 40 °C.

II.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons cité les caractéristiques de notre ouvrage en présentant toutes les données nécessaires pour une conception adéquate c'est-à-dire, les données naturelles et fonctionnelles propres à notre ouvrage ainsi que l'obstacle franchit et sa situation géographique. Ces informations sont indispensables pour démarrer la conception et l'étude de ce viaduc.

Chapitre III : Conception et pré-dimensionnement

III.1. INTRODUCTION

La construction de l'ouvrage est intimement liée aux caractéristiques du tracé routier dans lequel s'inscrit l'ouvrage, ce qui nécessite une bonne coordination entre les projeteurs du tracé et les projeteurs des ouvrages dès le premier stade des études d'avant-projet.

L'objectif de la conception est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté, en prenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles et des exigences esthétiques et de durabilité.

Apres le recueil des données relatives à l'ouvrage et au site, il faut définir les solutions qui apparaissent les meilleurs, et retenir en fin, une seule qui répond le mieux aux exigences imposées. Cette solution va être étudiée en détail par la suite.

III.2. CRITERE DE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE

Le choix de type d'ouvrage résulte d'une analyse de plusieurs critères. On cite principalement.

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers) ;
- La nature de l'obstacle franchi (oued, route) ;
- Les positions possibles des appuis ;
- L'ouverture de l'ouvrage (portée modeste, grande ou très grande) ;
- Le gabarit à respecter (passage sur une autoroute, un chemin de wilaya, une voie ferroviaire, …).

Apres l'analyse des critères, nous avons réduit le champ de sélection en premier lieu à la proposition des trois variantes parmi les ouvrages les plus couramment employée.

III.3. PROPOSITION DES VARIANTES

Les trois variantes qu'on a proposées sont :

III.3.1. VARIANTE 01 : *Pont à poutres en Béton précontraint par Post-tension*

Ce type d'ouvrage est largement utilisé pour des portées comprises entre 30m et 50m, en Algérie, les plus communément utilisées sont les poutres de 33,4 m et 35 m qui ont fait leurs preuves.

On adopte L= 33,4 m

III.3.1.1.descriptiondelavariante01 :

Cette variante comporte neuf (9) travées de longueur égales L=33.4 m où le tablier est Constitué de poutres précontraintes par post tension de hauteur constante, et une dalle supérieure coulée en place et en béton armé d'épaisseur égale à 20cm.

- le viaduc à droite (Tizi-Ouzou vers Bouira) : Du PK 26+720 au PK 27+020.6

- le viaduc à gauche (Bouira vers Tizi-Ouzou) : Du PK26+720 au PK27+020.6

-La longueur totale de l'ouvrage : 301.5 m

-La largeur du pont : 13,00 m (un sens)

-Le nombre de poutres

Le nombre des poutres N est déterminé par le rapport entre le largueur chargeable de tablier et entraxe en tenant compte de position de poutre rive : $\boldsymbol{N = \frac{l}{E} + 1}$

Avec **l** : largeur de la dalle - le débord – distance assurant l'éloignement de l'axe de la poutre du rive a la rigole: 13.0– 0,55×2-0,5= **11,40 m**.

E : L'entraxe des poutres fixé à **1.74 m**.

On adopte : **N = 8 poutres**.

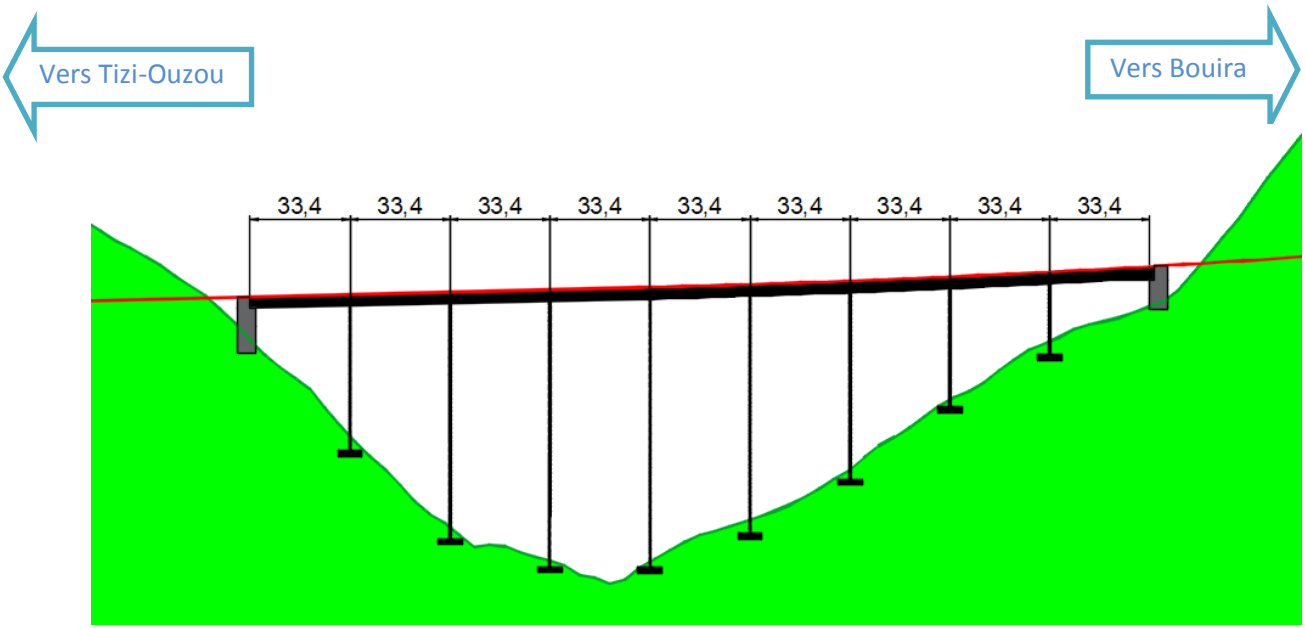


Figure III.1. Profil en long de la variante 01.

Vu que le tracé en plan est courbe, les poutres seront placées suivant une ligne polygonale dont chaque travée forme un côté. La courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord du hourdis en encorbellements des poutres de rive. Le rayon de courbure est limité inférieurement par la flèche maximale admissible du débord variable (R>15L), et $\boldsymbol{f = \frac{L^2}{8R}}$

On a R= 1100 m, donc $f = \frac{33.4^2}{8\times1100} = 0.126$ m ⟹ **f=12.6 cm**

Les lignes d'appuis adjacents ne sont pas parallèles, et font un angle α=L/R.

⟹ $A = tg^{-1}\frac{33.4}{1100} = 1.74°$

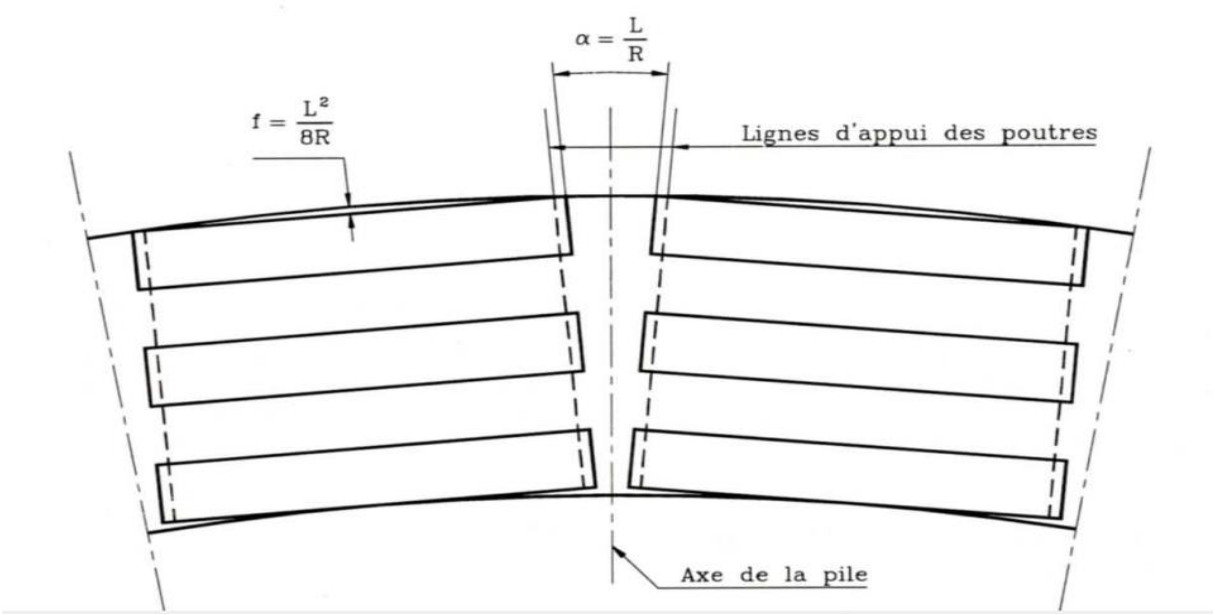


Figure III.2. Disposition des travées.

III.3.1.2.Prédimensionnementdespoutres :

-<u>L'élancement</u>

Il dépend de la portée :

L/22<h< L/17

=>On prend h=1.75 m (la poutre seule).

-<u>La table de compression</u>

La largeur b :

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre :

0.6h< b < 0.9h => on prend **b= 1.10 m**

L'épaisseur e_{tb} :

Elle doit satisfaire la condition de bonne mise en place des armatures passives :

10 cm <e_{tb}<15 cm => on prend e_{tb}**=15cm**

-<u>Le talon</u>

La largeur l_t:

40 cm <l_t<80 cm on prend l_t **=55 cm**

L'épaisseure_t :

On prend e_t=**25cm** (plus praticable)

-L'épaisseur de l'âme

- **En zone médiane**, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif en respectant les règles des dispositions constructives : On prend e_a=**25cm**

- **En voisinage d'appui**, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant ce qui conduit à un épaississement d'âme : On prend e_a=**40 cm.**

- **Sur appui**, en plus d'effort tranchant important, l'ancrage des câbles de précontrainte impose d'épaissir l'âme pour des raisons liées à la diffusion de la précontraintes et pour permettre de loger les plaques d'encrages : On prend e_a=**55cm**

-Gousset

La jonction de l'âme et de la table de compression et assure par un gousset supérieure qui facilite l'exécution ses dimension :

En zone médian : 15 X 15 cm.

En voisinage d'appui : 09 X 09 cm

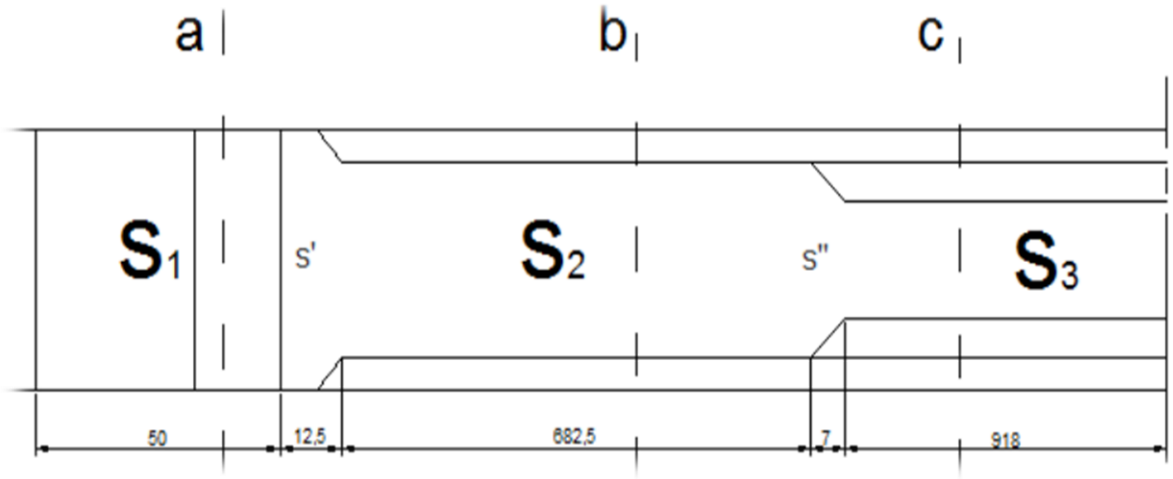


Figure III.3.Schéma représente la variation de la section de poutre au cours de la longueur.

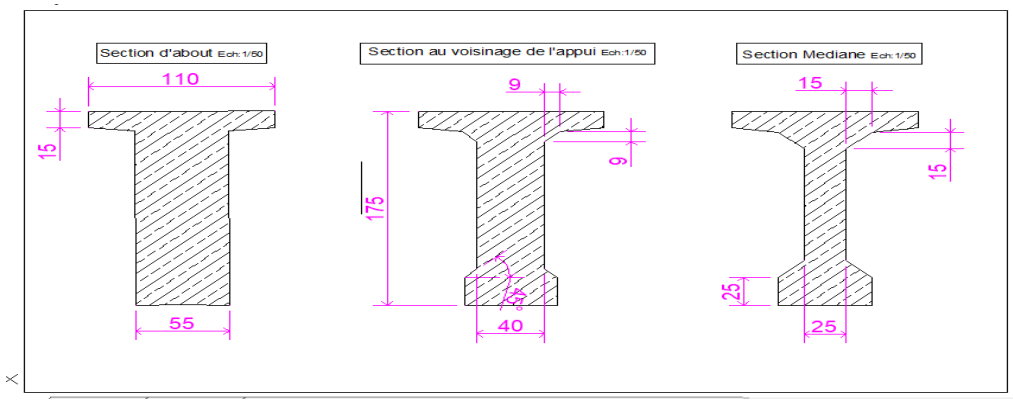


Figure III.4. Dimensions des sections de la poutre.

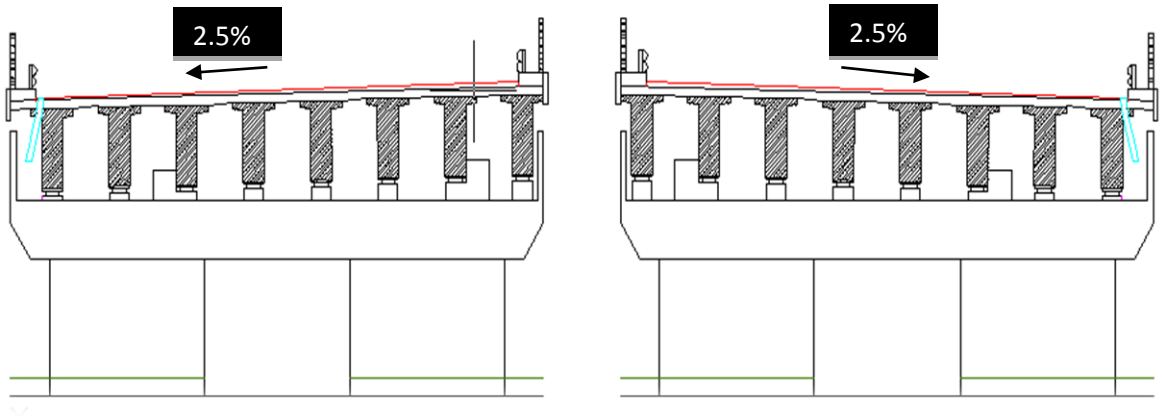


Figure III.5. Coupe transversale.

III.3.1.3. Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- ✓ Sonmodedeconstructionpermetd'éviterlerecoursaucintres'appuyantsurlesol.
- ✓ Demieuxmaitriserlaqualitédespoutres.
- ✓ Lespoutresàunbonrendementmécanique.
- ✓ La simplicité de l'exécution

Lesinconvénients:

- ✓ Letablierestsensibleauxchocstransversauxdevéhiculeshorsgabaritsurtoutlespoutresderive.
- ✓ Nécessiteunelargeurdesommierd'appuiimportantequipeutnuireàl'aspectesthétique.
- ✓ Des portées petites et le nombre de piles important quipeuventnuireàl'aspectesthétique.
- ✓ Lanécessitédequalificationdelamaind'ouvrepourl'exécutiondelaPrécontrainte.

III.3.2. VARIANTE 02 : *Pont caisson construit par encorbellements successifs*

Ces ponts sont, en général, construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles, le tablier peut être de hauteur constante ou variable,les tabliers de hauteurvariable sont économiquement intéressants dans une large gamme de portées, allant de 70 à 200 m.

III.3.2.1. description de la variante 02 :

L'ouvrage est un pont en béton précontraint à 4 travées, construit par encorbellements successifs, à l'aide d'un équipage mobile.

- le viaduc à droite (Tizi-Ouzou vers Bouira) : Du PK 26+718 au PK 27+038

- le viaduc à gauche (Bouiravers Tizi-Ouzou) : Du PK26+718 au PK27+038

-La longueur totale de l'ouvrage : 320 m

-La largeur du pont : 13,00 m (un sens)

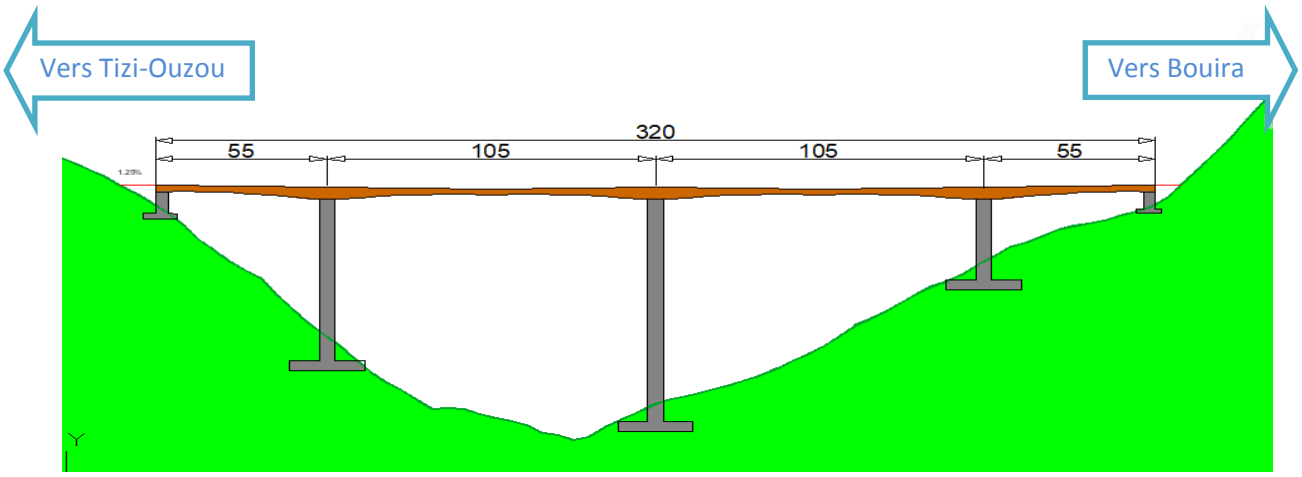


Figure III.6. Coupe en élévation de la variante 02.

III.3.2.2. Pré-dimensionnement des éléments :

-Hauteur du voussoir sur pile hp :

La hauteur sur pile hp est due à l'effort tranchant qui est max au niveau de la pile, généralement : $\frac{L}{18} \leq hp \leq \frac{L}{16}$

Donc: $5.83 \leq hp \leq 6.56$

Dans notre cas on prend hp = 6 m.

-Hauteur du voussoir sur la culée et à la clé hc:

La hauteur à la clé hc est généralement égale :

$\frac{L}{35} \leq hc \leq \frac{L}{30}$

Avec un minimum de 2.2m permettant un cheminement aisé dans le caisson.

Donc : $3 \leq hc \leq 3.5$

On prend hc = 3.25 m

-Entraxe des âmes b :

$b \cong \frac{B}{2} = 6.9m$

-Les âmes :

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant

$e_a(cm) = 26 + \frac{L}{500} = 47cm$

Les câbles de précontrainte choisie sont de type 12T15 alors :

$e_a \geq 44$ cm, on prend $e_a = 50$ cm

L'inclinaison facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Compris entre 10 et 30%, nous prenons 15%

-Epaisseur de l'hourdis inférieur :

Son épaisseur est généralement variable entre la section sur pile est la section de clé.

<u>À la clé</u> : $e_{ic} \geq \max(18, 3\emptyset, \frac{e_a}{3}) = \max(18, 24, 16.66)$ / ØÉtant le diamètre de la gaine

Nous prenons : $e_{ic} = 25$ cm

<u>Sur pile</u> : $35\text{cm} \leq e_{ip} \leq 90\text{cm}$

Nous prenons : $e_{ip} = 40$ cm

-Epaisseur de l'hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale et aux charges concentrées.

$\frac{b}{30} \leq e_s \leq \frac{b}{25}$ ⟹ $23\text{cm} \leq e_s \leq 27.6\text{cm}$

Nous prenons : $e_s = 25$ cm

-Gousset supérieur :

L'angle d'inclinaison du gousset a l'horizontal est α_s :

$30° \leq \alpha_s \leq 60°$ ⟹ $\alpha_s = 35°$ et un coté de 60 cm

-Gousset inférieur :

L'angle d'inclinaison $\alpha_i = 35°$ et un coté de 30 cm

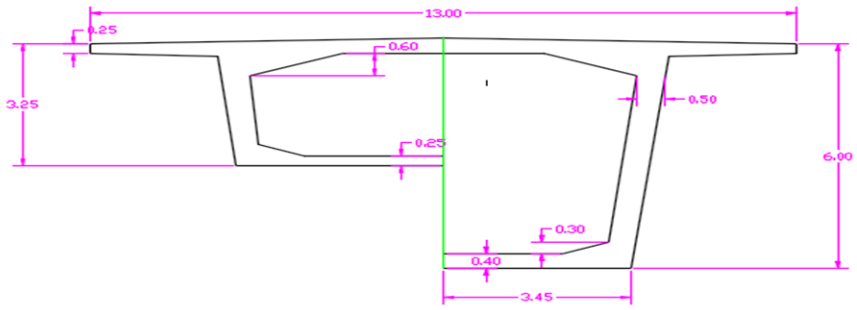


Figure III.7. Dimensions de la section transversale (à droite, sur piles ; à gauche, sur culées et à la clé).

III.3.2.3.Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- ✓ La construction par encorbellements successifs permet de réaliser des ouvrages en BP très variés
- ✓ La gamme des portés envisageables est très grande (puisque elle permet d'alléger la structure).
- ✓ Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- ✓ la vitesse d'avancement (surtout dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués).
- ✓ Sa structure donne une belle forme esthétique.
- ✓ La méthode peut être mise en œuvre quelles que soit les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, sols de très mauvaise qualité ou site maritime ….).

Les inconvénients :

- ✓ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose desgaines et la mise en tension des câbles de précontrainte.
- ✓ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- ✓ Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte.
- ✓ une étude laborieuse (demande de temps et un volume des calculs important).

III.3.3. VARIANTE 03 : *pont mixte en caisson ouvert Acier/béton*

Un pont mixte en caisson est composé d'une dalle en béton et d'une charpente métallique en U. Cette dernière est constituée de tôles longitudinales reconstituant le U extérieur (de haut en bas, deux semelles supérieures, deux âmes et une tôle de fond raidie) et d'éléments transversaux, des diaphragmes disposés au droit des appuis et des cadres disposés en travées.

La dalle est reliée à la partiemétallique, et elle est rendue collaborante à celle-ci, à travers des connecteurs.

III.3.3.1. description de la variante 03 :

L'ouvrage est un pont mixte en caisson à 4 travées (65m; 2×85 m; 65m), le tablier de largeur de 13m et un caisson de section constante, au-dessus du caisson se trouvent les consoles, elles permettent de poser les dalles de béton sur lesquelles on mettra la chaussée. Pour les soutenir, on met en place des bracons. Ces bras métalliques sont fixés, à leur autre extrémité, au bas du caisson. Ce système permet de ramener le poids des véhicules sur les piles et ainsi d'éviter que les extrémités des consoles se cassent.

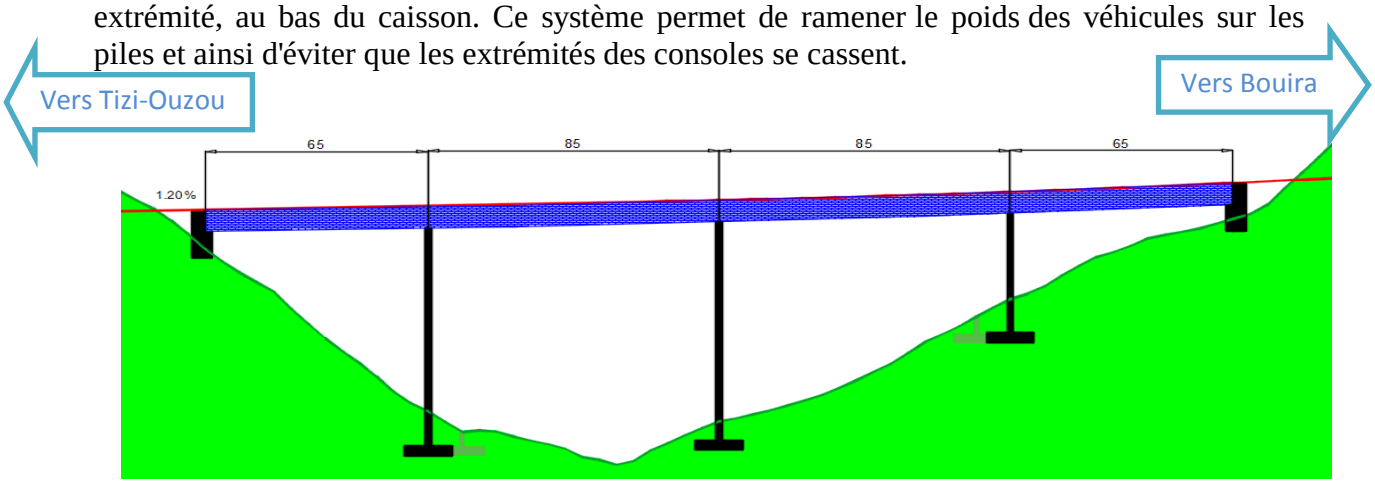


Figure III.8. Coupe en élévation de la variante 03.

- le viaduc est conçu du PK 26+712 au PK 27+012(sens BOUIRA vers TIZI OUZOU) ;

-La longueur totale de l'ouvrage : 300 m.

III.3.3.2. Pré-dimensionnement des éléments :

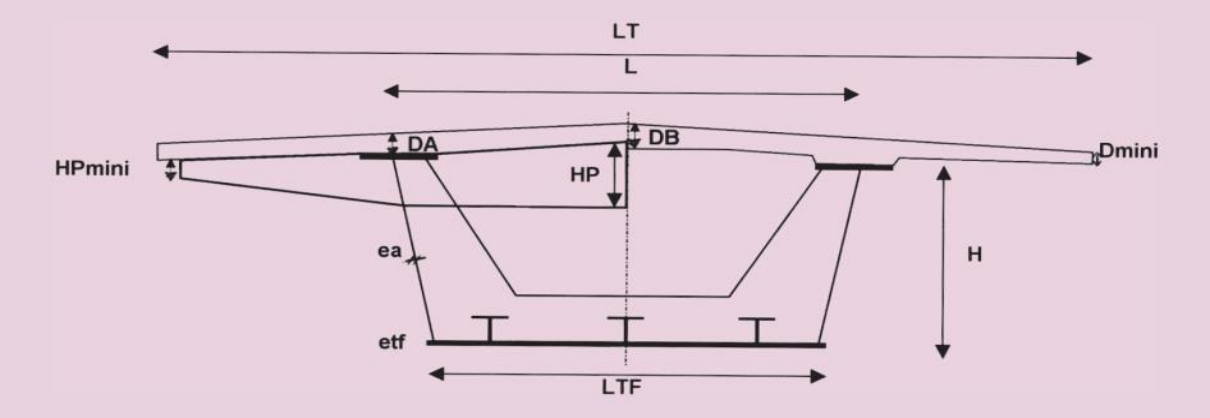


Figure III.9.Paramètres du dimensionnement d'un caisson (à gauche, à pièces de pont avec consoles ; à droite, sans pièce de pont).

-Entraxe sup. des âmes

L = 0,50 à 0,55 LT

On prend L = 7m,

-Hauteur des âmes

H = $\frac{1}{30}$ à $\frac{1}{40}$de la portée maximale

On prend H = 2.5 m

-Inclinaison des âmes

De 0 à 50 % ⟹ On prend 0 %

-Hauteur et épaisseur des pièces de pont

HP = environ $\frac{1}{11}$de L ⟹ donc HP = 0.6 m

HPmin = 0.3 m, et d'une épaisseur e_p = 20mm

-Épaisseur des âmes

e_a = 16 à 35 mm suivant section, largeur et portée

On prend e_a = 25mm

-Largeur et épaisseur des semelles supérieures des caissons ouverts

Son épaisseur est en fonction de nombre de voies : 2x3 voies

On prend 1.10 m de largeur et une épaisseur de 50mm.

-Épaisseur de la tôle de fond

e_{tf} = 25 à 80 mm suivant section, largeur et portée

On prend e_{tf} =50 mm

-Épaisseur de la dalle

Caisson à pièces de pont : 24 à 26 cm ⟹ On prend DA = 25cm

-Cadres et diaphragmes

Il est constitué d'une poutre basse avec section en té de 50 à 80 cm de hauteur prolongée par deux bras soudés sur les semelles supérieures du caisson, L'épaisseur de l'âme des cadres est en général comprise entre 14 et 20 mm.

On prend pour le cadre : une hauteur de 50cm et une épaisseur de 15mm.

Au droit des appuis, les caissons comportent des diaphragmes, sont conçus pour reprendre les efforts de torsion ainsi que ceux dus aux appareils d'appui. La conception des diaphragmes sur appuis est assez similaire à celle des cadres.

Donc on prend une épaisseur de 15mm.

-Diamètre des bracons et Profilés de contreventement

On a choisi des tubes métalliques de diamètre de 140 mm.

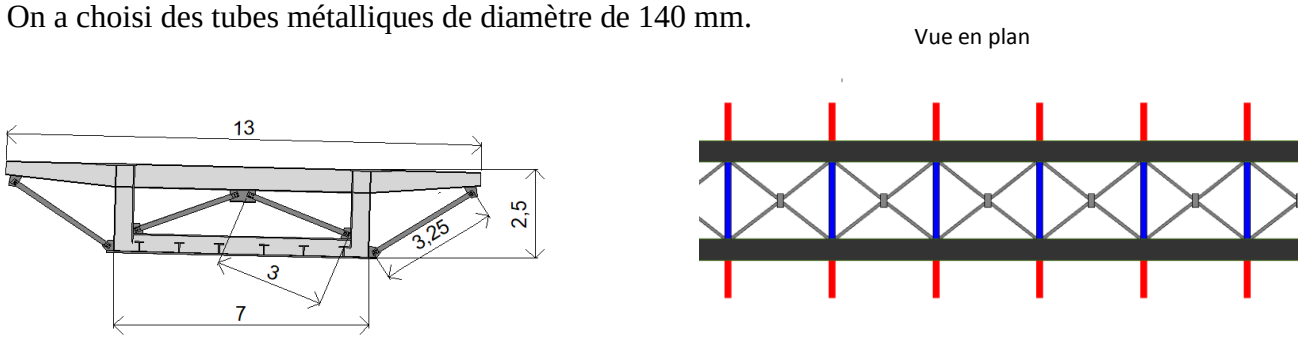


Figure III.10.Emplacement des bracons et les profilés de contreventement.

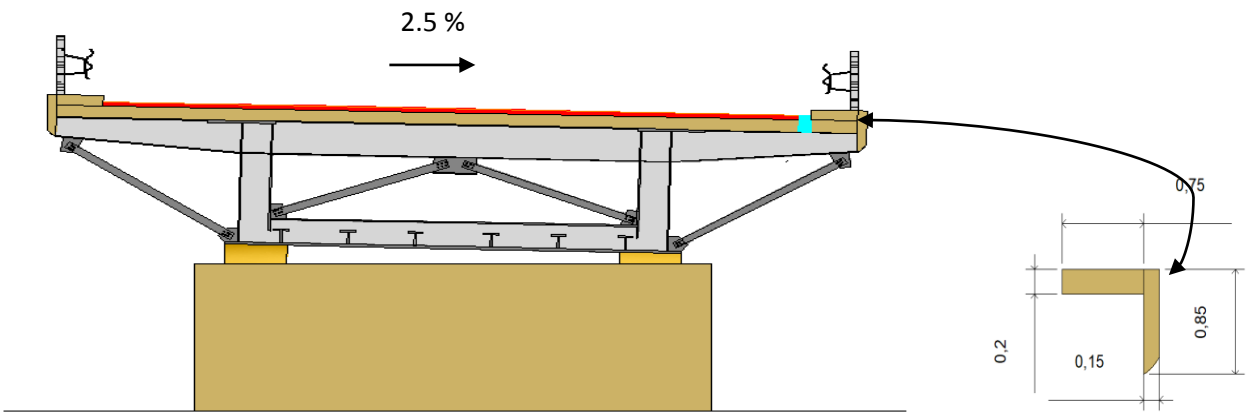


Figure III.11. Coupe transversale.

III.3.3.3. Les avantages et les inconvénients :

Les avantages :

- ✓ Ils sont bien adaptés aux cas où :

  - La portée maximale dépasse environ 90 m.
  - La largeur du tablier dépasse une vingtaine de mètres.
  - la courbure en plan est importante (portée angulaire P/R>0,2).

- ✓ Ce type de profil fermé présente une grande rigidité à la torsion.
- ✓ La légèreté du tablier, donc la diminution de la charge sur les fondations.
- ✓ l'aérodynamisme : par son aptitude au profilage, le caisson est tout indiqué dans la conception d'ouvrages exceptionnels soumis aux effets aérodynamiques.
- ✓ la qualité architecturale : le dessin d'un caisson favorise la diversité des formes architecturales.

Les inconvénients :

- ✓ plus complexe et donc plus coûteux à construire et à entretenir.
- ✓ Le coût de l'acier est très élevé.
- ✓ La sensibilité à l'incendie.
- ✓ Le risque d'instabilité de forme, exige des vérifications à tous stade de montage.
- ✓ les ouvrages mixtes sont un peu plus souples.

III.4. ANALYSEMULTICRITERES

Le tableau ci-dessous résume tous les avantages (+) et les inconvénients (-) des trois variantes :

Tableau III.1.Les avantages et les inconvénients des trois conceptions.

	Variante 01 Pont a poutres en béton précontraint	Variante 02 Pont caisson en béton précontraint	Variante 03 Pont mixte en caisson Acier/béton
Cout de l'ouvrage	+	+	-
L'esthétique	-	+	+
Aspect technique	-	-	+
Durabilité	-	-	+
TOTAL	**1+**	**2+**	**3+**

III.5. CONCLUSION

La solution jugée la plus avantageuse et qui fera l'objet de notre étude est le Pont mixte en caisson, on fera l'étude pour un seul pont (sens Bouira vers Tizi Ouzou).

Chapitre IV : Hypothèses de calcul

IV.1. INTRODUCTION

La conception de l'ouvrage serait donc incomplète si elle ne comportait pas de détails concernant le choix de la qualité des matériaux de construction, pour cela on va définir dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux, les références de calculs et les hypothèses conçues en relation directe avec le calcul à venir.

IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

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

- RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
- Règles B.A.E.L 91 modifié 99 Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites ;
- Les documents du SETRA ;
- Les Eurocodes 2, 3, 4 et 8 ;
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

IV.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.3.1. Le béton :

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

IV.3.1.1. Résistance en compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée f_c28

f_c28 = **35 MPA**	Pour le béton de l'hourdis.
f_c28 = **27 MPA**	Pour le béton de pile et des fondations.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inferieur a 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_cj obtenu au jour considère **:**

$$f_c28 = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_c28, \text{ si } \boldsymbol{j \leq 28j}$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_cj est conventionnellement bornée supérieurement à f_c28**.**

IV.3.1.2. Résistance en traction :

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

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

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} Sont exprimés en **MPA** Ce qui donne :

f_{t28}= **2.70 MPA**	pour le béton l'hourdis.
f_{t28}= **2.22 MPA**	pour le béton de pile, culées et des fondations.

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

IV 3.1.3. Contrainte admissible :

- **Contrainte admissible de compression :**

A L'ELU : $f_{bu}= 0.85\, f_{c28} / \gamma_b\, \theta$

Le coefficient θ est fixé à :

✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

✓ 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

$\gamma_b=$ { 1.5 En situations durables ou transitoires ; 1.15 En situation accidentelles }

A L'ELS : La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression Suivante :

$\sigma_{bc} = 0.6\, f_{c28}$ en exécution et service

Tableau. IV.1. Caractéristique des bétons utilisés.

Béton	E_{i28}(MPA)	E_{v28}(MPA)	f_{bu}(MPA)(ELU) Durable/Accidentelle	σ_{bc} (MPA) (ELS) service / construction
B35	35981.72	12102.94	19,83 / 25,86	21
B27	33000	11100	15.3 / 19.96	16.2

IV.3.1.4. Déformations longitudinale du béton :

On adopte pour le module de déformation longitudinale du béton une valeur conventionnelle égale a :

- Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) : $E_{ij}=11000(fcj)^{1/3}$[MPA]

- Module de déformation différée (longue durée) : $E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$[MPA]

IV.3.1.5. Déformation transversale :

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2.

Quant au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

IV.3.2. Les aciers

IV.3.2.1. Les aciers d'armatures du béton

- **La limite d'élasticité :**

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe Fe E500 avec une limite d'élasticité **fe = 500 MPA.**

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité des aciers E_s est pris égal à $2x10^5$ MPA.

- **Contraintes limites de traction :**

Dans le calcul relatif à l'ELU :

- $\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$

On introduit un coefficient γ_s :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{En situations accidentelles} \\ 1.5 & \text{En situations durables ou transitoires} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELS :

Pour les aciers à haute adhérence :

- En fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s$ **= min (0.5 fe ; 110**$\sqrt{\eta Ftj}$ **)**

Ils sont résumés dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.2. Contraintes limites des aciers passifs.

Etat Limite	Situation	σ_s (MPa)
ELU	durable	435
	Accidentel	500
ELS (Fissuration préjudiciable)	Béton 27	250
	Béton 35	250

IV.3.2.2Aciers pour la charpente

Les aciers utilisés pour la réalisation des caissons, des consoles, présentent les caractéristiques suivantes :

- Masse volumique : 7.8kg/m^3
- Coefficient de dilatation linéaire 1.15 10^{-6} /m/°µ
- Module d'élasticité longitudinale : 210 000 N/mm^2
- Module d'élasticité transversale : 80 000 N/mm^2

Tableau IV.3. Caractéristiques de résistance de l'acier pour la charpente.

Type de profil	Type d'acier	Limite élastique Fy (MPa)	Limite à la rupture Fu (MPa)
Tôle et plaque $e_p \leq 16$mm	S355N	355	510
Tôle et plaque (16mm$\leq e_p \leq$ 40mm)	S355N	345	510
Tôle et plaque (40 mm $\leq e_p \leq$ 63 mm)	S355N	335	490
Tôle et plaque (100 mm $\leq e_p \leq$ 150 mm)	S355N	295	470

IV.4. CONCLUSION

En se référant à ce qui a été exploité dans ce chapitre, nous procèderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude tout en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.

Chapitre V : Charges et surcharges

V.1. INTRODUCTION

En phase d'exploitation l'ouvrage est soumis à plusieurs chargements qui sont dû au Poids propre et à d'autres systèmes de chargement. Le but de ce chapitre est de définir tous types de chargement qui peuvent se présenter sur le pont et de calculer leurs charges appliquées.

V.2. EVALUATION DES CHARGES

V.2.1. Calcul des charges permanentes :

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments porteurs et les calculs sont détaillés en annexe :

Tableau V.1. Poids propre dû aux éléments structuraux.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Surface (m^2)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Dalle en béton	25	4,238	105,95	31785
Tôle de fond	78	0,37	28,86	8658
Raidisseurs	78	0,09	7,02	2106
Ames & semelles sup	78	0,23	17,94	5382
Bracons	-	-	9,3	2790,72
Consoles	-	-	4,663	1398,852
Profilés de contreventement	-	-	7,0589	2117,67
Cadres & diaphragmes	-	-	1,624	487,305
Poids CP	-	-	**182,416**	**54 724,765**

V.2.2. Calcul des charges complémentaires permanentes :

Le tableau suivant résume les résultats trouvés précédemment :

Tableau V.2. Estimation du poids dû au CCP et le bilan des charges.

Eléments	Densité (KN/m^3)	Surface (m^2)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Trottoirs	25	0.3	7.5	2250
L'étanchéité	24	0,13	3,12	936
Garde-corps	-	-	2	600
Glissières de sécurité	-	-	1,2	360
Revêtement en BB	24	0,92	22,08	6624
Corniches	25	0.225	5,625	1687,5
Poids CCP	-	-	**41,525**	**12 457,5**

- **La charge permanente totale de l'ouvrage :**

G =CP+CCP= 182,416+ 41,525 =223,94 KN/ml

G= 67182,26 KN

V.3. EVALUATION DES SURCHARGES

➢ Largeur roulable

La largeur roulable signifie la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : Pour notre cas de pont : **L_R= 11.5 m**

➢ Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit directement de la largeur roulable, cela en enlevant une bande de largeur 0.5m tout au long de l'ouvrage de chaque dispositif de retenue sois glissière ou barrière lorsque ces derniers existent.

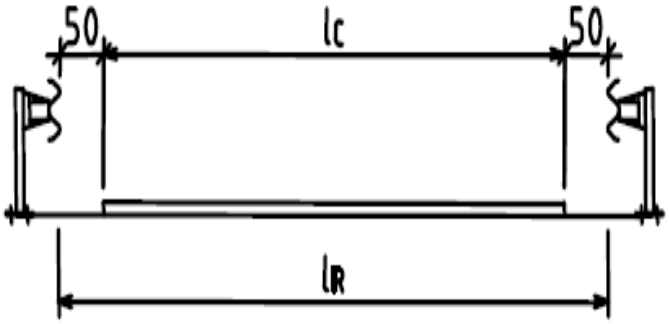


Figure V.1. La largeur roulable.

Pour notre cas on à un dispositif de retenue de type barrière ; la largeur chargeable de l'ouvrage est **L_C =10.5 m**.

➢ Nombre de voies et la largeur d'une voie

Selon le fascicule SETRA, le nombre de voie est égal à la partie entière du quotient de la largeur chargeable divisé par 3.

Pour notre cas : $N_v=\frac{L_c}{3}=\frac{10.5}{3}=3.5$ ⟹ **N_v=3 voies**

On déduit la largeur de la voie par la division de la langueur chargeable sur le nombre de voies.

Pour notre cas : $V=\frac{L_c}{N_v}=\frac{10.5}{3}=3.5$ ⟹ on prend : 3 voies de3,5 m.

➢ Classe de pont

En fonction de la largeur roulable et les destinations des ponts routiers, ces derniers se divisent en 3 classes, notre pont est de classe 1.

Tableau V.3. Les classes de ponts route.

Classe de pont	Caractéristiques
Première classe	- tous les ponts supportant des chaussées telles que $L_R \geq 7$ m. - tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées. - Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur. - Les ponts de largeur roulable $L_R < 7$ m, qui sont désignés par le CCTP.
Deuxième classe	- Les ponts supportant des chaussées à deux voies avec $5,50 \leq L_R \leq 7$ m.
Troisième classe	- Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies avec $L_R \leq 5,50$ m

V.3.1. Charges roulantes :

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par le RCPR et qui sont :

✓ La charge de type A (L).

✓ Système B (Bc, Br, Bt).

✓ La surcharge militaire Mc120.

✓ La surcharge exceptionnelle convoi D240.

a.) Système de charge A :

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme.

La valeur de A(l) est donnée par la formule : $\mathbf{A(l)=2,30+\frac{360}{L+12}}$ **(KN/m²)**
Où L, la longueur chargée, est en m.

Cette valeur de A(l) est à multiplier par des coefficients de corrections a1 et a2.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$ du tableau :

Tableau V.4. Les coefficients a_1.

Nombre de voies		**1**	**2**	**3**	**4**	**> 5**
Classe de pont	**Première**	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

La charge A_1 est obtenue par : $\mathbf{A_1=max\left\{\begin{matrix} a_1\,A(L) \\ 4-0{,}002\,L \end{matrix}\right.}$ **(KN/m²) .**

La charge A_1 obtenue est multipliée par coefficient $\mathbf{a_2=\frac{V_0}{V}}$.

V : la largeur d'une voie Et $\mathbf{V_0 = 3{,}5\ m.}$

La charge A_2 est obtenue par : $\mathbf{A_2=a_2\times A_1}$; elle est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau V.5. Les efforts du système de chargements A(l).

Cas de charge	L(m)	A(l) (KN/m²)	a_2	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)		
				1voie a_1=1	2 voies a_1 = 1	3 voies $a_{1=0.9}$
Cas 1	65	6.97	1	24.395	48.79	65.867
Cas 2	150	4.52	1	15.82	31.64	42.714
Cas 3	235	3.75	1	13.125	91.875	37.398
Cas 4	300	3.45	1	12.07	24.15	35.7
Cas 5	150	4.52	1	15.82	31.64	42.714
Cas 6	130	4.83	1	16.923	33.846	45.644
Cas 7	85	6.01	1	21.04	21.08	56.795
Cas 8	170	4.278	1	14.973	29.946	40.427

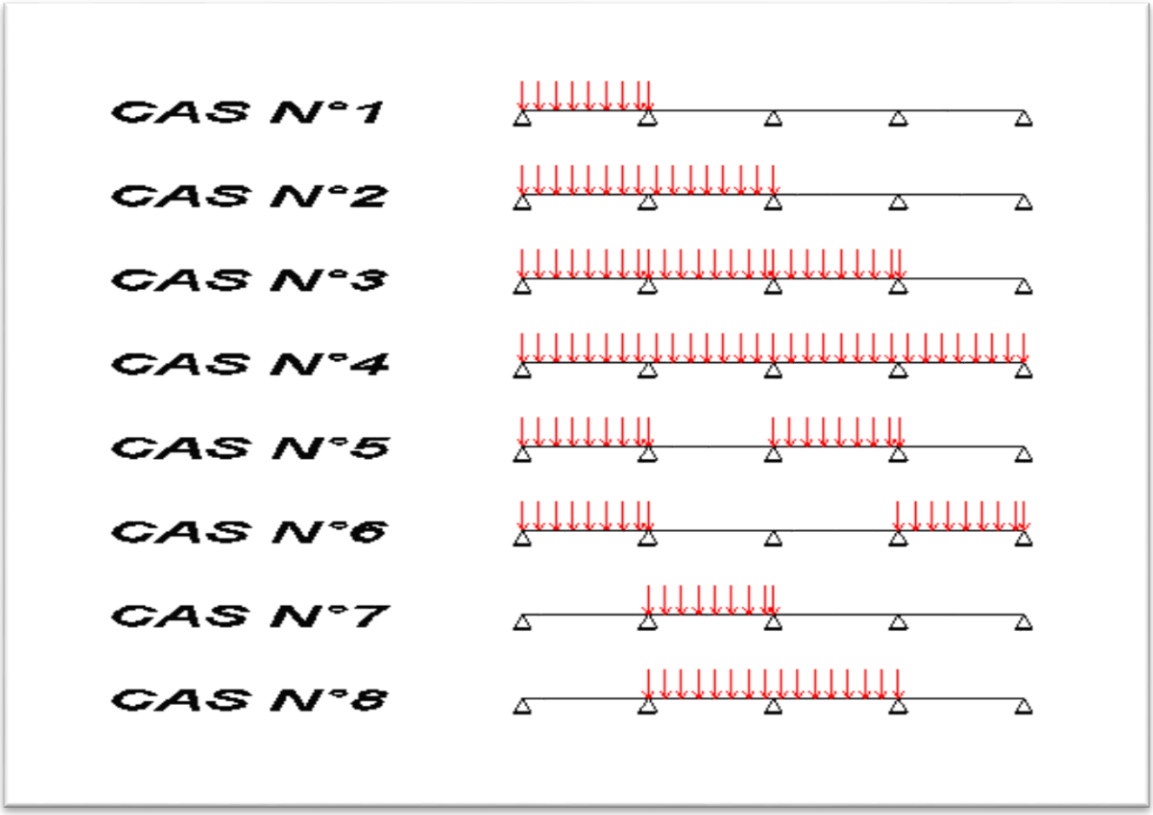


Figure V.2. Les différents cas de chargement des surcharges A(L)

b.) Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts (Bc, Bt, Br) dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément de pont.

Les deux systèmes Bc et Br, s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe. Mais le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.

➢ **Système de charges Bc :**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatiques, Toutes ces indications sont bien illustrées sur la figure ci-dessous :

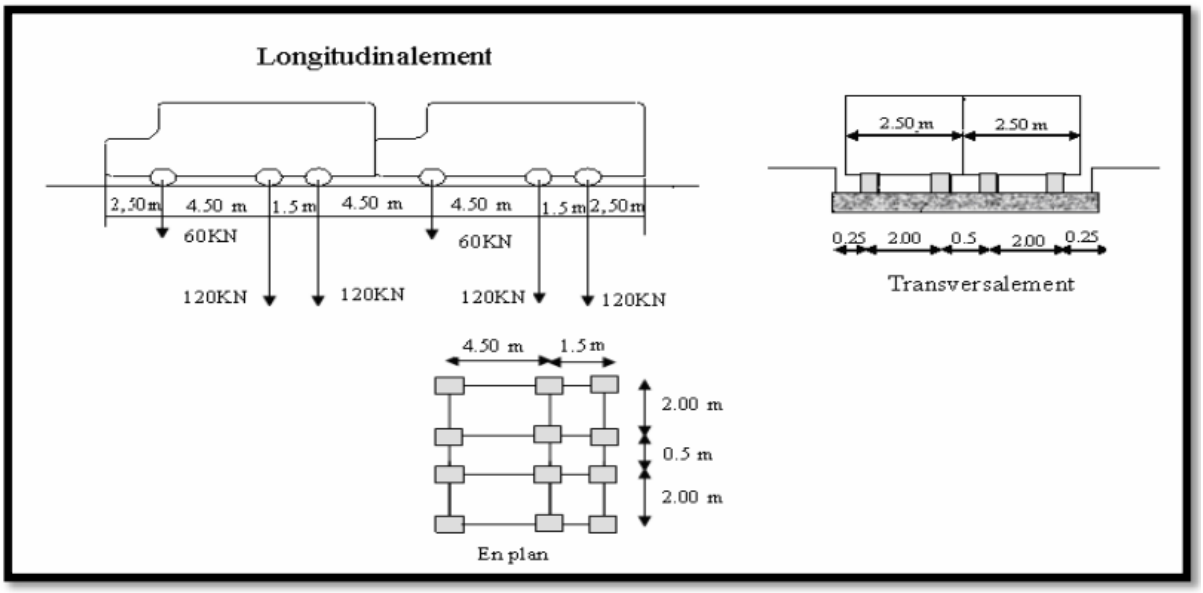


Figure V.3. Dimensions du système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système **Bc** prise en compte sont multipliées par le coefficient b_c qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Valeurs de coefficient bc.

	Nombre de files considérées				
Classe du Pont	1	2	3	4	≥5
1	**1,2**	**1,1**	**0,95**	**0,8**	**0,7**
2	**1**	**1**	-	-	-
3	**1**	**0,8**	-	-	-

➢ **Système de charges Bt :**

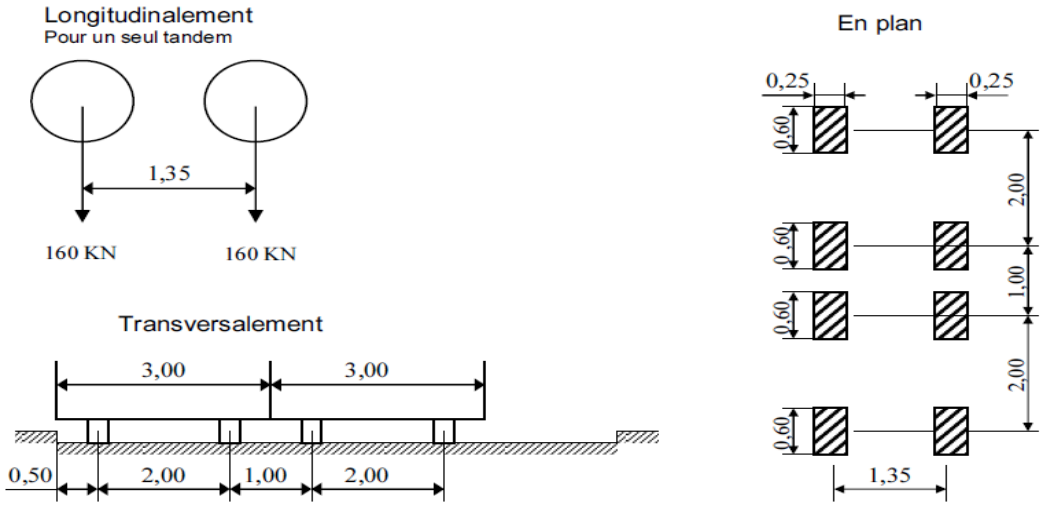


Figure V.4. Système de chargement Bt.

Un tandem se compose de deux (02) essieux munis de roues simples pneumatiques.

Les valeurs de charges du système Bt prises en compte sont multipliées par les coefficients bt, cela en prenant compte la classe du pont, pour notre cas on prend $b_t = 1,2$.

Tableau V.7. Les coefficients b_t.

Classe de pont	Première classe	Deuxième classe
b_t	1,2	1,0

- **Système de charges 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 coté transversal mesure **0,6m** et le coté longitudinal **0,3 m**, qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Ces caractéristiques sont définies dans la figure suivante :

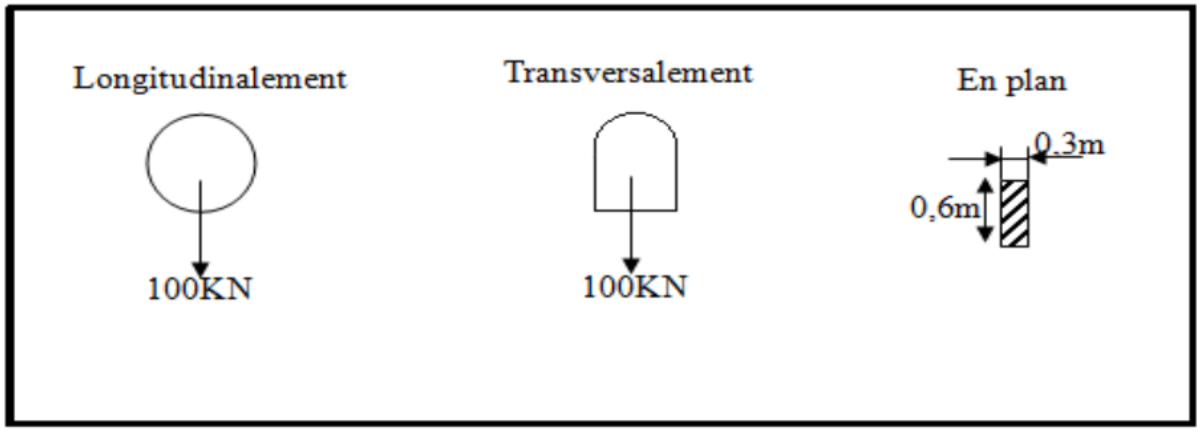


Figure V.5 : Dimensions du système Br

- **Coefficient de majoration dynamique**

Ce coefficient est déterminé par la formule **: $\delta_M = 1+\beta+\alpha$ (voir annexe B1).**

$$\delta_M = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times G}{S}}$$

L : longueur de l'élément considéré (m).

G : Poids propre de l'élément considéré.

S : Charge maximale.

$S = n_{camion} \times P \times$ (bc ou bt ou br)

Tableau V.8. Les valeurs max des coefficients dynamiques δ.

Système de chargement	L(m)	G(KN)	S (KN)	δ
B_c	65	14556,1	1710	1.05
B_t			1152	1.04
MC120			1100	1.04

1. **Effort de freinage**
   - **Système de charge B_c**

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

- **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donnée par **:(voir annexe B2)**

$$\mathbf{F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S}}$$

S : désigne la surface chargée (en m²)

2. **Force centrifuge :**

Par convention les forces centrifuges sont calculées uniquement à partir du système

- Sur les ponts où la chaussée est en courbe, tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l´axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

- Les effets développés par la force centrifuge sont frappés de majoration pour effets dynamiques.il ya lieu également de tenir compte des coefficients **bc.**

- En désignant par **R** (en mètres) le rayon du tracé de l´axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d´adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu ; une fraction de son poids égale : $\begin{cases} Fc = \frac{(R+150)Bc}{(6R+350b} & \text{pour R} \leq 400 \text{ m} \\ Fc = \frac{80\,Bc}{R} & \text{Pour R} > 400 \text{ m} \end{cases}$

Dans notre cas **R=1100 m >400** alors $Fc = \frac{80\,Bc}{R} = \frac{80 \times (300 \times 6) \times 0.95 \times 1.026}{1100}$

$$\boldsymbol{Fc = 127.597 \text{ KN}}$$

C.) Système de charges convoi Mc 120 (Chapitre 4.10.1.2 RCPR)

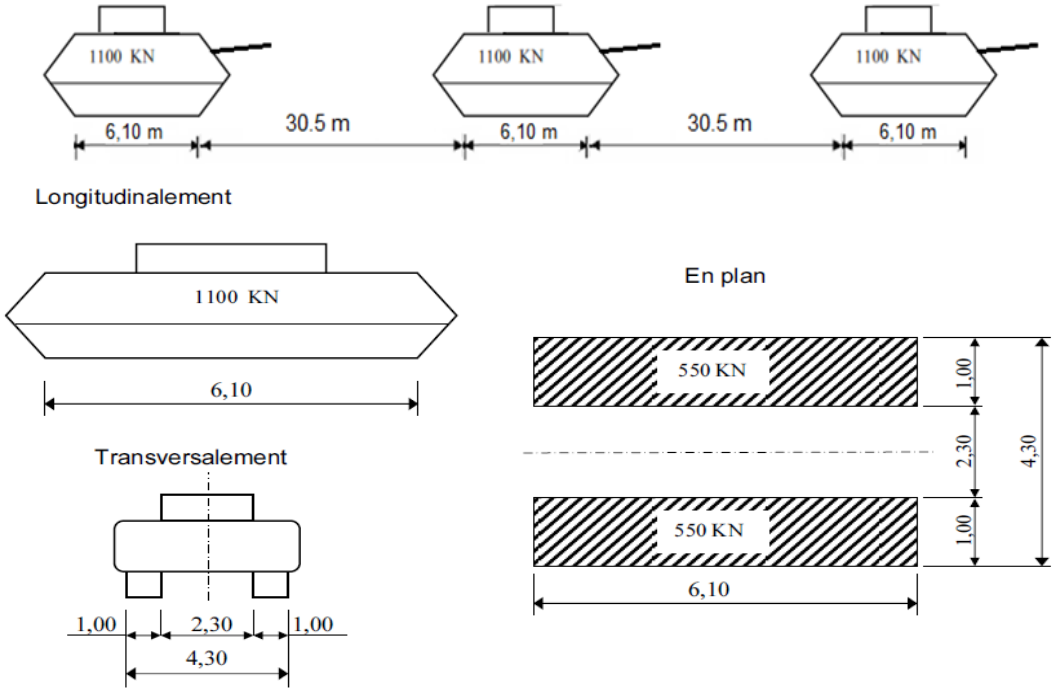


Figure V.6. Système de chargement Mc120.

Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ. Ce coefficient est calculé par la même formule donnée pour le système B ; pour notre cas δ = 1.026. **(voir annexe V.2).**
Ces deux systèmes répondent aux règles d'applications suivantes :

- Chaque système est exclusif de toute autre charge routière, c.à.d. on ne lui ajoute pas l'effet de la charge de trottoir, par exemple.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est uniformément chargé.
- Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée. Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable, leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens longitudinal, la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50 m entre les points de contact avec la chaussée (il en résulte que la distance minimale entre les axes des véhicules est de 36,60 m pour Mc120.

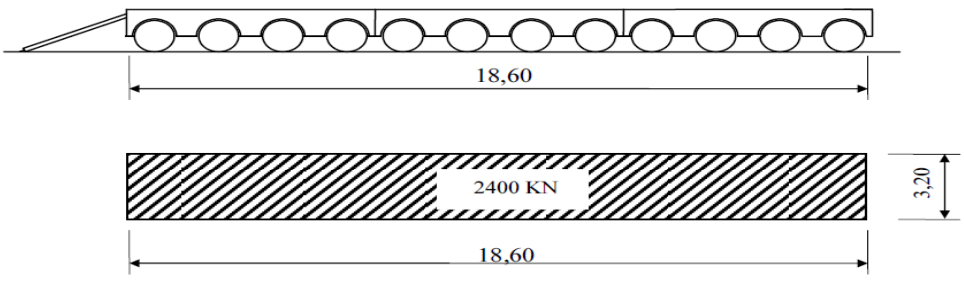


Figure V.7. Système de chargement D240.

Comme dans le cas des charges militaires, les charges exceptionnelles ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à cet effet.

Ce type répond aux règles d'application suivantes :

-La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé.
-Le convoi est exclusif de toute autre charge routière.
-Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la largeur et la longueur du pont.
-Dans le sens transversal, l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées pour les effets dynamiques. De plus, elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

V.3.2. Le 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.

Ces efforts sont introduits dans les calculs comme des pressions statiques appliquées aux surfaces frappées.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale Selon « le RCPR » à :

P =2 KN/ m2 pour les ouvrages en service.

P =1,25 KN/ m2 pour les ouvrages en cours de construction, durée excédant un mois. Ce qui est le cas de notre ouvrage

P = 1 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction, durée n'excédant pas un mois.

V.3.3. Actions sismiques

Le séisme est considéré comme une action accidentelle.

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

- ✓ Zone 0 : négligeable
- ✓ Zone I : faible
- ✓ Zone IIa : moyenne
- ✓ Zone IIb : élevée
- ✓ Zone III : très élevée

Ce projet se trouve entièrement dans la wilaya de Tizi Ouzou, correspondant à la zone IIa (activité sismique moyenne) comme on peut le voir dans la figure suivante.

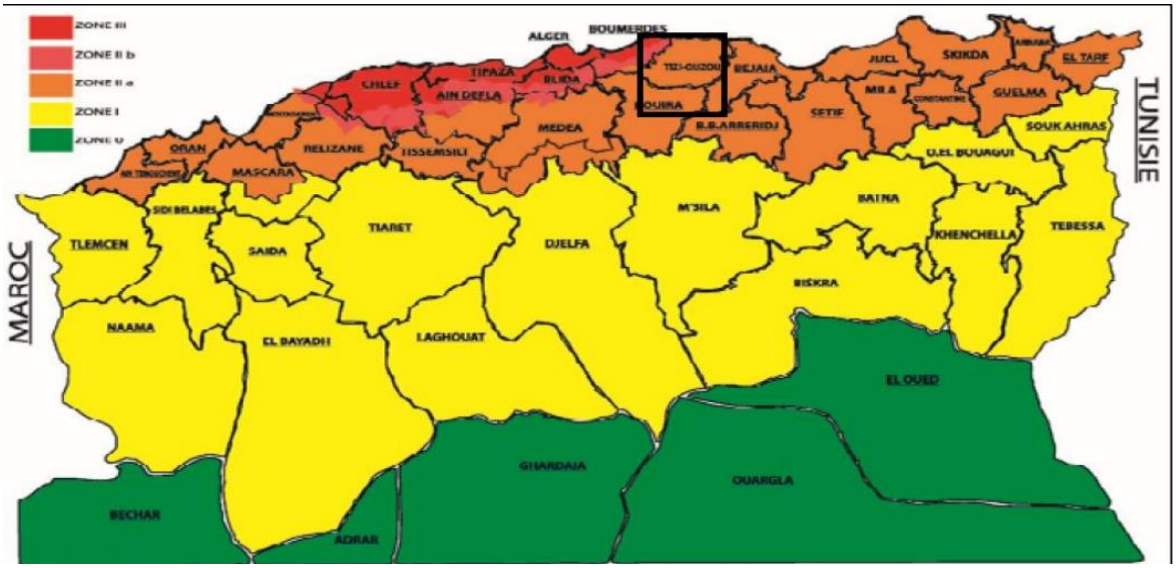


Figure V.8. Zonage sismique de l'Algérie

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe 1, désignés comme pont stratégique, et Groupe 2 le pont important.

Tableau V.9. Classification des ponts (RPOA 2008)(1).

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

Après les RPOA 2008 les ponts d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation ainsi comme liaisons assurant la continuité du réseau autoroutier sont classés dans le groupe 1 (Pont stratégique).

La norme RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Tableau V.10. Classification des ponts (RPOA 2008)(2).

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

Dans notre cas : A = 0,25

Sites :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- ✓ Catégorie S1 : (site rocheux)
- ✓ Catégorie S2 : (site ferme)
- ✓ Catégorie S3 : (site meuble)
- ✓ Catégorie S4 : (site très meuble)

D'après le rapport géologique présenté dans le chapitre 3, notre site est classé en catégorie S2.

V.3.4. Charges thermiques

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

- Température maximale de l'air **T_{max} = 35ºC**
- Température minimale de l'air **T_{min} = -15ºC**

Selon le tableau 3.2 (gradient thermique) du RCPR notre ouvrage est de Type 3 (tablier mixte) 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 **$\Delta T\ (\Delta\Theta) = \pm 8°C$** et en phase de construction à **$\Delta T\ (\Delta\Theta) = \pm 15°C$.**

V.4. LES COMBINAISONS DE CHARGES ET SURCHARGES

Les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour la justification de l'ouvrage avec les notations suivantes :

- ✓ **T** : la variation uniforme de température.
- ✓ **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.

- **E.L.U - Combinaisons :**

  1,35G + 1.60Qr + 0,90T

  1,35G + 1.35Qrp + 0,90T

- **E.L.S - Combinaisons :**

  G + 1.2Qr + 0,60T

  G + Qrp + 0,60T

Chapitre VI : Calcul des efforts et sollicitations

VI.1. INTRODUCTION

Dans cette partie du mémoire, nous allons faire appel à la modélisation numérique pour déterminer les différentes sollicitations (Moments fléchissant, efforts tranchant,..) aux quels sera soumis notre tablier selon les différentes combinaisons d'actions citées dans le chapitre précédent. Nous présenterons d'une manière très détaillée le model choisi en justifiant notre choix.

VI.2. MODELISATION DE TABLIER

VI.2.1. Objectif de la modélisation

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique en éléments finis qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs.

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 foi domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

VI.2.2. Présentation de logiciel

CSI Bridge 20.2.0 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie développée et distribuée par la compagnie CSI Particulièrement adapté aux ouvrages d'art. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



Figure.VI.1. CSI Bridge.

VI.2.3. Méthodologie de modélisation

La modélisation a pour but de localiser et mettre en valeur importante et relative des divers paramètres caractéristiques et significatif en point de vue du problème traiter, elle a pour rôle d'organiser les diverse géométries et configurations d'un ouvrage afin d'évaluer dans le temps et de remplacer l'espace en associant diverses composantes de la structure.

VI.2.3.1. Construction du modèle

Dans la barre des tâches en cliquant sur « **File** »➔ « **New Model** » et on choisissant le modèle « **Blank** ».

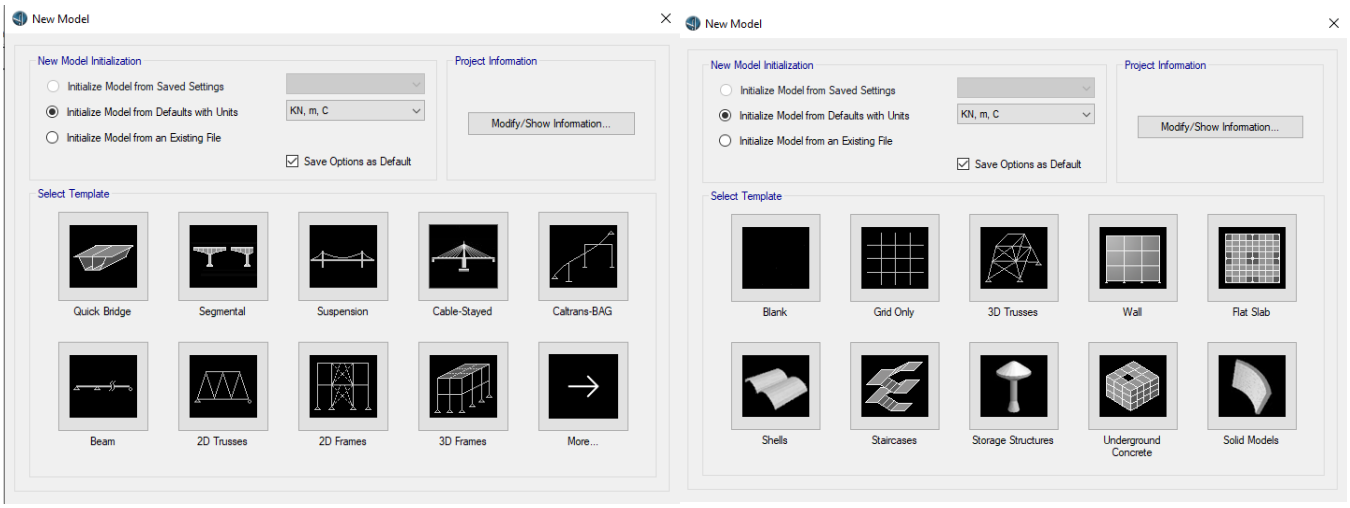


Figure.VI.2. Choix d'unité et de Modèle.

Pour définir la trajectoire et la longueur du pont :

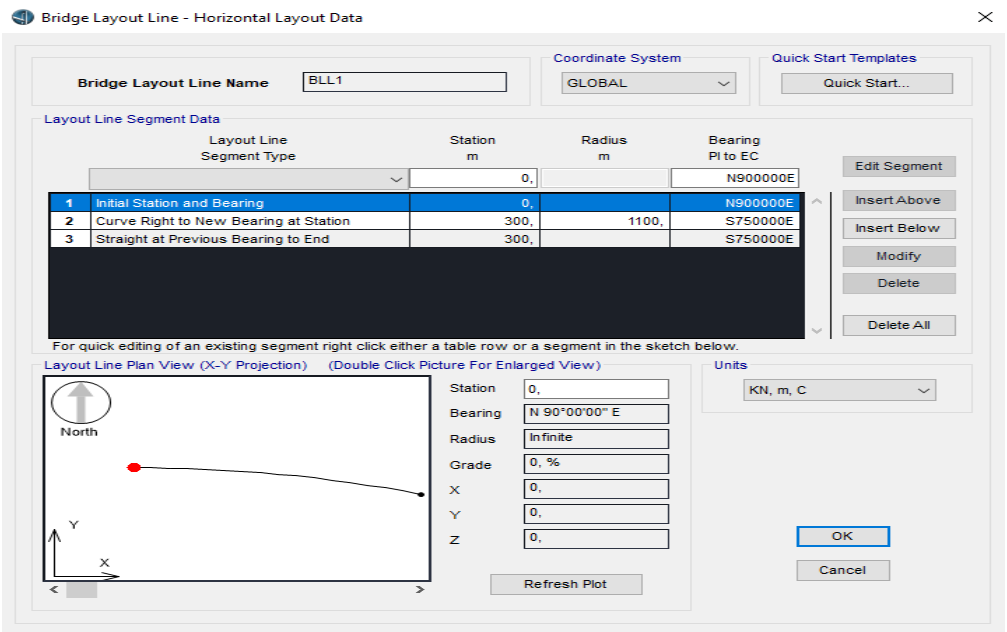


Figure.VI.3. Choix d'unité et de longueur de tablier.

VI.2.3.2. définition des matériaux de construction et les sections

Pour définir les matériaux de construction et des sections:

« Components » ➔« Type » ➔ « Matériel Properties ».

« Components » ➔« Type » ➔ « frame Properties ».

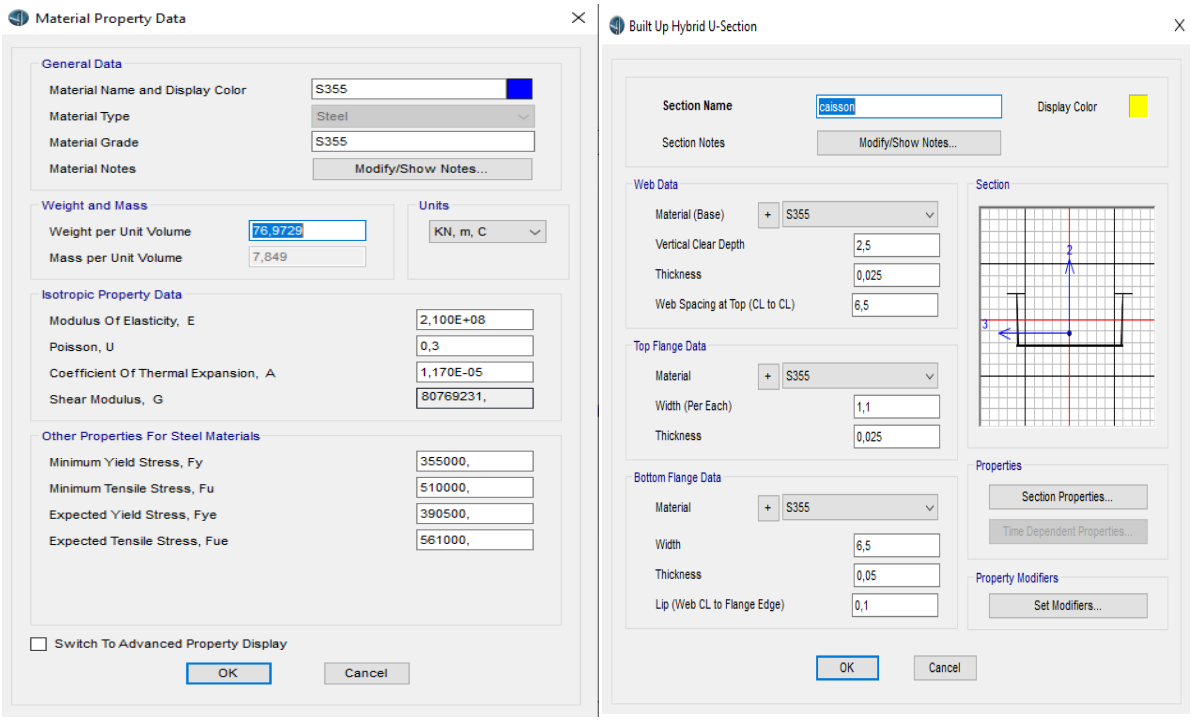


Figure.VI.4. Chois de Matériaux.

Le tablier du pont a été modélisé des poutres en U « **Concrete deck on composite griders** » ➔ « **steel U Griders** »

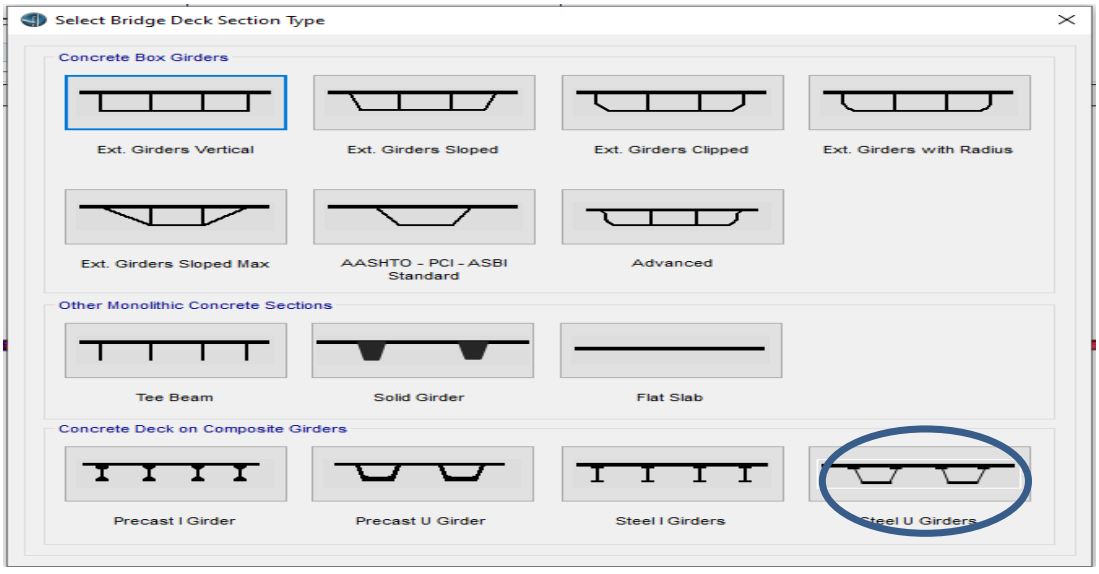


Figure.VI.5. Choix de type.

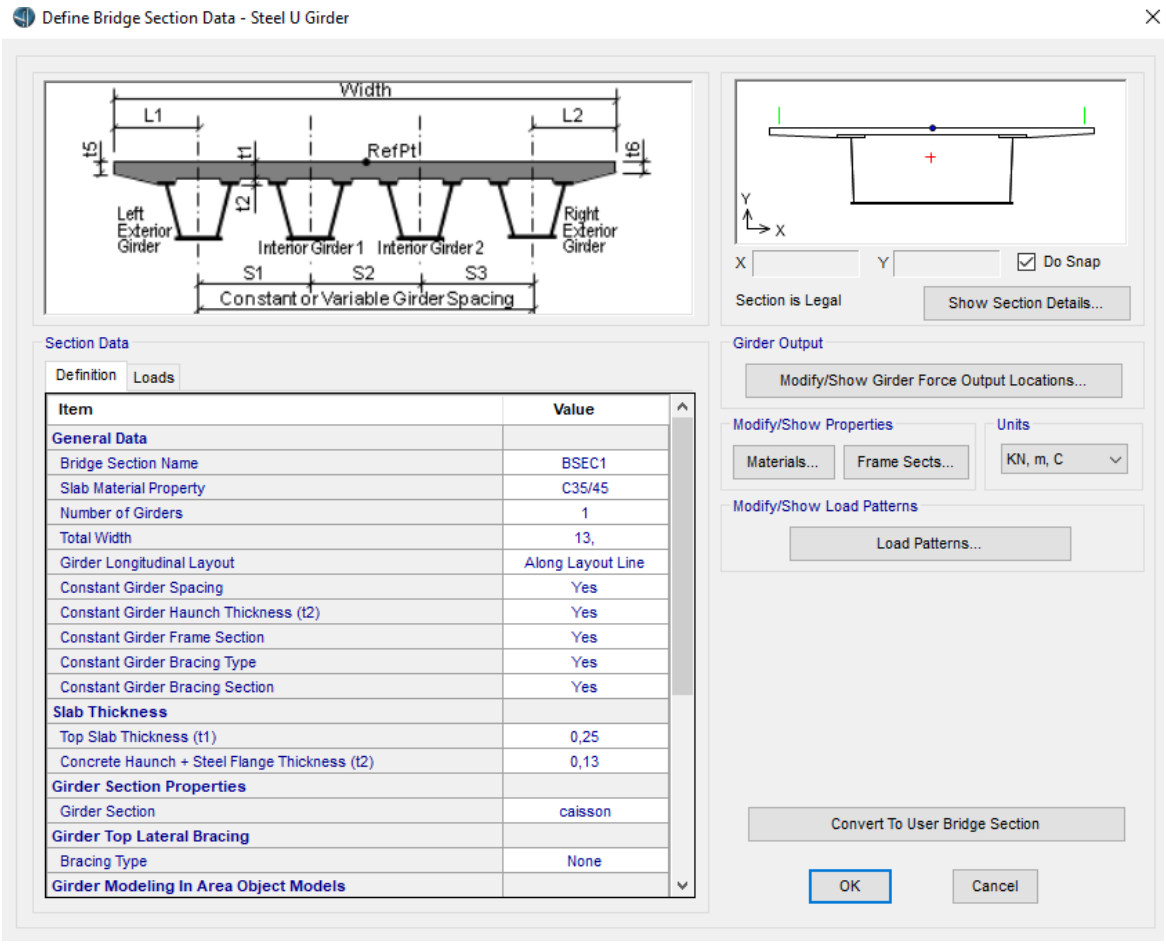


Figure.VI.6. Définition des dimensionnements de caisson.

La création des pièces de pont et des bracon

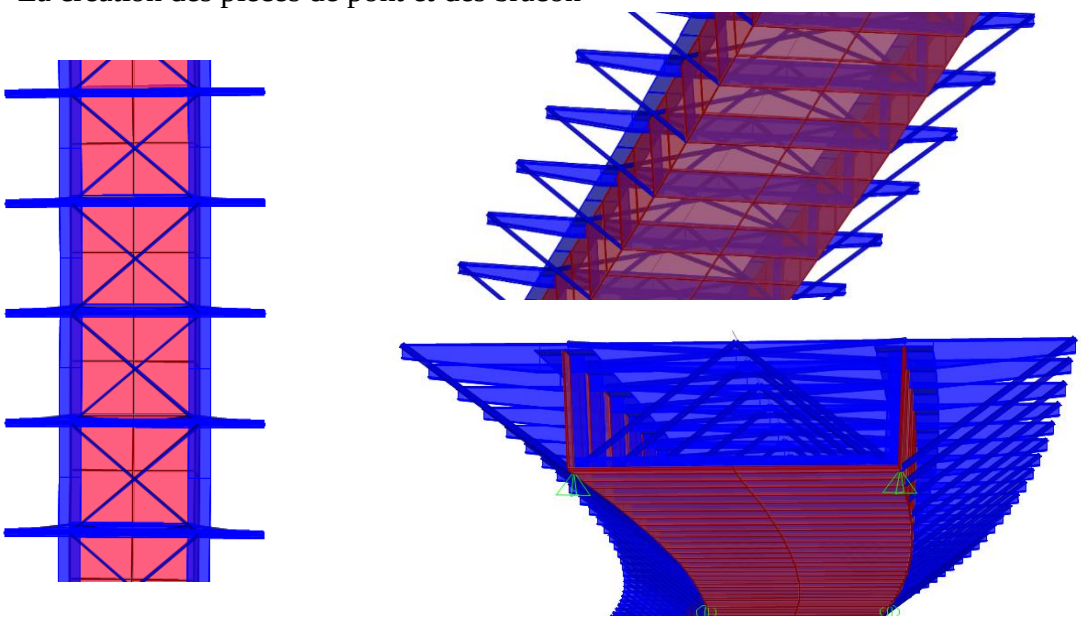


Figure.VI.7. Modèle des pièces de pont, bracons et cadre.

VI.2.3.3. Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS). Pour les définis, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude (calculés dans le chapitre précédent) :

a) Définition des actions permanentes

Les actions permanentes comprennent notamment :

• Les actions dues à la charge permanente (poids propre).

• Les actions dues au charge complémentaire permanente (revêtement, les glissières de sécurité et Gard corps, corniche, trottoirs...)

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.

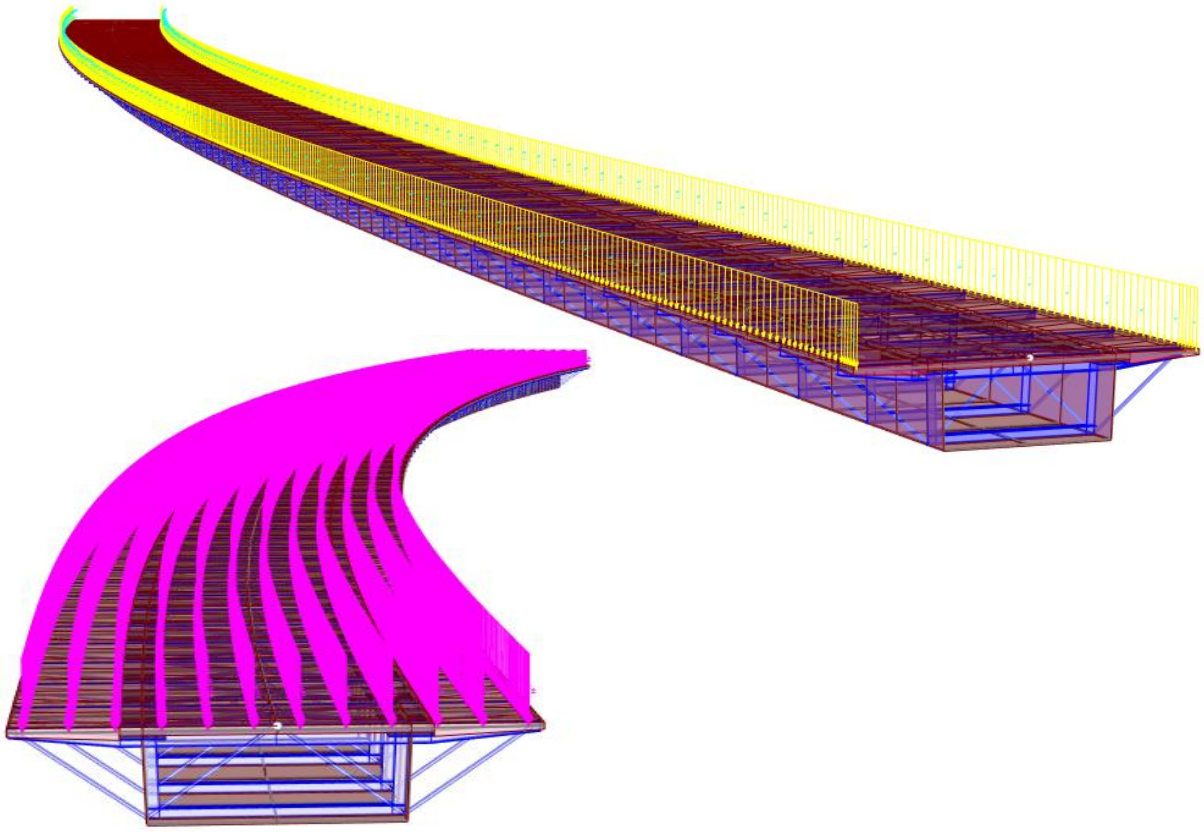


Figure.VI.8. Application des charges permanentes sur le Tablier du pont.

b) Définition des charges roulantes

Pour la définition des charges roulantes : « **load** »➔« **vehicle** »➔« **add a new vehicle** »

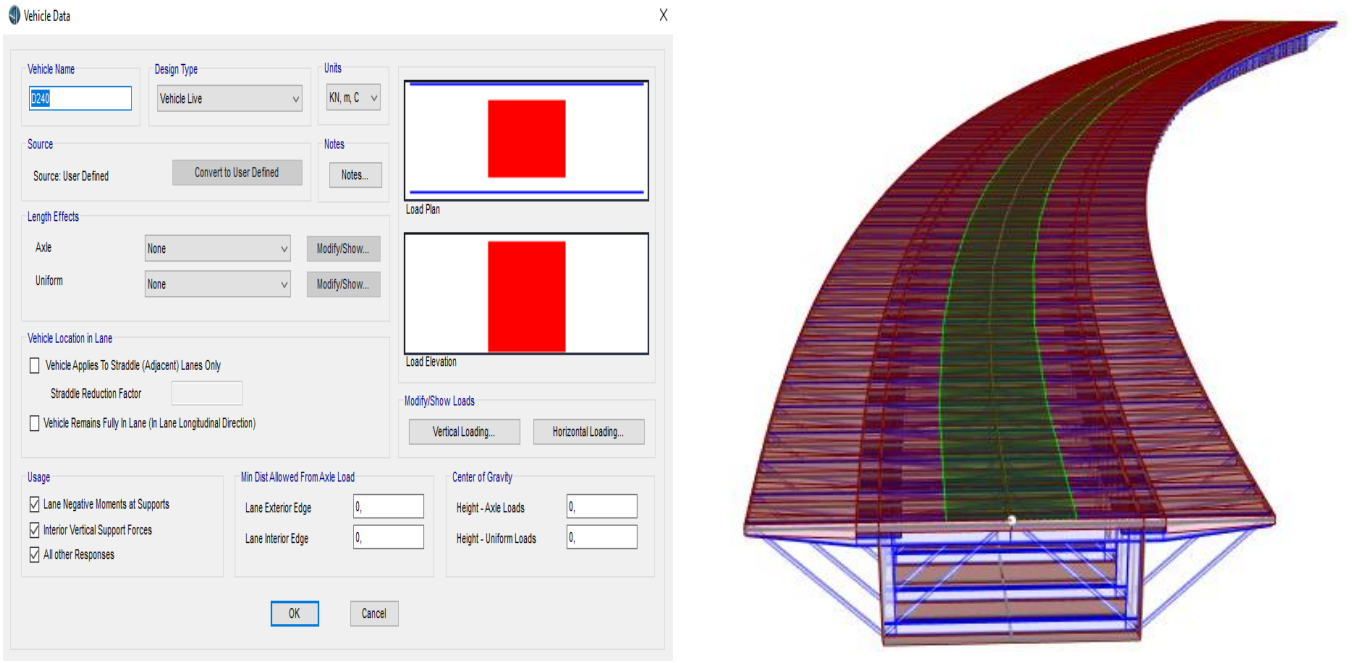


Figure.VI.9. définition de la surcharge D240 et sa voie.

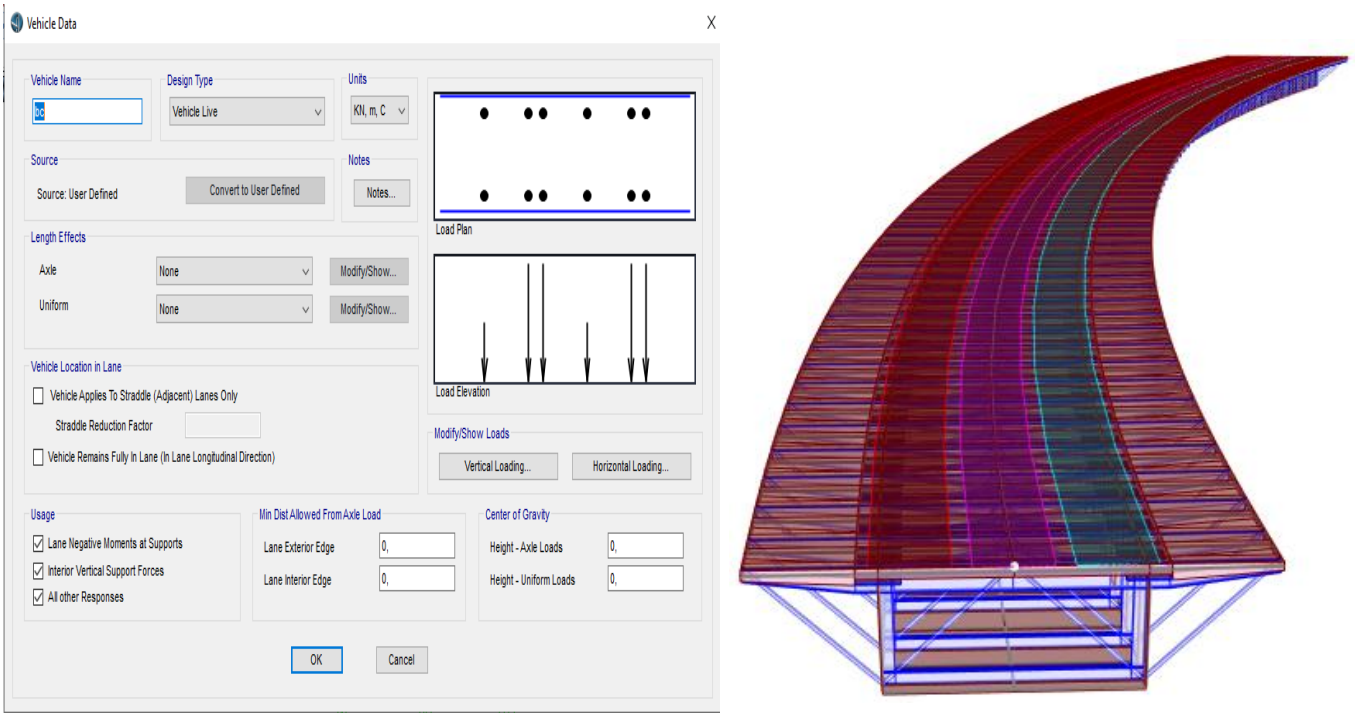


Figure.VI.10. Voie de la charge bc sur le model.

Surcharges A(l)

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

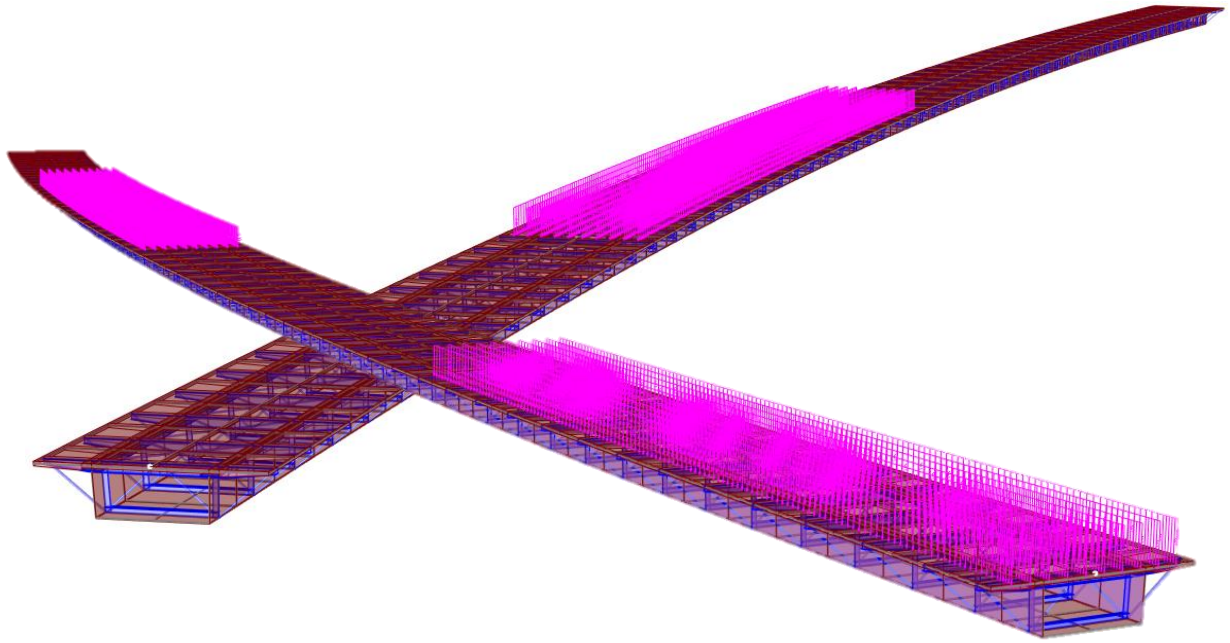


Figure.VI.11. les dispositions de la charge A(l).

c) Gradient thermique

Pour certains tabliers ou éléments de tablier, il y a lieu de considérer un gradient de température vertical dans la section résistante.

Le distingue trois types de structures :

- ·type1 : tabliers entièrement métalliques (poutres, caissons).
- ·type 2: tabliers mixtes, comportant une dalle en béton armé connectée à une ossature métallique (poutres, caissons).
- ·type 3 : tabliers en béton, quel que soit leur type.

Tableau.VI.1. Différence de température positive et négative.

Type de Structure	Différence de température positive ΔTM, (°C) en phase de construction	Différence de température positive ΔTM, (°C) en service
Type 1	±18	±10
Type 2	±15	±8
Type 3	±12	±7

Il faut noter que ce gradient est supposé uniforme tout le long de l'ouvrage et linéaire sur la hauteur de la section.

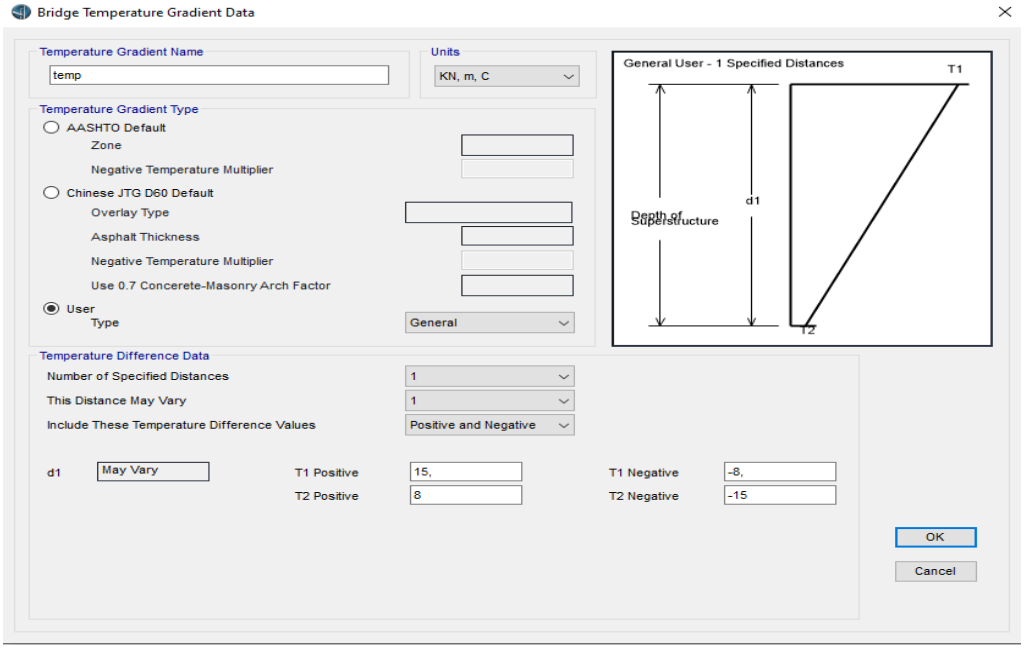


Figure.VI.12. Introduction du gradient thermique.

Pour cela, on choisit la description «**Analysis** » ➔ «**Load Case-All**» et on ajoute à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « **Add New Load Case**», représenté comme suit :

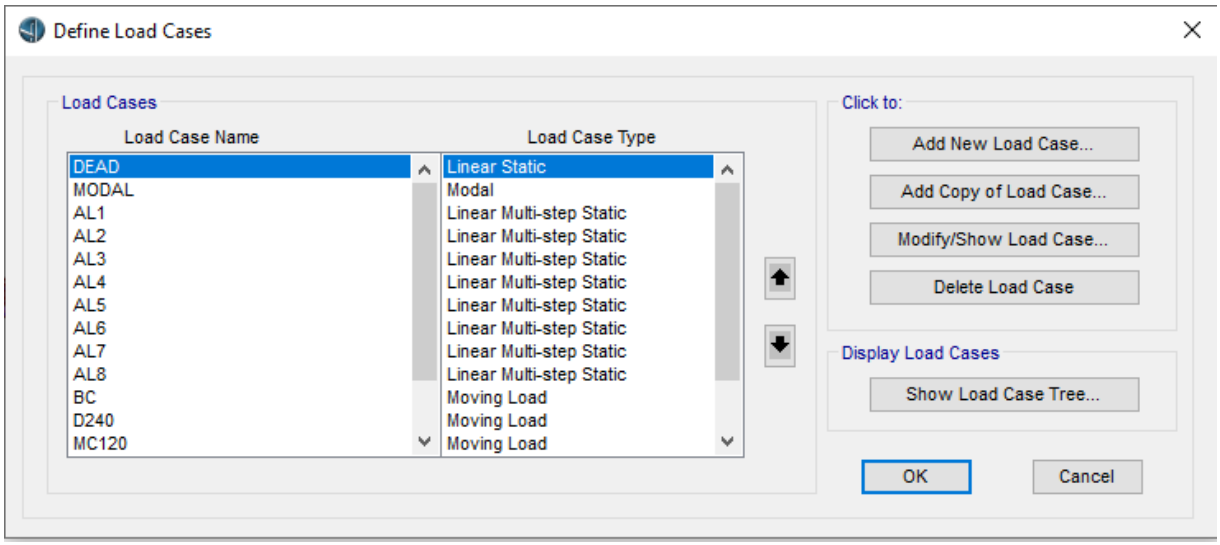


Figure.VI.13. Détermination des charges.

d) Les combinaisons d'actions

Les combinaisons sont définies en choisissant « **Design Rating** » de la barre des tâches, et puis « **Load combinasion** ».

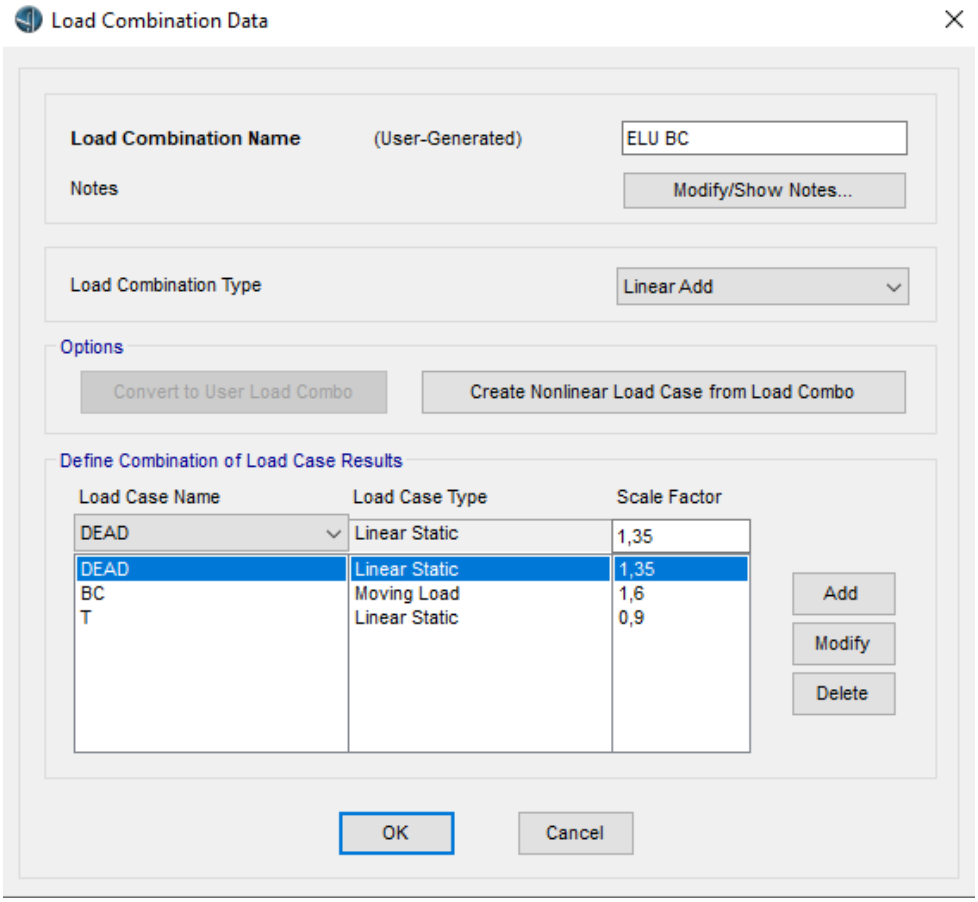


Figure.VI.14. Détermination des Combinaisons d'actions.

VI. 3. RESULTATS OBTENUS

Afin de vérifier l'exactitude du travail de modélisation et les résultats obtenus par « CSI bridge » l'utilisateur peut choisir d'afficher les résultats d'analyse graphiquement ou numériquement **(annexe C).**

VI.3.1. Moments fléchissant maximaux

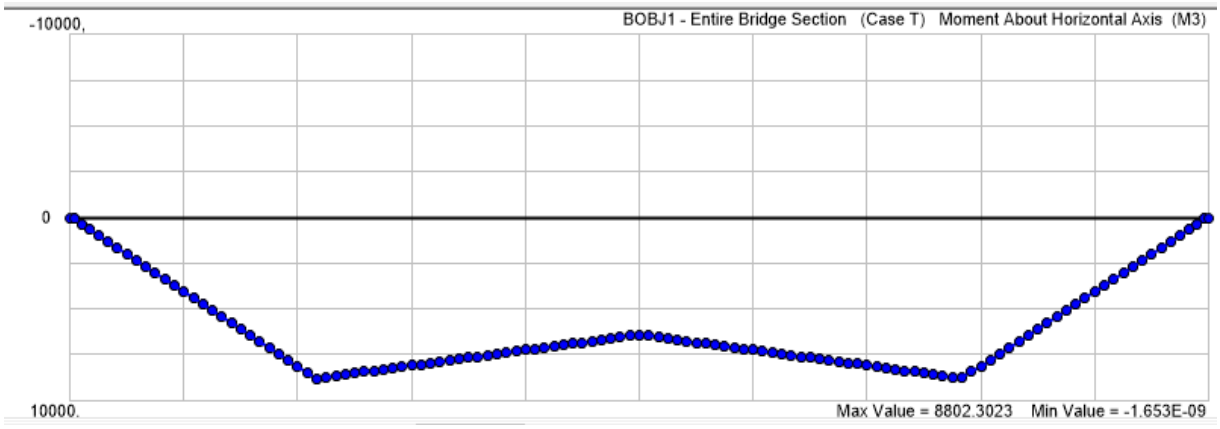


Figure VI.15. Moment fléchissant sous l'effet de la température T.

a) Sur pile

- **E.L.U**

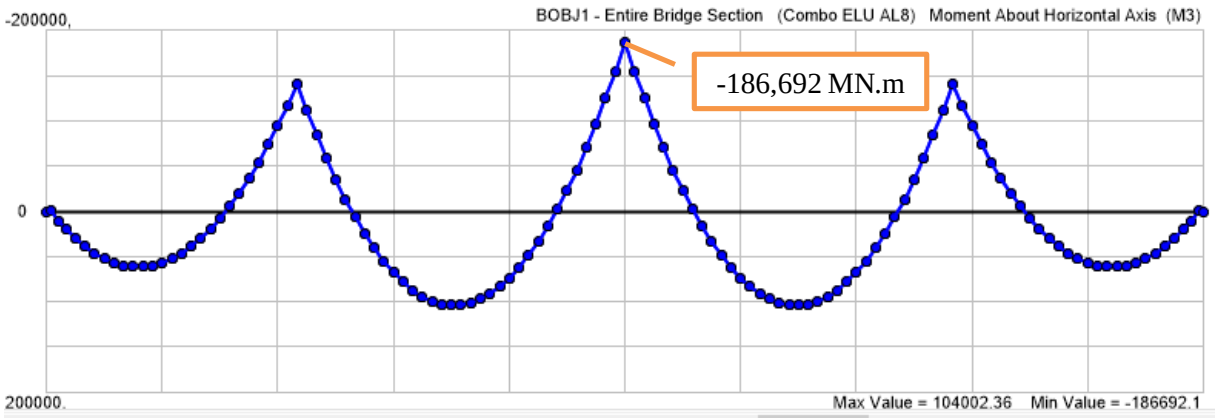


Figure VI.16. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL8+0.9T.

- **E.L.S**

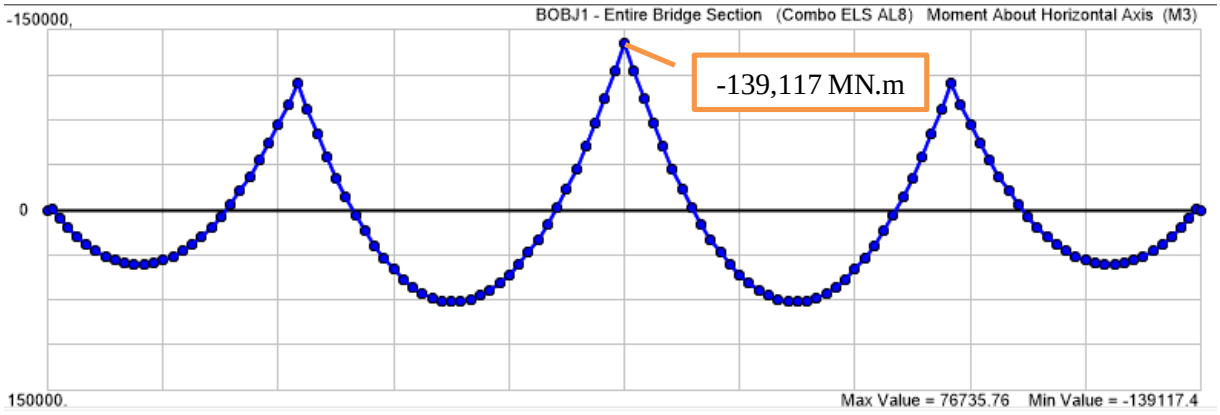


Figure VI.17. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL8+0.6T.

b) A mi- travée

- **ELU**

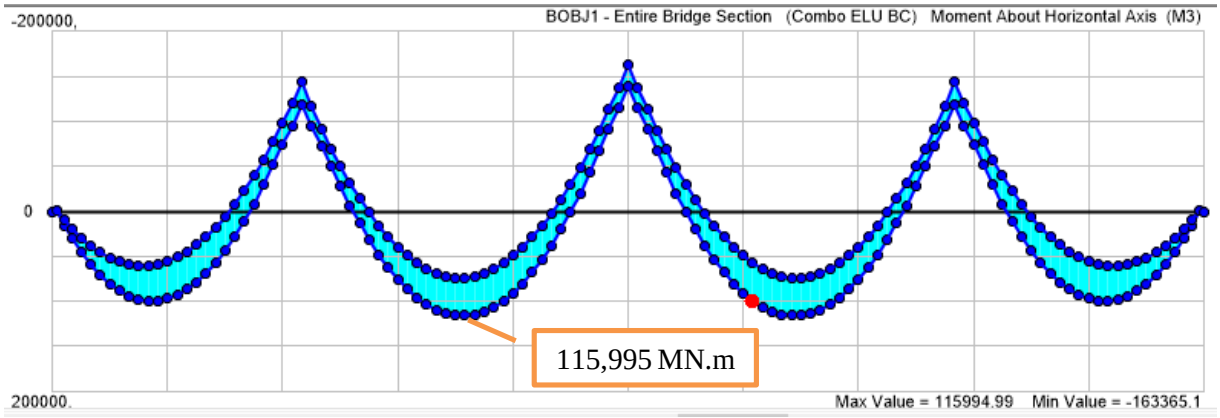


Figure VI.18. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

- **ELS**

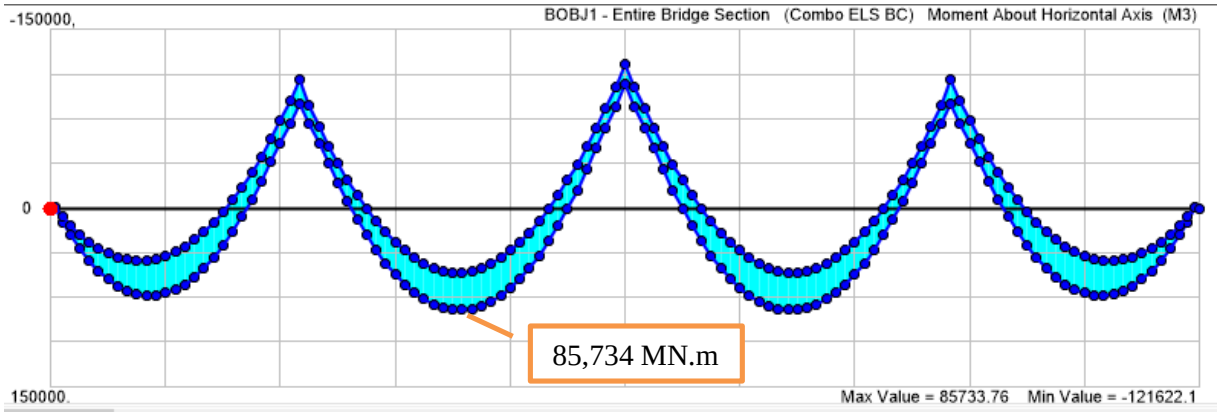


Figure VI.19. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2BC+0.6T.

VI.3.2. Efforts tranchants maximaux

- **E.L.U**

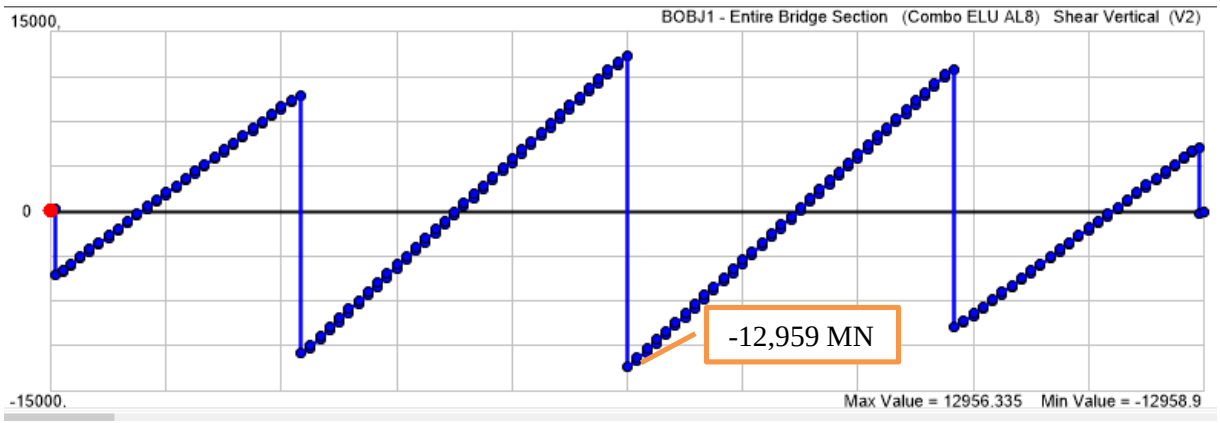


Figure VI.20. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1,6AL8+0.9T.

- **E.L.S**

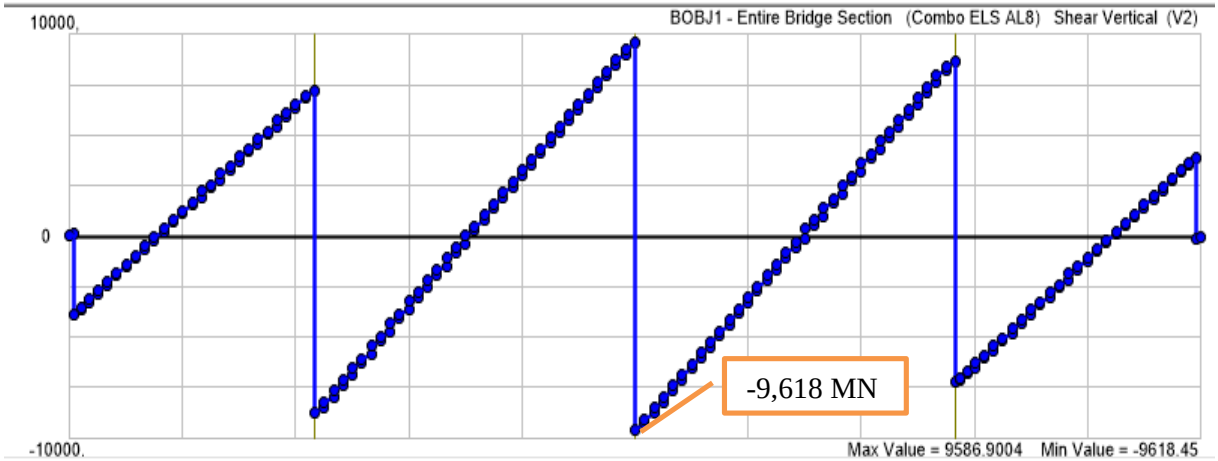


Figure VI.21. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2AL8+0.6T.

VI.3.3. Les réactions d'appui maximales

- **E.L.U**

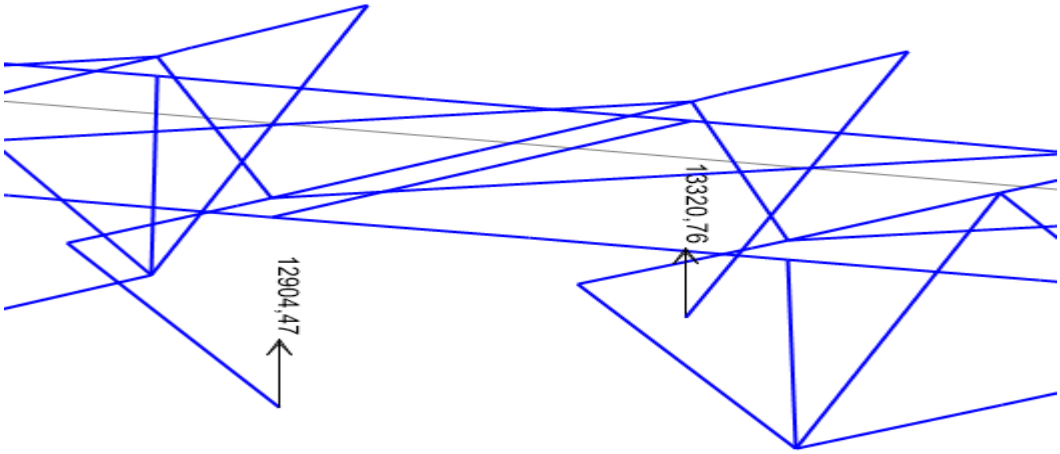


Figure VI.22. Réaction d'appui maximale sous la combinaison 1.35G+1.6AL8+0.9T (pile2).

- **E.L.S**

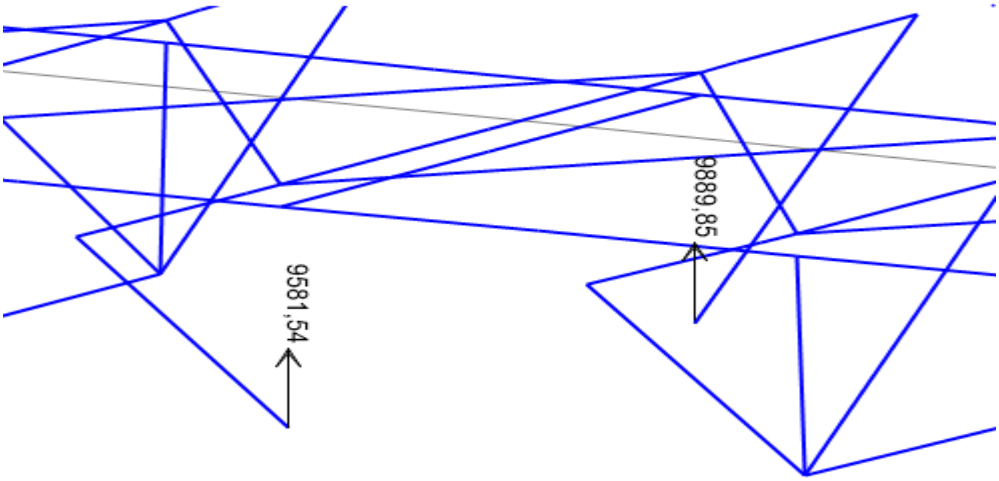


Figure VI.23. Réaction d'appui maximale sous la combinaison G+1.2AL8+0.6T (pile2).

VI.3.4. Tableaux récapitulatifs des résultats obtenus

Tableau.VI.2. Récapitulation des résultats des moments fléchissant

E.L.U			E.L.S		
Sollicitations	M_{max}(KN.m)		Sollicitations	M_{max} (KN)	
	Sur appuis	A mi-travée		Sur appuis	A mi-travée
1.35G	-148 752,3	74 434,9	**G**	-110 186,9	55 136,94
1.35G+1.6 AL1+0.9T	-140 125	90 820.1	**G+1.2 AL1+0.6T**	-104 192.1	67 260.79
1.35G+1.6 AL2+0.9T	-161 700.5	106 426.6	**G+1.2 AL2+0.6T**	-120 373.6	78 557.27
1.35G+1.6 AL3+0.9T	-183 273.8	105 121.5	**G+1.2 AL3+0.6T**	-136 592.1	77 575.17
1.35G+1.6 AL4+0.9T	-179 855.4	99 806.1	**G+1.2 AL4+0.6T**	-133 989.8	73 592.11
1.35G+1.6 AL5+0.9T	-161 700.6	112 672.1	**G+1.2 AL5+0.6T**	-120 373.7	83 241.59
1.35G+1.6 AL6+0.9T	-137 622.3	90 472.55	**G+1.2 AL6+0.6T**	-102 661.4	67 000.59
1.35G+1.6 AL7+0.9T	-165 119	111 422.3	**G+1.2 AL7+0.6T**	-122 937.5	82 304.01
1.35G+1.6 AL8+0.9T	**-186 692.1**	104 002.4	**G+1.2 AL8+0.6T**	**-139 117.4**	76 735.76
1.35G+1.6BC+0.9T	-163 365.1	**115 995**	**G+1.2BC+0.6T**	-124 622.1	**85 733.76**
1.35G+1.6Bt+0.9T	154 368.6	103 177.8	**G+1.2Bt+0.6T**	-114 874.7	76 120.89
1.35G+1.6Br+0.9T	-144 673.8	83 883.2	**G+1.2BC+0.6T**	-107 603.3	61 649.96
1.35G+1.35MC120+0.9T	-153 981.9	101 847.3	**G+MC120+0.6T**	-114 488	74 935.29
1.35G+1.35D240+0.9T	-150 524.1	93 9227	**G+D240+0.6T**	-111 926.7	69 065.25

Tableau.VI.3. Récapitulation des résultats de l'effort tranchant.

E.L.U		E.L.S	
Sollicitations	V_{max}(KN)	Sollicitations	V_{max}(KN)
1.35G+1.6 AL8+0.9T	**-12 998.9**	**G+1.2 AL8+0.6T**	**-9 618,45**
1.35G+1.6BC+0.9T	-12 885.4	**G+1.2BC+0.6T**	-9 567.09
1.35G+1.6Bt+0.9T	-11 761.2	**G+1.2Bt+0.6T**	-8 723.94
1.35G+1.35MC120+0.9T	-11 681.3	**G+MC120+0.6T**	-8 650.92
1.35G+1.35D240+0.9T	-11 167.1	**G+D240+0.6T**	-8 270.04

Tableau.VI.4. Récapitulation des résultats des réactions d'appui.

E.L.U		E.L.S	
Sollicitations	Rz_{max}(KN)	Sollicitations	Rz_{max}(KN)
Pile : 1.35G+1.6 AL8+0.9T	**13 320**	Pile : G+1.2 AL8+0.6T	**9 890**
Culée : 1.35G+1.6BC+0.9T	**4 356**	Culée : G+1.2BC+0.6T	**3 238**

Chapitre VII : Etude de la section mixte

VII.1. INTRODUCTION

L'analyse de la section mixte est l'analyse de l'ouvrage dans son ensemble pour vérifier les sollicitations en flexion longitudinale et les contraintes correspondantes dans toutes ses sections. Elle est réalisée en considérant deux états de la structure : à court terme (avant la mise en place de la dalle en béton) et à long terme (lors de la mise en service de l'ouvrage).

VII.2. HYPOTHESES DE CALCUL

Selon l'EN 1994-2, l'analyse de la structure est une analyse linéaire élastique au premier ordre (ne tient pas compte des effets de la géométrie déformée). On prend en considération la fissuration, le retrait et le fluage, ainsi que le phasage de la construction.

2. La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, c'est-à-dire que le déplacement entre les deux matériaux est empêché par le biais de connecteurs.

3. L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK : $(\Delta l / l)a = Ea/\ \sigma a$ ⟶ Pour l'acier.

$(\Delta l/l)b = \sigma b/\ Eb$ ⟶ Pour le béton.

D'après l'hypothèse 2, on a : $(\Delta l/l)a = (\Delta l/l)b$ et donc : $\sigma b/\sigma a = Eb/Ea = n$

n : coefficient d'équivalence qui varie en fonction de Eb, ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

4. La résistance en traction du béton est négligée.

5. La section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène d'acier, l'aire du béton comprimé sera remplacée par une aire équivalente d'acier Bn=B/n, de même centre de gravité.

VII.3. COEFFICIENT D'EQUIVALENCE ENTRE ACIER ET BETON

VII.3.1. Coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale ayant une courte durée d'application est reprise par la section mixte homogénéisée (fissurée ou non). Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence appelé coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme n_0 :

$$n_0 = Ea/Eb = \frac{210000}{22000\ (fcm\ /10)^{0.3}}$$

Avec : f_{cm} : Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 jours.

$f_{cm} = fc28 + 8 = 35 + 8 = 43$ MPa

$$n_0 = 6.1625$$

VII.3.2. Coefficient d'équivalence pour les chargements à long terme

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est noté n_L. Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient ψ_L) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage $\varphi(t, t_0)$) :

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0))$$

Les valeurs retenues pour le coefficient d'équivalence sont les suivantes :

1er cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante est la section en métal. Dans ce cas **(n=∞).**

2éme cas : correspond à l'installation de la superstructure. Il s'applique alors des charges relativement longues par rapport à celles que subit l'ouvrage. Nous sommes alors dans un cas de chargement à long terme **(n=18).**

3éme cas : correspond à l'application des surcharges, pour lequel on utilise un coefficient **(n= n_0= 6).**

L'effet du retrait sera pris en compte par un coefficient **(n= 15).**

TABLEAU VII.1. Coefficient d'équivalence n.

Sollicitations	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	Retrait	15

VII.4. CLASSIFICATION DES SECTIONS

La classification des sections transversales a pour but, de prévenir le voilement local par compression et la flexion des poutres. Les sections sont classées de 1 à 4 en fonction de l'élancement des différentes parois de l'élément étudié. Cette classification est déterminante dans le choix de la méthode de vérification, puisque les sections de classe 1 et 2 sont vérifiées en plasticité et celles de classe 3 et 4 le sont en élasticité.

Selon l'EUROCODE 4, une semelle comprimée et liée à la dalle en béton par le biais de connecteurs est insensible au voilement. On peut la considérer comme étant de classe 1. Aussi, le voilement local ne peut être provoqué que par des contraintes de compression, ce qui veut dire que les parois soumises à la traction seront automatiquement classées en classe 1. Pour les ponts hyperstatiques, les sections en travées sont soumises à un moment de flexion négatif, alors que les sections au voisinage des appuis intermédiaires sont généralement soumises à un moment de flexion positif.

VII.5. GEOMETRIE DE LA SECTION MIXTE

VII.5.1. Caractéristiques géométriques de la dalle

(Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême ;

I_Δ : Moment d'inertie/Δ ;

S_Δ : Moment statique/Δ ;

V'= S_Δ /B : Distance entre CDG et la fibre inférieur ;

I_0 : Moment d'inertie /CDG ;

$I_0 = bh^3/12$ Pour une section rectangulaire ;

B = Section de béton.

$I_\Delta = I_0 + BZ^2$

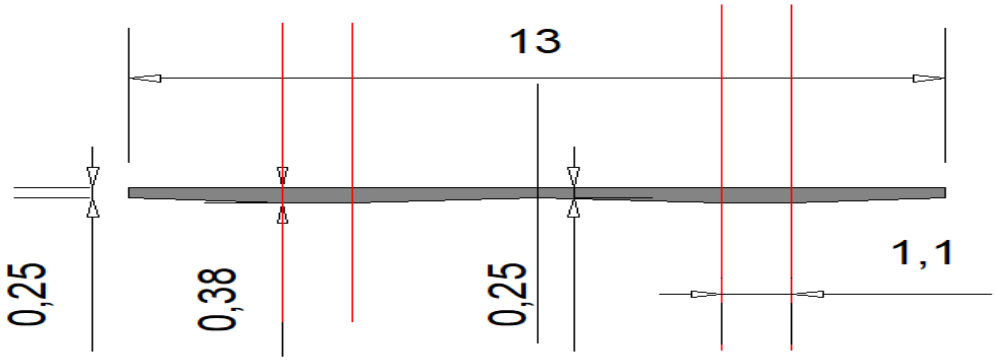


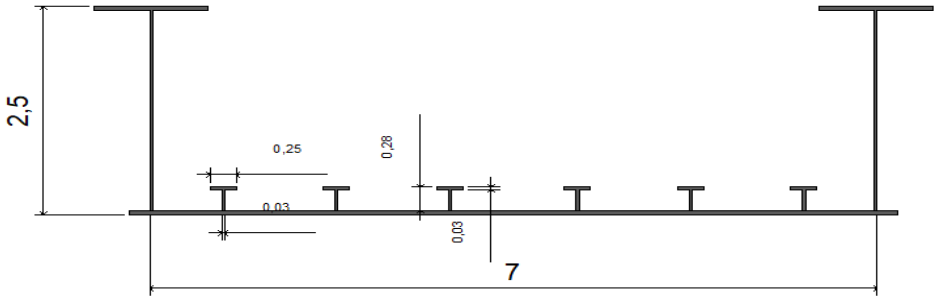
Figure VII.1. Section du béton.

TABLEAU VII.2. Caractéristiques géométriques de la section du béton.

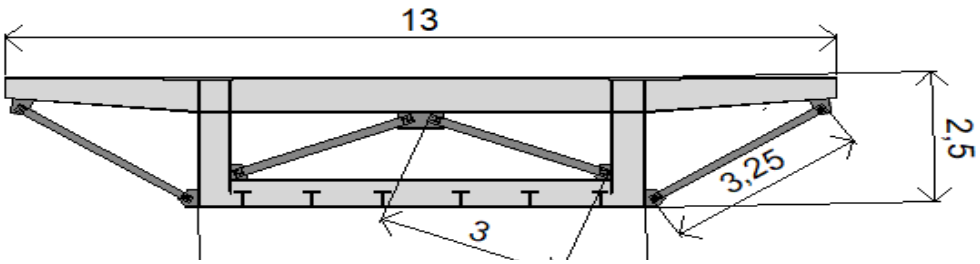
B (m^2)	Z (m)	S_Δ=B.Z	$I_{Gb} = I_0$ (m^4)	I_Δ (m^4)	V_i'(m)	V_S'(m)
4.238	**0.214**	**0.907**	**0.041**	**0.235**	**0.214**	**0.166**

VII.5.2. Caractéristiques géométriques de la section métallique seule (caisson)

En travées sans pièces de pont



En travées avec pièces de pont



Sur appuis

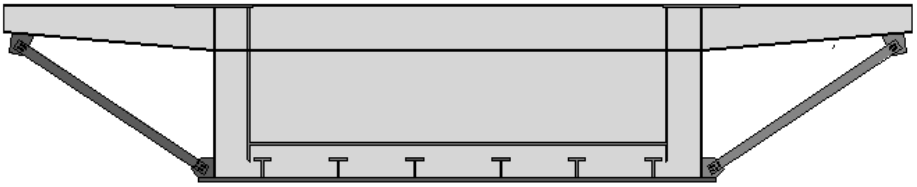


Figure VII.2. Section du caisson métallique.

On prend les caractéristiques de la section en travée sans pièces de pont :

TABLEAU VII.3. Caractéristiques géométriques de la section du caisson métallique.

A (m^2)	V's(m)	V'i(m)	$I_{Ga}(m^4)$
0.691	**1.85**	**0.65**	**0.633**

VII.5.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte

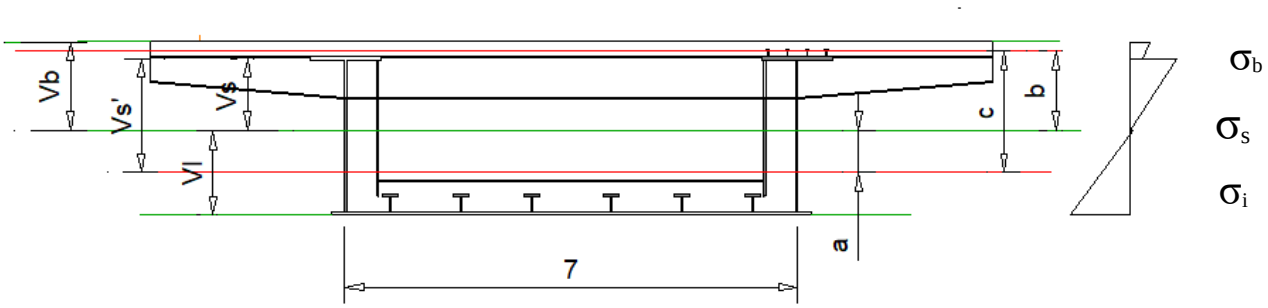


Figure VII.3. Section mixte.

Section homogénéisée du caisson mixte : S_n= A+B/n

A = 0.691m²

B = 4.238 m²

S_n :

- $S\infty = 0.691\ m^2$;
- $S_{18} = 0.926\ m^2$;
- $S_{15} = 0.974\ m^2$;
- $S_6 = 1.397\ m^2$.

La distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de la charpente est :

C =V'$_s$+ Y$_{Gb}$ = 1.85 + 0.214 = 2.064 m

Position du centre de gravité de la section de la charpente par rapport à celui de la section mixte :

$$\alpha_n = B.C/n.Sn$$

α_n :

- $\alpha\infty = 0$ m ;
- $\alpha_{18} = 0.525$ m ;
- $\alpha_{15} = 0.599$ m ;
- $\alpha_6 = 1.044$ m.

Position du centre de gravité de la section de béton par rapport à celui de la section mixte :

$$b_n = A.C/Sn$$

b_n :
- b_∞ = 2.064 m ;
- b_{18} = 1.540 m ;
- b_{15} = 1.464 m ;
- b_6= 1.021 m.

L'inertie de la section mixte rapportée à son centre de gravité G est :

$$I_{Gba} = I_{Ga} + I_{Gb}/n + (A.B/n.S_n) \times C^2 = I_{Ga} + I_{Gb}/n + \alpha_n \times b_n \times S_n$$

I_n :
- I_∞ = 0.633 m⁴ ;
- I_{18} = 1.3839 m⁴ ;
- I_{15} = 1.4899 m⁴ ;
- I_6= 2.1289 m⁴ .

Les bras de leviers Vbn; Vsn; Vin :

Vbn=bn + 0.166

Vsn= bn - 0.214

Vin= αn + 0.65

TABLEAU VII.4. Caractéristiques géométriques de la section mixte.

N	∞	18	15	6
A (m²)	0.691	0.691	0.691	0.691
B (m²)	4.238	4.238	4.238	4.238
C (m)	2.064	2.064	2.064	2.064
S_n (m²)	0.691	0.926	0.974	1.397
α_n (m)	0	0.525	0.599	1.044
b_n (m)	2.064	1.540	1.464	1.021
I_n (m⁴)	0.633	1.3839	1.4899	2.1289
V_{bn}(m)	2.23	1.706	1.63	1.187
V_{sn}(m)	1.85	1.326	1.25	0.807
V_{in}(m)	0.65	1.175	1.249	1.694

VII.6. LARGEURS EFFICACES

VII.6.1. Largeurs efficaces de la dalle

Pour une poutre principale dans une section donnée, la largeur efficace de la dalle est :

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i . b_{ei}$$

Avec :

b_0 = Entraxe entre les rangées extérieures de connecteurs = 90 cm

b_{ei}= min(L_e /8 ; b_i), ou :

- L_e : portée équivalente dans les sections considérées ;
- b_i : largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse.

b_1=3,05 m ; b_2=2,55 m

β_i =1 sauf sur culée où : $\beta_i = 0.55+0.025.\frac{Le}{bei} < 1$

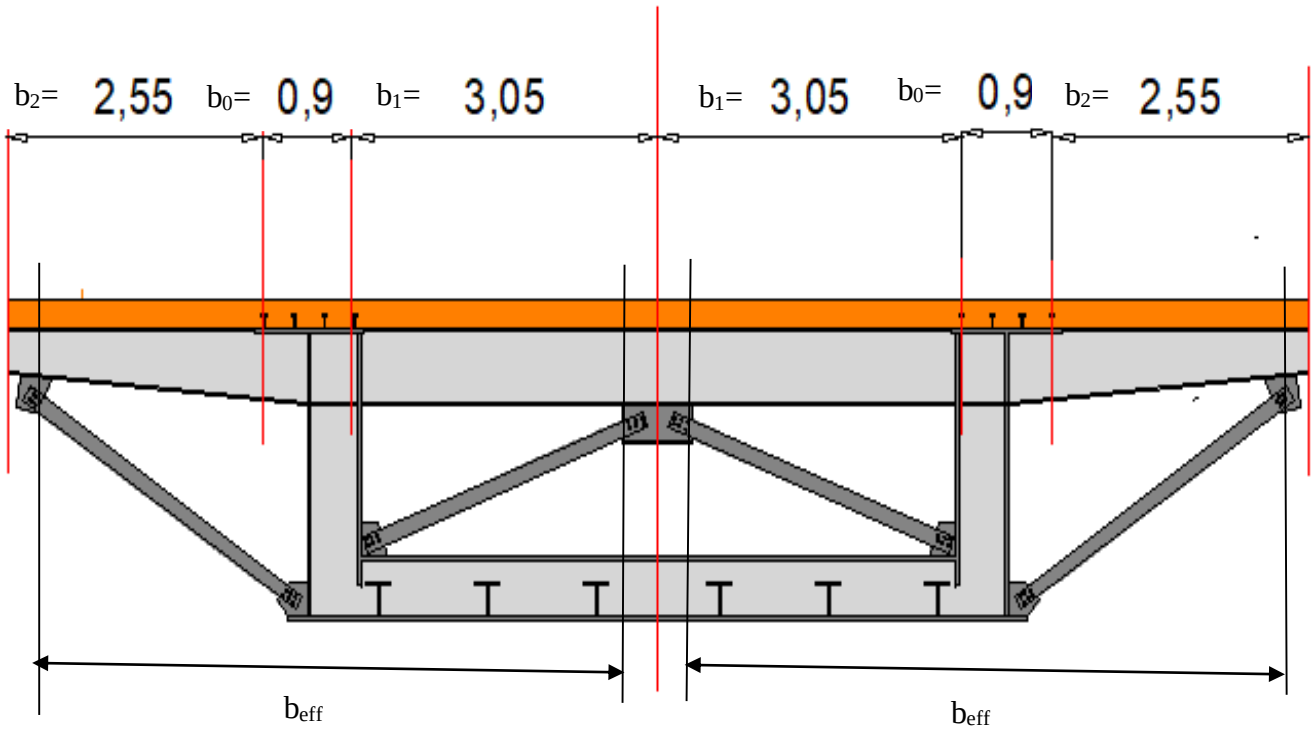


Figure VII.4. Définition de la largeur efficace.

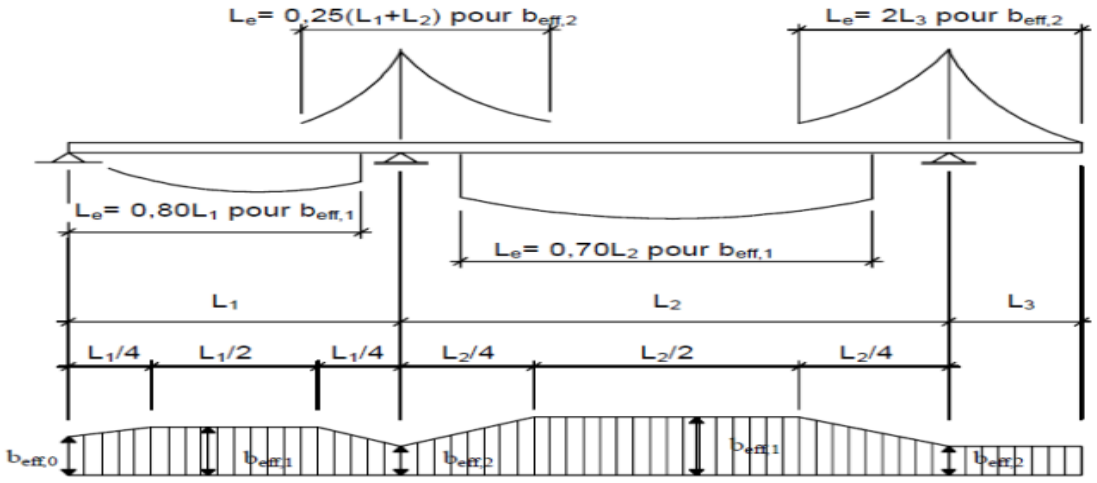


Figure VII.5. Portées équivalentes L_e.

Tableau VII.5. Largeur efficace de la dalle le long du pont.

	Travée de rive	Travée centrale	Appuis intermédiaires	culées
Portées équivalentes L_e (m)	55,25	59.5	37.5	55,25
Largeur à gauche b_{e1}	3,05	3,05	3,05	3,05
Largeur à droite b_{e2}	2,55	2,55	2,55	2,55
β_1	1	1	1	1
β_2	1	1	1	1
Largeur efficace b_{eff} (m)	6,5	6,5	6,5	6,5

VII.6.2. Largeur efficace pour le traînage de cisaillement aux ELS et ELU de fatigue de la tôle de fond

Tableau VII.6. Largeur efficace de la dalle le long du pont.

	Travée de rive	Travée centrale	Appuis intermédiaires	Culées
Portées équivalentes L_e (m)	55,25	59.5	37.5	55,25
$\alpha_0 = (1 + Asl / b_0 t)^{0.5}$	1.121	1.121	1.121	1.121
$K=\alpha_0.b_0 / Le$	0.071	0.066	0.105	0.071
β	0.969	0.973	0.894	0.874
$beff = \beta\ bo$	3.392	3.406	3.129	3.059

VII.7. CALCUL DU RETRAIT (selon l'EUROCODE 2)

Le calcul sera détaillé en annexe. Les résultats trouvés sont les suivants :

Pour les vérifications en phase de service, on applique un retrait de $1.726*10^{-4}$ à chaque plot lorsqu'il est bétonné, avec un coefficient d'équivalence (n=6). Pour les vérifications au temps infini, on applique un retrait de $2.725*10^{-4}$ appliqué sur la dalle complète, avec un coefficient (n=15).

Les efforts internes sont donnés par : $\begin{cases} N_m = E_b \,.\varepsilon_r \,.B_n \\ M_m = N_m \,.b_n \end{cases}$

A court terme $\begin{cases} N_6 = 26{,}32 \text{ MN} \\ M_6 = 26{,}87 \text{ MN.m} \end{cases}$

A long terme $\begin{cases} N_{15} = 13{,}98 \text{ MN} \\ M_{15} = 20{,}46 \text{ MN.m} \end{cases}$

VII.8. LES PHENOMENES D'INSTABILITE ELASTIQUE

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple).

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces de grand élancement.

VII.8.1. Flambement

❖ Présentation du phénomène

Lorsqu'une barre rectiligne est sollicitée par un effort normal de compression, dirigé rigoureusement suivant l'axe neutre, on dit que l'on est en compression simple centrée, et cette barre est soumise uniformément à une contrainte normale de compression.

D'après l'Eurocode 3, le risque de flambement n'est à considérer que si l'élancement réduit $\bar{\lambda} > 0,2$, en ce cas la sollicitation **N** de compression simple doit satisfaire a :

$$N < N_{b.rd}$$

$$N_{b.rd} = \chi \, \beta_A \, A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\beta_A = 1$ pour classe 1, 2 et 3

- χ coefficient de réduction
- A l'aire de la section
- γ_{M1} facteur de sécurité $(\gamma_{M1}=1,1)$

❖ **Vérifications des bracons**

La combinaison la plus défavorable est **1.35G+1,6 AL (**CAS4) **+0,9T** : $N=151,39KN$

➢ La classe de la section

$$\frac{d}{t}=22,04<50\varepsilon^2 \qquad (\varepsilon=0,81)$$

La section de **classe 1**

Donc $\beta_A=1$

➢ Elancement maximal :

$$\lambda_y=\frac{l_f}{i_y}$$

- l_f : Longueur de flambement. $l_f=0,5\ l$
- i_y : Le rayon de giration.

$$\lambda_y=\frac{2,16}{0,0473}=45,66$$

➢ Elancement réduit :

$$\lambda_1=93,9\varepsilon=76,39$$

$$\bar{\lambda}=\frac{\lambda_y}{\lambda_1}=\frac{45,66}{76,39}=0,6$$

$\bar{\lambda}>0,2$ ⟹ **Risque de flambement**

Le tableau D.5 dans ENV 1993-1-1 : donne Coefficients de réduction χ en fonction de $\bar{\lambda}$

- $\chi=0,837$
- $A=2,66\times10^{-3}m^2$
- $f_y=355MPa$

$$N_{b.rd}=0,837\times1\times2,66\times\frac{355}{1,1}$$

$$N_{b.rd}=749,43\ KN$$

$N<N_{b.rd}$ ⟹ **Condition vérifié**

VII.8.2. Le déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui apparaît lorsque la flexion atteint un niveau critique. Il génère soudainement et simultanément une déformation latérale de flexion et une rotation longitudinale de torsion le long de la portion non maintenue de la poutre.

Lorsque l'élancement $\bar{\lambda}_{LT}<0,4$, il n'est pas nécessaire de prendre en compte le déversement, en ce cas la sollicitation **M** de flexion doit satisfaire a :

$$M<M_{b.rd}$$

$$M_{b.rd} = \chi_{LT}\beta_W W_{pl.y}\frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

avec :

- $\beta_w = 1$ Pour les sections transversales de Classe 1 ou de Classe 2.
- $W_{pl.y}$ Module résistant plastique
- χ_{LT} coefficient réducteur pour le déversement

❖ **Vérifications des consoles :**

La section des consoles variable, en supposant la poutre de section uniforme égale à la section de plus faible résistance.

➢ La classe de la section

Semelle: $\frac{c}{t} = 7,5 < 10\varepsilon$

La section de **classe 1**

Ame : $\frac{d}{t_w} = 30 < 72\varepsilon$

La section de **classe 1**

Section Global : La section de **classe 1**

Donc $\beta_w = 1$

➢ l'élancement

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_W W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}\right]^{0,5}$$

Où M_{cr} représente le moment critique élastique de déversement, calculé à partir des caractéristiques de la section transversale.

L'annexe F de l'ENV 1993-1-1:1992, on peut prendre

$$M_{cr} = C_1\frac{\pi^2 EI_Z}{(KL)^2}\left[\left[\frac{K}{K_W}\right]^2\frac{I_W}{I_Z} + \frac{(KL)^2 GI_T}{\pi^2 EI_Z}\right]^{0,5}$$

- Les facteurs de longueur effective $K = K_W = 0,5$
- C_1 Tableau F.1.2 dans l'ENV 1993-1-1:1992 $C_1 = 0,712$
- Module d'élasticité longitudinale $E = 210000MPa$
- Module d'élasticité transversale $G = 81000MPa$
- moment d'inertie de torsion $I_T = 2,99.10^2 cm^4$
- moment d'inertie de gauchissement $I_W = 8649.10^3 cm^6$

- moment d'inertie de flexion $I_Z = 9,04.10^3 cm^4$
- longueur de la console $L = 325cm$

$$M_{cr} = 1,59 \times 10^4 KN.m$$

Module de résistance plastique $W_{pl.y} = 5,048 \times 10^{-3} m^3$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{1 \times 5,048 \times 355 \times 10^{-3}}{1,59} \right]^{0,5} = 0,336$$

$$\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$$

⇒ **Pas de risque de diversement dans les consoles**

VII.8.3. Voilement des âmes des pièces de pont

Le voilement d'une âme de poutre est un phénomène de déformation de l'âme sous l'action des contraintes de compression et des contraintes de cisaillement.

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport d / t_w de l'âme est supérieur à 69ε

$$\frac{d}{t_w} = \frac{60}{2} = 30 < 69\varepsilon = 55,89$$

⇒ **Il n y a pas de risque de voilement dans la poutre**

VII.9. EXIGENCES CONCERNANT LES RAIDISSEURS LONGITUDINAUX

Afin d'éviter le voilement, il convient de respecter pour les raidisseurs longitudinaux le rapport **b/t** :

b/t ≤ 12.5 ε avec **b = 125 mm**

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$ *Avec* ***fy*** *: Résistance limite d'élasticité.* Fy = 345 MPa

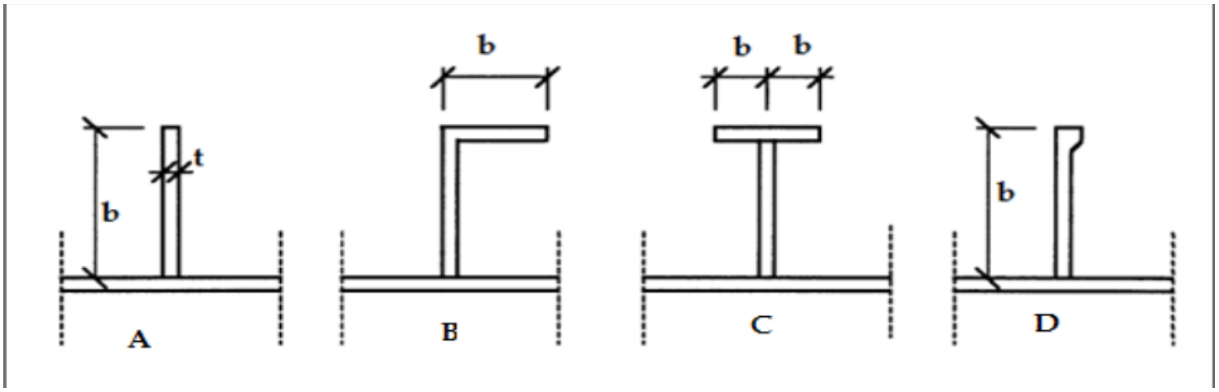


Figure VII.6. Les différents types de raidissage.

On a choisi des raidisseurs de type C avec les dimensions suivantes :

On prend **b = 125 mm**

t ≥ 12 mm, on prend **t = 30 mm**

VII.10. ETUDE DE LA DALLE

VII.10.1. Introduction

La dalle d'un pont sert de couverture pour le pont, elle est destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (revêtement, étanchéité ...etc.) et les surcharge des véhicule (civile, militaires, exceptionnelles) et transmettre leurs effort aux caisson.

Le calcul des sollicitations dans la dalle a été effectué par le logiciel CSI BRIDGE.

Le ferraillage sera calculé dans les deux sens pour 1m linéaire de dalle.

VII.10.2. Présentation de la dalle :

La dalle est un élément en béton armé d'une épaisseur de 25cm et de 38cm au niveau des appuis, reposant dans le sens transversale sur deux semelles supérieures des âmes du caisson, d'un entraxe des âmes de 7 m et dans le sens longitudinal sur des consoles chaque 5m.

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5}{6.5} = 0.769 \geq 0.4$ donc la dalle portant dans les deux sens.

VII.10.3. Ferraillage de la dalle

- **Sens longitudinal**

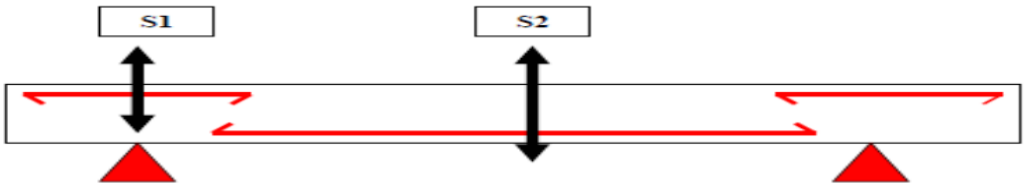


Figure VII.7. Les sections de calcul de moments.

- **En travée (fibres inférieures tendues)**

A la lumière des résultats obtenus pour les différents cas de chargements, la combinaison la plus défavorable sur appuis est: 1,35G + 1,60BC + 0,9 T.

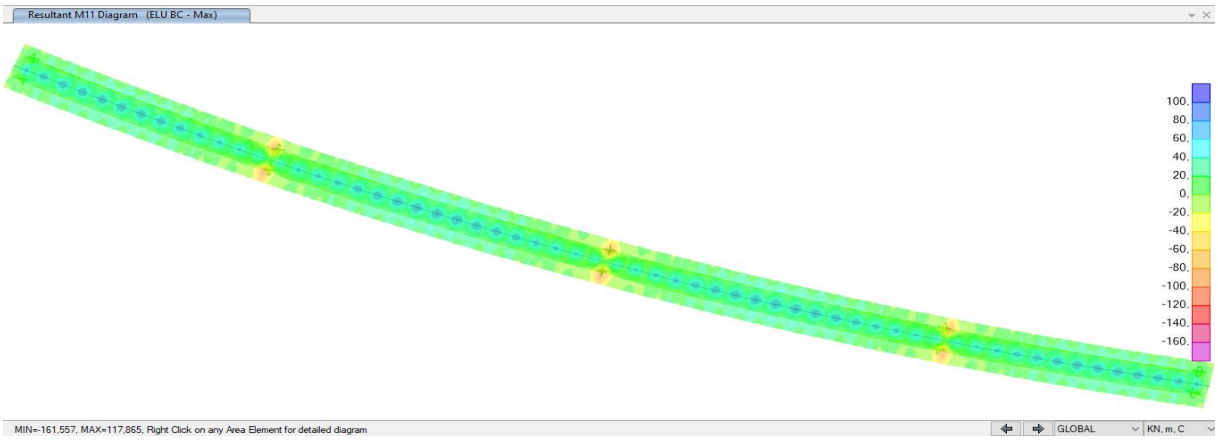


Figure VII.8. Moment max en travée.

a) Ferraillage à E.L.U

Pour le calcul de section d'acier en travée on suit les étapes de dimensionnement des sections rectangulaires à l'E.L.U proposées par le B.A.E.L:

$$M_u = 117.865 KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 19,83 MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,205$$

Avec : $d = 0,9h = 22,5cm$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{500}{2.10^5 \times 1,15} = 2,17.10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0,617$$

$$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,372$$

$$\mu = 0,205 < \mu_r = 0,372$$

En fonction de μ on calcule la position de l'axe neutre:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,291$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0,199m$$

$\mu = 0,205 > 0,186$

D'où

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} = 13,633cm^2$$

b) Condition de non fragilité

Il faut vérifie que:

$$A_s \geq \frac{0,23 f_{t28} bd}{f_e} = 1,863cm^2$$

Pour une section de 100x2 cm2 on a: $A_s > 1,863cm^2$

Donc $A_s = 13,633cm^2$ → On adopte le ferraillage suivant: **8HA16** avec **ST=12,5 cm**

- **Sur appui (fibres supérieures tendues)**

La combinaison qui donne un moment max sur appui (console) est :

1.35G + 1.6 (AL CAS 8) + 0.9T

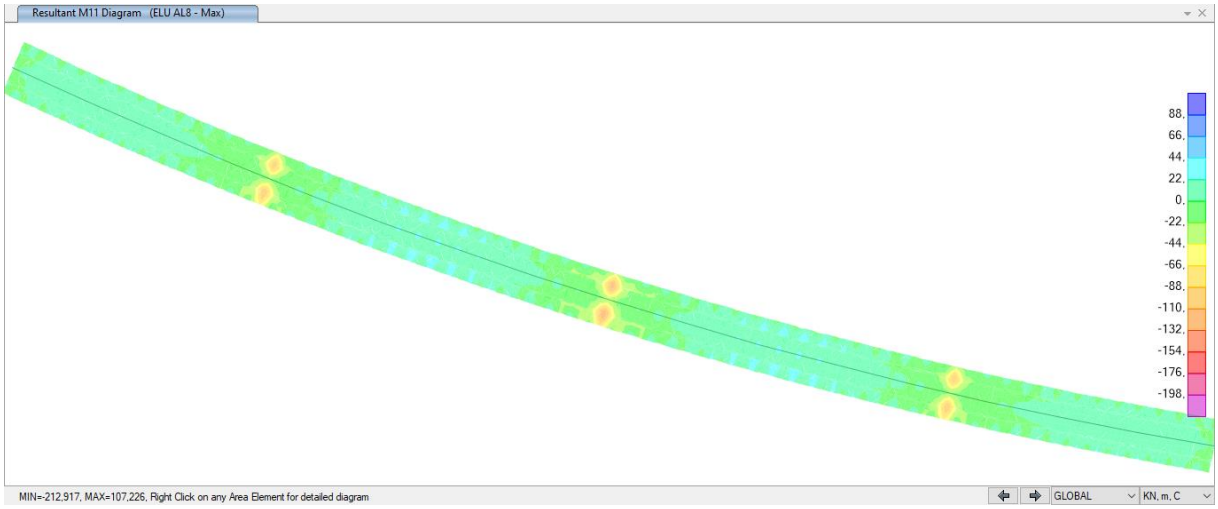


Figure VII.9. Moment max sur appui.

a) Ferraillage à E.L.U

$M_u = 212.917KN.m$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 19,83MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.371$$

Avec : $d = 0,9h = 22.5cm$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{500}{2.10^5 \times 1,15} = 2,17.10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0,617$$

$$\mu_r = 0,8\alpha_r(1 - 0,4\alpha_r) = 0,372$$

$$\mu = 0,371 < \mu_r = 0,372$$

En fonction de μ on calcule la position de l'axe neutre:

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,615$$

$$z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.17m$$

$$\mu = 0,371 > 0,186$$

D'où

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{z.\sigma_s} = 28.871cm^2$$

b) Condition de non fragilité

Il faut vérifie que:

$$A_s \geq \frac{0,23 f_{t28} bd}{f_e} = 1,863cm^2$$

Pour une section de 100x2 cm2 on a: $A_s > 1.863cm^2$

Donc $A_s = 28.871cm^2$ → On adopte le ferraillage suivant: **8HA25** avec **ST=12,5 cm**

Tout le reste de calcule est récapitulé dans le tableau suivant

Tableau VII.7. Ferraillage de la dalle.

		$M_u(KN.m)$	$h(cm)$	$A_S(cm^2)$	$A_{s.min}(cm^2)$	$ST(cm)$	Armature
Transversal	Travée	114.874	25	15,39	1,863	12,5	8HA16
	appui	-114.736	38	11,31	2,83	12,5	8HA14
longitudinal	Travée	117.865	25	15,39	1,863	12,5	8HA16
	appui	-219.917	25	31,42	1,863	12,5	8HA25

VII.11. JUSTIFICATION DE LA SECTION SUR LA PILE P2 A L'ELU

VII.11.1. Caractéristiques de la section

Le caisson métallique a une hauteur de 2500 mm. Il est constitué des éléments suivants :

• membrures supérieures de largeur 1100 mm et d'épaisseur 50 mm ;

• âme de hauteur 2400 et d'épaisseur 30 mm ;

• membrure inférieure de largeur 7400 mm et d'épaisseur 50 mm.

La membrure inférieure est raidie par 6 raidisseurs longitudinaux en Té :

• âme des raidisseurs de hauteur 250 mm et d'épaisseur 30 mm ;

• semelle des raidisseurs de largeur 250 mm et d'épaisseur 30 mm.

Les caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul valent :
• aire : $A_{a,}$ =0.691 m^2
• inertie : $I_{a,}$ =0.633 m^4
• distance entre le centre de gravité Ga et la face supérieure de la semelle supérieure :
$v_{s,a}$= 1851 mm

• distance entre le centre de gravité Ga et la face inférieure de la semelle inférieure :
$v_{i,a}$ = 661 mm

Les caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent :
• aire : A = 0.731 m^2
• inertie : I= 0.784 m^4
• distance entre le centre de gravité G et la face supérieure de la semelle supérieure : v_s = 1730 mm
• distance entre le centre de gravité G et la face inférieure de la semelle inférieure : v_i = 770 mm

• distance entre G et la nappe d'armature supérieure : v_{arma} = 1855 mm

VII.11.2. Sollicitations

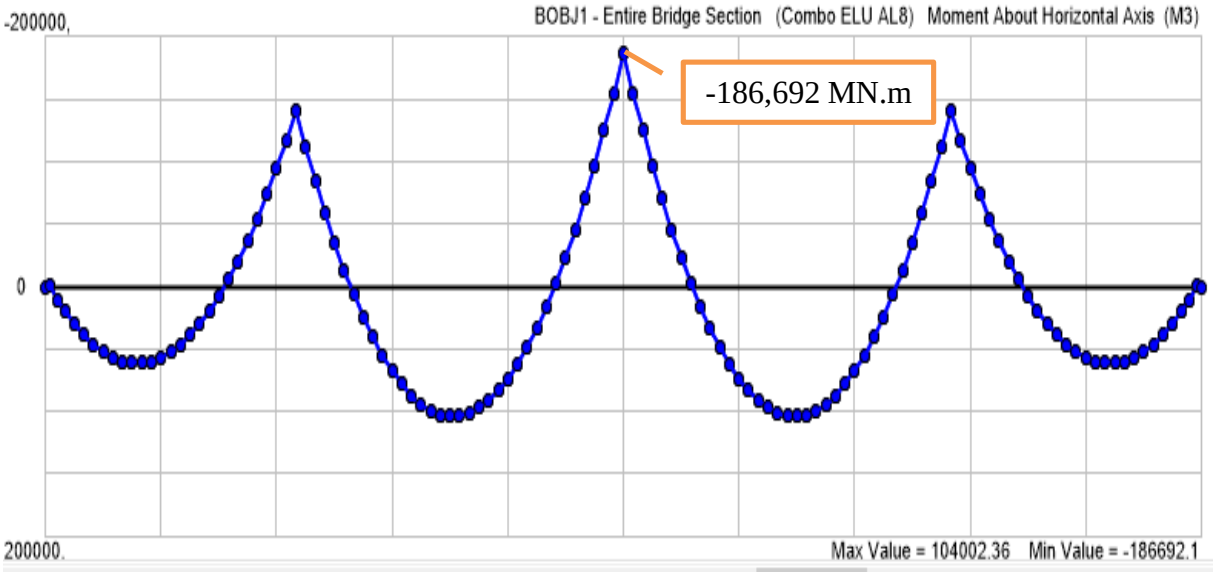


Figure VII.10. Moment fléchissant maximal sur pile a l'ELU M_{Ed}.

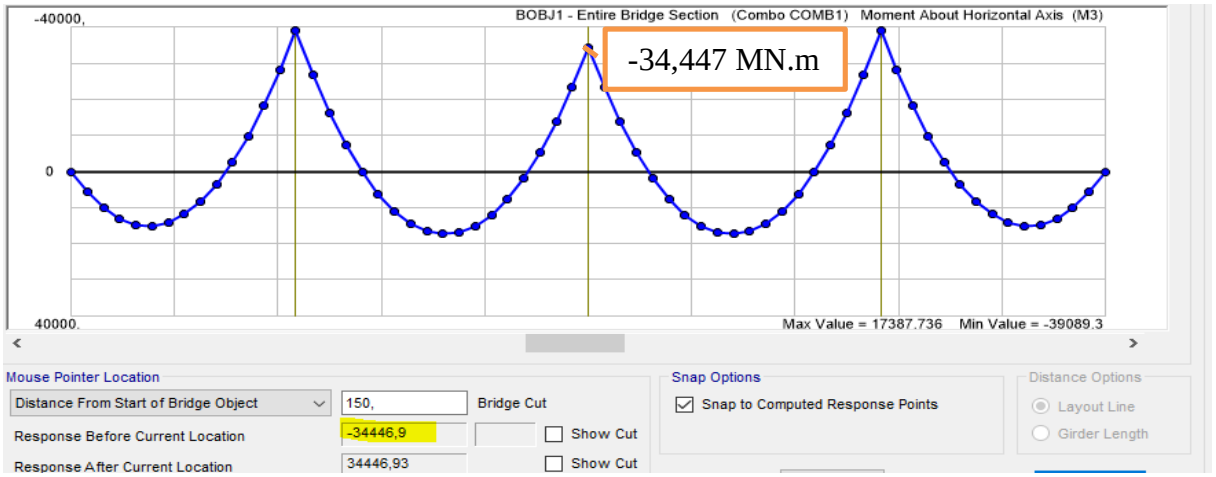


Figure VII.11. Moment fléchissant maximal sur pile à l'ELU M_a.

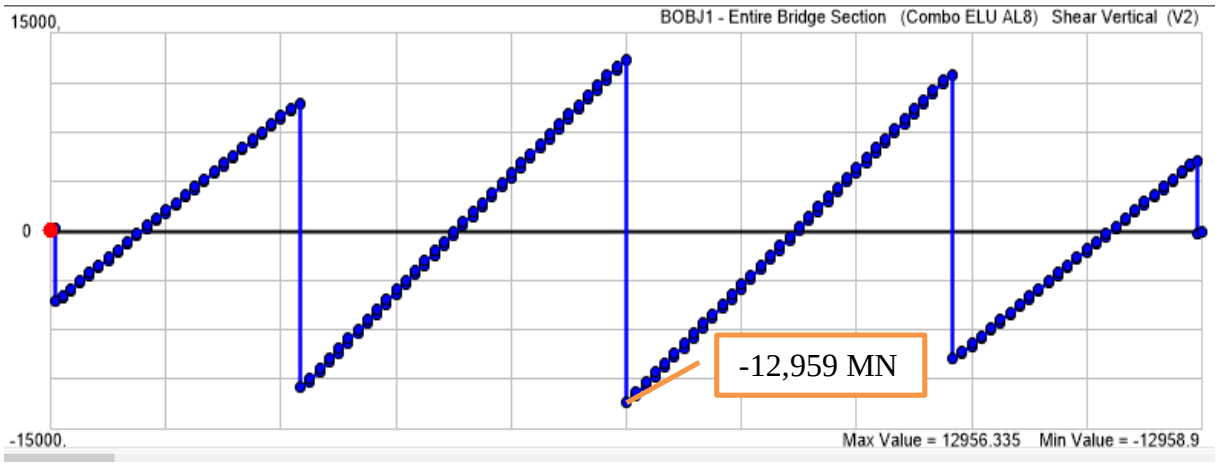


Figure VII.12. Effort tranchant maximal sur pile à l'ELU V_{Ed}.

M_{Ed} = -186.692 MN.m

V_{Ed} = 12,959 MN soit 6,4795 MN par âme

Le moment M_{Ed} est la somme du moment Ma = -34,447 MN.m repris par la charpente seule (fonctionnement en caisson métallique avant bétonnage du plot de dalle contenant la section sur appui P2) et du moment Mc = - 152,245 MN.m repris par la section mixte (caisson + armatures passives).

VII.11.3. Aire efficace de la membrure inferieure :

VII.11.3.1. Voilement des sous-panneaux élémentaires

Les sous panneaux sont tous uniformément comprimés ($\psi = 1$)

- Sous-panneau de tôle de fond : 1000x50 mm² : $c/t = 20 = 23{,}87.\varepsilon \leq 33.\varepsilon$ donc classe 1
- Âme des raidisseurs : 250x30 mm² : $c/t = 8{,}33 = 10{,}1.\varepsilon \leq 33.\varepsilon$ donc classe 1
- Semelle en console des raidisseurs:110x30 mm² : $c/t = 3{,}66 = 4{,}44.\varepsilon \leq 9.\varepsilon$ donc classe1

Tous ces sous-panneaux ne présentent donc aucun risque de voilement et sont pleinement efficaces : $\rho = 1$ où ρ est le facteur de réduction appliqué sur l'aire brute pour obtenir l'aire efficace.

VII.11.3.2. Voilement d'ensemble de la plaque raidie

On s'assure dans un deuxième temps que la tôle de fond raidie (et éventuellement efficace pour cause de voilement de sous-panneaux) ne voile pas dans son ensemble.

L'aire efficace Ac,eff correspondante est calculée à l'aide de l'expression :

$$A_{c,eff} = \rho_c \times A_{c,eff,milieu} + A_{c,eff,bords}$$

$$\rho_c = (\rho - \chi_c) \times \xi \times (2 - \xi) + \chi_c$$

a) Comportement de colonne (facteur χc)

• e_1 = 119mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité du raidisseur seul) ;

• e_2 = 51 mm (distance entre centre de gravité de la colonne et centre de gravité de la tôle de fond collaborant) ;

• $A_{sl,1}$ = 65000 mm²

• $I_{sl,1} = 6.82 \times 10^8 mm^4$

La contrainte critique de flambement de la colonne vaut :

$\sigma_{cr,c} = \frac{\Pi^2 . Ea . I_{sl,1}}{A_{sl,1} . a^2}$ / a = 5 m, longueur de la colonne entre cadres transversaux du caisson

$\sigma_{cr,c}$ = 869.86 MPa

$\beta_{A,c} = A_{sl,1eff} / A_{sl,1} = 1$

On en déduit l'élancement réduit de la colonne :

$$\overline{\lambda}_c = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} \cdot f_y}{\sigma_{cr,c}}} = 0{,}63$$

$\alpha_e = \alpha + \frac{0.09}{i/e}$ avec α=0.49 (courbe C), i= $\sqrt{\frac{I_{sl,1}}{A_{sl,1}}}$ =102.43 mm et e = max (e_1 ; e_2) = 119 mm

α_e= 0.59

Ø =0.5 [1+ α_e ($\bar{\lambda}_c$-0.2) + $\bar{\lambda}_c^2$]= 0.825

$\chi_c = \frac{1}{\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}c^2}} = 0.736$

b) Comportement de plaque (facteur ρ)

La contrainte critique élastique de voilement de la plaque raidie vaut :

$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p}.\ \sigma_E$ avec $\sigma_E = \frac{\Pi^2 Ea\ t^2}{12(1-v^2)b^2} = 9.68\ MPa$

ψ=1

α = a/b = 0,714 ≥ 0,5

$\delta = \frac{\sum Asl}{bt}$= 0.186

$\gamma = I_{sl}\frac{12(1-v^2)}{bt^3}$ = 52.17 où I_{sl} = 4.18 10^9 mm^4 est l'inertie de la plaque raidie.

Comme $\alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$ = 2.68 , on a :

$k_{\sigma,p} = \frac{2[(1+\alpha^2)^2+\gamma-1]}{\alpha^2(\psi+1)(1+\delta)}$ = 63.12

$\sigma_{cr,p}$ = 611 MPa

$\beta_{A,c} = \frac{A\ c,eff,milieu}{Ac}$ =1

$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\beta_{A,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}}$ = 0.751

Lorsque $\bar{\lambda}_p$ > 0,673 ρ= ($\bar{\lambda}_p$-0.22)/ $\bar{\lambda}_p^2$= 0.941

ρ=0.941

c) Facteur de réduction ρc

$\rho_c = (\rho - \chi_c) \times \xi \times (2-\xi) + \chi_c$ *avec* $0 < \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 < 1$

On a $\frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1$ = -0.297 donc ξ = 0 c'est à dire que la tôle de fond a un comportement pur de colonne : $\rho_c = \chi_c$ = 0,736.

d) Aire efficace de la plaque raidie

$A^*_{c,eff} = \beta^k A_{c,eff} = \beta^k [\rho_c A_{c,eff,milieu} + A_{c,eff,bords}]$ avec β^k =$0{,}894^{0{,}105}$ = 0.988 (**Tableau VII.6)** et ρ_c= 0,736.

$A_{c,eff,milieu}$= 345 000 mm²

$A_{c,eff,bords}$ = (7400-1000×6) ×50= 70 000 mm²

***A*$_{c,eff}$ = 320 033 mm²**

A_c = 390 000 mm²

Cela correspond à une réduction de 18% de la section de la membrure inférieure.

La forme de la membrure inférieure est conservée. Les épaisseurs des différents éléments de la partie "milieu" sont affectées d'un coefficient $k_1 = \rho_c \beta^\kappa$ alors que les épaisseurs des éléments de la partie "bord" sont affectées d'un coefficient $k_2 = \beta^\kappa$.

Les nouvelles caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul valent alors :

- aire : Aa = 0,5924 m^2
- inertie : Ia = 0,596 m^4
- $v_{s,a}$ = 1757 mm

• $v_{i,a}$ = 753 mm

Les nouvelles caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent :

• aire : A = 0,633 m^2
• inertie : I = 0,720 m^4
• v_s = 1805 mm
• v_i = 869 mm

VII.11.4. Aire efficace de l'âme

$\sigma_{inf} = M_a.\frac{V_{i,a}-t_{fi}}{I_a} + M_c .\frac{V_i-t_{fi}}{I}$ = 213.81 MPa

$\sigma_{sup} = M_a.\frac{V_{s,a}-t_{fs}}{I_a} + M_c .\frac{V_s-t_{fs}}{I}$ = - 469,76 MPa

$\psi = \sigma_{sup}/\sigma_{inf} = -2.197 \leq -1$

$h_w/t_w = 2400 / 25 = 96 \leq 62\varepsilon (1- \psi)\sqrt{(-\psi)} = 242.48$ / $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yw}}}$

Donc l'âme est de classe 3.

VII.11.5. Caractéristiques efficaces de la section

Les caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul valent alors :

• aire : $A_{a,eff}$ = 0,5924 m^2
• inertie : $I_{a,eff}$ = 0,596 m^4
• $v_{s,a,eff}$ = 1757 mm
• $v_{i,a,eff}$ = 753 mm

Les caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent:

• aire : A_{eff} = 0,633 m^2
• inertie : I_{eff} = 0,720 m^4
• $v_{s,eff}$ = 1805 mm
• $v_{i,eff}$ = 869 mm

VII.11.6. Justification de la section sous moment fléchissant

$\sigma_{s,inf} = M_a.\frac{V_{i,a,eff}}{I_a,eff} + M_c .\frac{V_{i,eff}}{I_{eff}}$ = 227,27 MPa $\leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 335$ MPa (1) **(vérifiée).**

$\sigma_{s,sup} = M_a.\frac{V_{s,a,eff}}{I_a,eff} + M_c .\frac{V_{s,eff}}{I_{eff}}$ = - 483.22 MPa $\geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = -335$ MPa (2) **(n'est pas vérifiée).**

$\sigma_{s,inf} = M_c .\frac{V_{arma,eff}}{I_{eff}}$ = -392,24 MPa $\geq \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ = - 434,8 MPa (3) **(vérifiée).**

Pour vérifier les conditions 2, on doit diminuer $v_{s,a,eff}$ et $v_{s,eff}$ en augmentant l'épaisseur des semelles supérieures , donc on prend une épaisseur 12,5 cm sur piles au lieu de 5 cm .

Les nouvelles caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul valent alors :

• aire : $A_{a,eff}$ = 0,757 m^2
• inertie : $I_{a,eff}$ = 1,012 m^4
• $v_{s,a,eff}$ = 1441 mm
• $v_{i,a,eff}$ = 1144 mm

Les nouvelles caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et armatures passives) valent:

- aire : A_{eff} = 0.798 m^2
- inertie : I_{eff} = 1,107 m^4
- $v_{s,eff}$ = 1601 mm
- $v_{i,eff}$ = 1224 mm

$$\sigma_{s,inf} = M_a.\frac{V_{i,a,eff}}{I_{a,eff}} + M_c\ .\frac{V_{i,eff}}{I_{eff}} = 207{,}28\ \text{MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 335\ \text{MPa (1)}$$

$$\sigma_{s,sup} = M_a.\frac{V_{s,a,eff}}{I_{a,eff}} + M_c\ .\frac{V_{s,eff}}{I_{eff}} = -269{,}234\ \text{MPa} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = -295\ \text{MPa (2)}$$

$$\sigma_{s,inf} = M_c\ .\frac{V_{arma,eff}}{I_{eff}} = -255{,}12\ \text{MPa} \geq \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = -434{,}8\ \text{MPa (3)}$$

⟹ **Conditions vérifiées**

VII.11.7. Justification de la section sous l'effort tranchant

VII.11.7.1. Cisaillement dans l'âme du caisson

L'âme du caisson est raidie transversalement tous les 5 m :

$h_w/t_w = 2400 / 30 = 80 > \frac{31\varepsilon}{\eta}\sqrt{K_\tau} = 53.35$ avec (η=1.2) et

$\alpha = \frac{a}{h_w} = 2.08 \geq 1$ donc $k\tau = 5.34+4\,(\frac{h_w}{a})^2 = 6.26$

On en déduit que l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

On doit vérifier : $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1{,}0$

$\tau_{cr} = k_\tau.\ \sigma_E = 168.25$ MPa avec $\sigma_E = \frac{\Pi^2 Ea\ t_w^2}{12(1-v^2)h_w^2} = 26.88\ MPa$

$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}\sqrt{3}}} = 1.09 \geq 1.08$ et (Montant d'extrémité rigide) Alors :

$\chi_w = \frac{1.37}{0.7+\bar{\lambda}w} = 0.765 \leq \eta$=1.2

Donc $V_{Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} = 10.39$ MPa

Finalement, on vérifie bien : $\eta_3 = V_{Ed}/V_{Rd} = 6{,}48/10.39 = 0.623 \leq 1{,}0$

⟹ **Condition vérifiée**

VII.11.7.2. Cisaillement dans la tôle de fond de caisson

a) Calcul du cisaillement sollicitant la tôle de fond

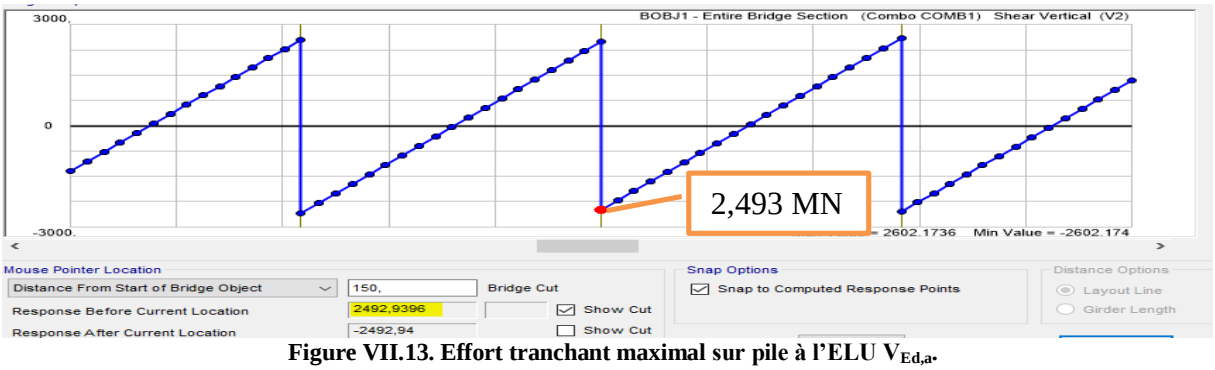


Figure VII.13. Effort tranchant maximal sur pile à l'ELU $V_{Ed,a}$.

L'effort tranchant V_{Ed} = 12,96 MN sur P2 se décompose en :
• $V_{Ed,a}$ = 2,493 MN repris par la section de charpente seule (Ia =0.633 m^4 ; $v_{i,a}$ = 661 mm) et qui correspond à un cisaillement de la tôle de fond égal à $\frac{V_{Ed,a}}{I_a}.\frac{\mu_{f;a}}{t_f}$ Où $\mu_{f;a} = \frac{b_f}{2} t_f V_{i;a}$ est le moment statique de la tôle de fond par rapport à l'axe neutre élastique de la section, soit :

$\tau_{Ed,a}$ = 9,632 MPa ;

• $V_{Ed,c}$ = 10,467 MN repris par la section mixte (I = 0.784 m^4 ; v_i = 770 mm) et qui correspond à un cisaillement de la tôle de fond égal à $\frac{V_{Ed,c}}{I}.\frac{\mu_{f;c}}{t_f}$ où $\mu_{f;c} = \frac{b_f}{2} t_f V_i$, soit $\tau_{Ed,c}$ = 38,036 MPa;

On en déduit $\tau_{Ed,max}$ = 47,668 MPa.

b) Vérification du cisaillement de la tôle de fond globale raidie

$\frac{b_f}{t_f}$= 7000/50 = 140 < $\frac{31\varepsilon}{\eta}\sqrt{K_\tau}$ = 177.12 (avec η = 1,2)
$\frac{a}{b_f}$**=0.714 < 1**

k_τ = 4+5.34 ($\frac{b_f}{a}$)² + $k_{\tau,sl}$ = 67 avec $k_{\tau,sl}$= $9\left(\frac{b_f}{a}\right)^2 . \sqrt[4]{\left(\frac{I_{sl}}{tf^3 b_f}\right)^3} \geq \frac{2.1}{t_f}\sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{b_f}}$

L'inertie d'un seul raidisseur longitudinal (avec une partie d'âme collaborante de demi-largeur en console 15.ε.t_f = 628 mm < (1000-30)/2 = 485 mm) vaut I_{sl} = 625,5.106 mm^4. Donc on retient I_{sl} = 6.Ist pour le calcul de $k\tau$. On en déduit $k\tau$,sl =52.54 ≥ 3.41, puis $k\tau$ = 67

On en déduit donc qu'il n'y a pas de risque de voilement global sous cisaillement de la tôle de fond raidie et on vérifie bien :
$\tau_{Ed,max}$ = 47,668 MPa ≤ τ_{Rd} = $\tau_{b,Rd}$ =$\frac{\eta f_{yf}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}}$ = 211 MPa (η=1.2)

c) Vérification du cisaillement de chaque sous-panneau de la tôle de fond

τ_{Ed} = $\tau_{Ed,max}$.(7000/2 – 1000/2)/(7000/2)= 40.858 MPa ;

α = $\frac{a}{b_f}$ = 5.15 ≥ 1 donc k_τ = 5.34+4 ($\frac{b_f}{a}$)²= 5.49

$\sigma_E = \frac{\Pi^2 Ea\, {t_f}^2}{12(1-v^2){b_f}^2}$ = 504.30 MPa

τ_{cr} = k_τ. σ_E = 2768.63 MPa

$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{yf}}{\tau_{cr}\sqrt{3}}}$ = 0.264 ≤ 0.83/η = 0.691

χ = η = 1,2. Donc il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement des sous panneaux et on vérifie bien :
τ_{Ed} = 40,858 MPa ≤ τ_{Rd} = $\tau_{b,Rd}$ = $\frac{\chi f_{yf}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}}$ = 211 MPa

VII.11.8. Interaction moment-effort tranchant

VII.11.8.1. Interaction M-V dans les âmes du caisson

On se place à la distance $h_w/2$ de l'appui P2, soit 1,2 m. Dans cette section, les efforts valent M_{Ed} = - 170.763 MN.m et V_{Ed} = 6.377 MN.

$\overline{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} = 0.613 \geq 0.5$ (V_{Rd} = 10.39 MPa)

Donc il faut considérer l'interaction moment / effort tranchant en justifiant dans les âmes du caisson, le critère suivant :

$$\overline{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\overline{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1 \quad \text{si } M_{Ed} \geq M_{f,Rd}$$

$M_{f,Rd}$ = 174,159 MN.m; $M_{pl,Rd}$ = 280,23 MN.m

$$\overline{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{170.763}{280,23} = 0,609$$

Comme $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$ (en valeur absolue), le critère d'interaction n'a finalement pas besoin d'être vérifié.

$\overline{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right)(2\overline{\eta}_3 - 1)^2 = 0,628 \leq 1$ ⟹ **Condition vérifiée**

. **VII.10.8.2. Interaction M-V dans la tôle de fond de caisson**

On $\eta_3 = \frac{\tau_{Ed,max}}{\tau_{Rd}} = 0,226$. On a donc $\eta_3 \leq 0,5$

Il n'est alors pas nécessaire de vérifier l'interaction dans la tôle de fond.

VII.12. JUSTIFICATION DE LA SECTION SUR LA PILE P2 A L'ELS

Les justifications d'un pont aux ELS permettent (EN1990, 3.4) :

• d'assurer son fonctionnement correct en service,

• d'assurer le confort des personnes,

• de limiter les déformations affectant son aspect,

• de limiter ses vibrations,

• de maîtriser les dommages nuisant à son aspect, sa durabilité ou sa fonction.

Sollicitations

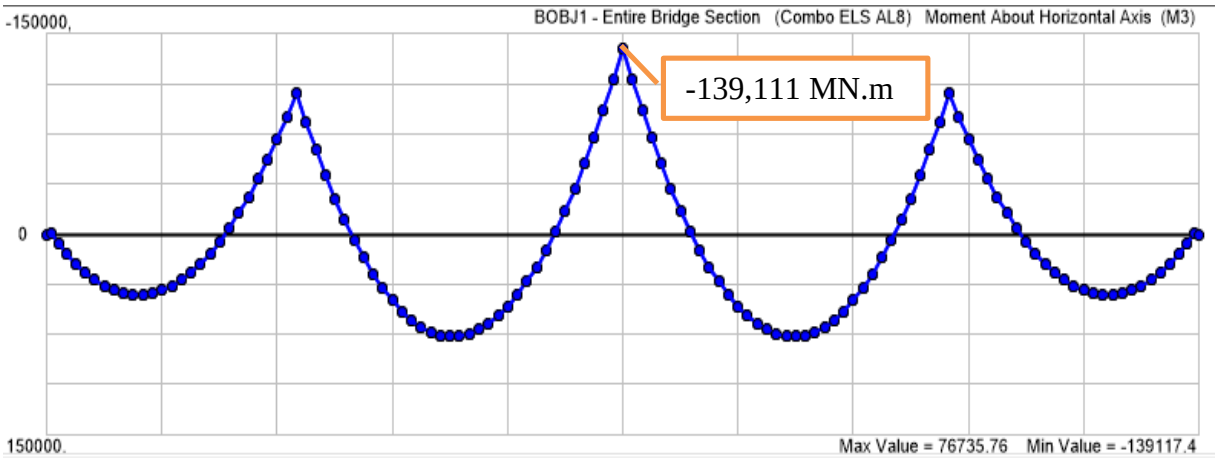


Figure VII.14. Moment fléchissant maximal a l'ELS $M_{Ed,ser}$.

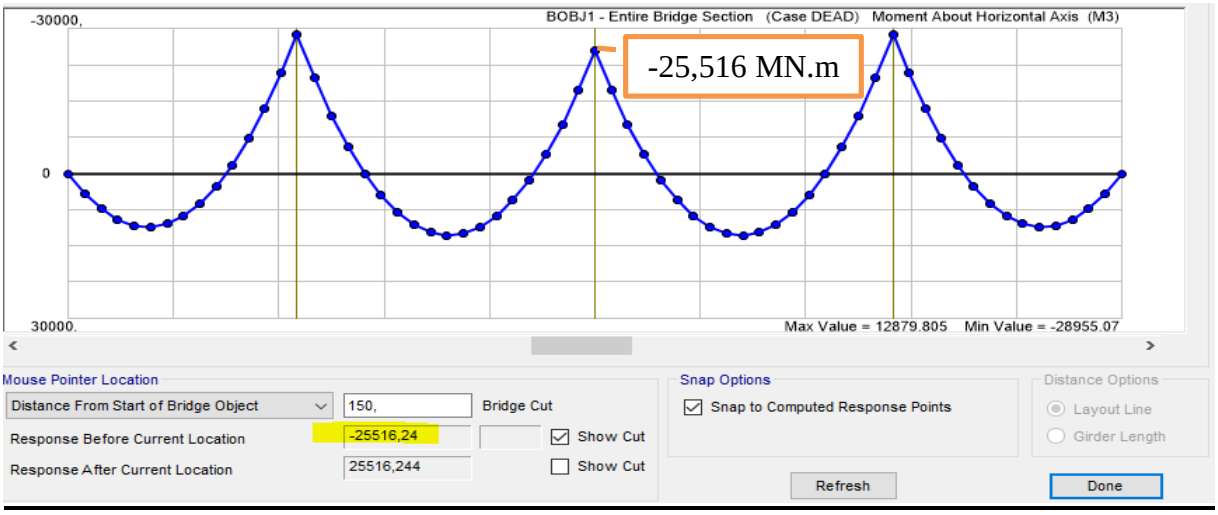


Figure VII.15. Moment fléchissant maximal a l'ELS $M_{a,ser}$.

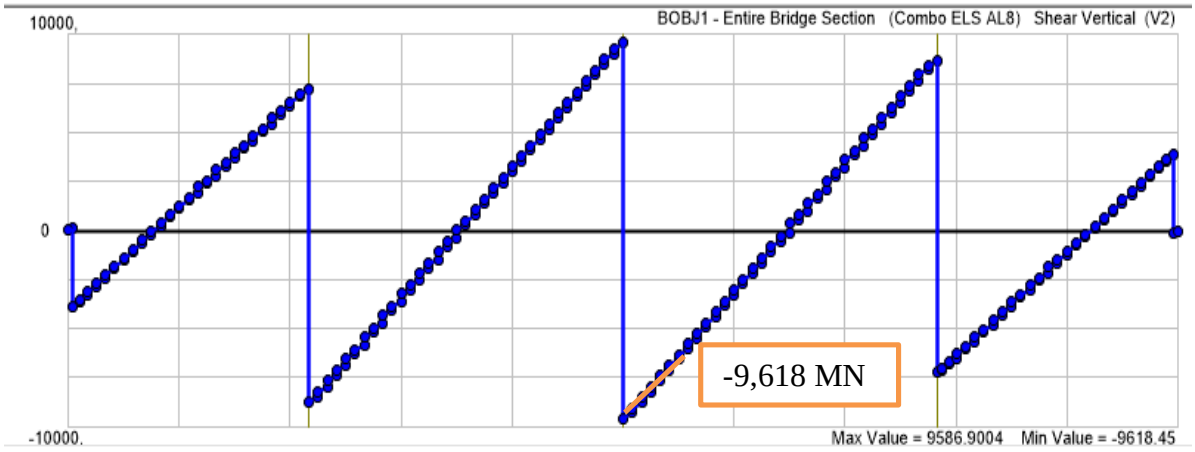


Figure VII.16. Effort tranchant maximal sur pile à l'ELS $V_{Ed,ser}$.

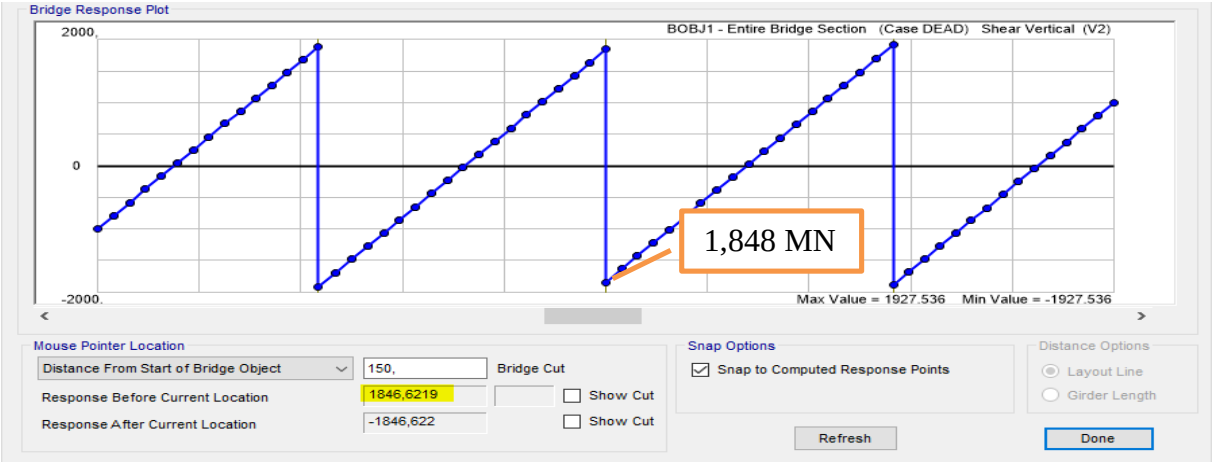


Figure VII.17. Effort tranchant maximal sur pile à l'ELS $V_{Ed,ser,a}$

-$M_{Ed,ser}$ = -139,117 MN.m

-Moment repris par la charpente seule $M_{a,ser}$ = -25,516 MN.m

-Moment repris par la section mixte $M_{c,ser}$= - 113,601 MN.m

-$V_{Ed,ser}$ = 9,618 MN soit 4,809 MN par âme.

- L'effort tranchant repris par la section de charpente seule $V_{Ed,ser,a}$ = 1,848 MN

- L'effort tranchant $V_{Ed,c}$ = 10,467 MN repris par la section mixte $V_{Ed,ser,c}$ = 7,77 MN

- cisaillement sollicitant la tôle de fond repris par la section de charpente seule égal à $\frac{V_{Ed,a}}{I_a}.\frac{\mu_{f;a}}{t_f}$

Où $\mu_{f;a} = \frac{b_f}{2} t_f V_{i;a}$: $\tau_{Ed,a}$ = 7,136 MPa ;

- cisaillement sollicitant la tôle de fond repris par la section mixte égal à $\frac{V_{Ed,c}}{I}.\frac{\mu_{f;c}}{t_f}$

où $\mu_{f;c} = \frac{b_f}{2} t_f V_i$, soit $\tau_{Ed,c}$ = 28,054 MPa;

- $\tau_{Ed,max}$ = 35,19 MPa.

Limitation de contraintes

Sous la combinaison caractéristique de l'ELS, les contraintes normales et de cisaillement dans la charpente métallique doivent vérifie :

$$\sigma_{Ed,ser} = M_a.\frac{V_{i,a,eff}}{I_a,eff} + M_c .\frac{V_{i,eff}}{I_{eff}} = 138,217 \text{ MPa} \leq \frac{fyf}{\gamma_{M,ser}} = 335 \text{ MPa (1)}$$

$$\sigma_{Ed,ser} = M_a.\frac{V_{s,a,eff}}{I_a,eff} + M_c .\frac{V_{s,eff}}{I_{eff}} = \text{ - 325,288 MPa} \geq \frac{fyf}{\gamma_{M,ser}} = -335 \text{ MPa (2)}$$

$$\tau_{Ed,ser} = 35,19 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yw}}{\gamma_{Mser}\sqrt{3}} = 199,185 \text{ MPa (3)}$$

$$\sqrt{\sigma Ed,ser^2 + 3\tau Ed,ser^2} = 330{,}848 \text{ MPa} \leq \frac{fy}{\gamma_{M,ser}} = 355\ MPa$$

⟹ **Conditions vérifiées**

VII.13. JUSTIFICATION DE LA SECTION A MI-TRAVEE P1-P2

La section à mi- travée est de classe 3, on procède donc à une analyse élastique**. (Annexe VII.5)**

VII.13.1. Caractéristiques de la section efficace (b_{eff}= b_{brute})

Les caractéristiques mécaniques du caisson métallique seul (n=∞):

• aire : A_a= 0.691 m^2 ;

• inertie : I_a = 0.633 m^4 ;

• $v_{s,a}$= 2.23 m ;

• $v_{i,a}$= 0.65 m.

Les caractéristiques mécaniques de la section mixte (charpente et dalle en béton) (n=6):

• aire : A= 4.929 m^2 ;

• inertie : I = 2.1289 m^4 ;

• v_s = 1.187 m ;

• v_i = 1.694 m.

VII.13.2. Justification de la section sous moment fléchissant a l'ELU

a) Sollicitations

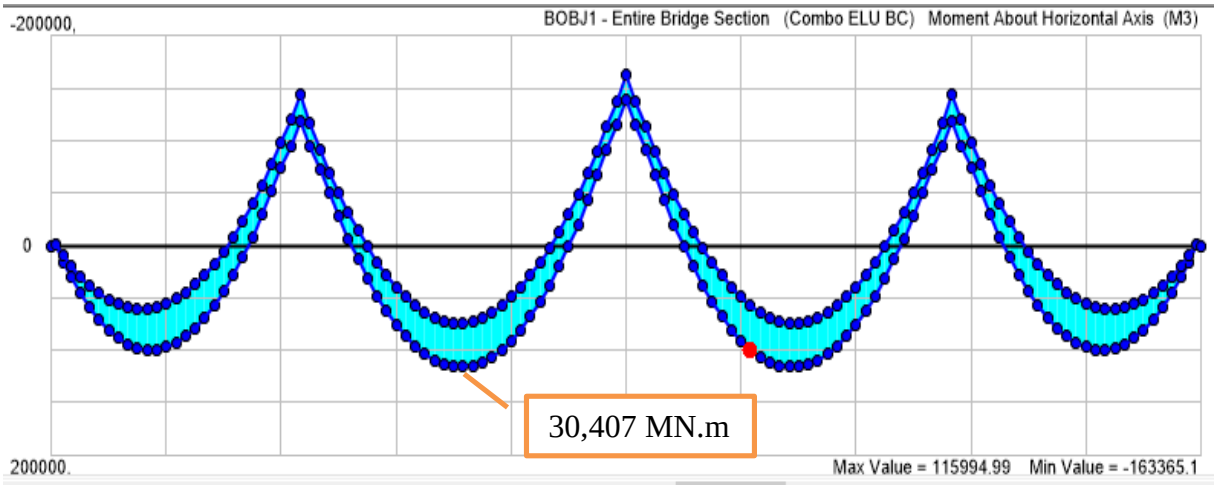


Figure VII.18. Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELU M_{Ed}.

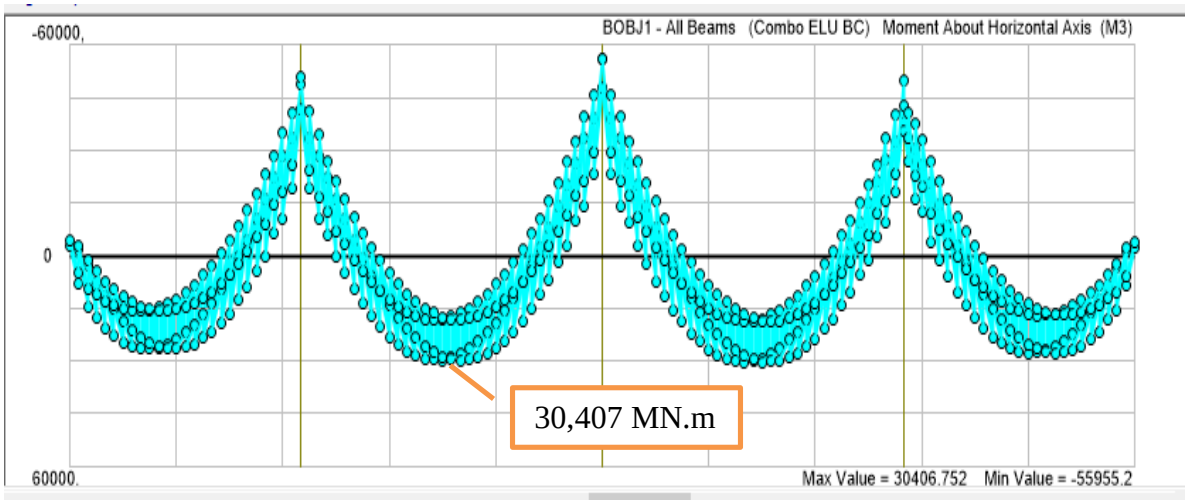


Figure VII.19. Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELU M_a.

-M_{Ed} = **115,995** MN.m ;

-Moment repris par la charpente seule M_a = 30,407 MN.m ;

-Moment repris par la section mixte M_c = 85,588 MN.m.

b) Vérification des contraintes

$$\sigma_{s,inf} = M_a \cdot \frac{V_{i,a}}{I_a} + M_c \cdot \frac{V_i}{I} = -99{,}327 \text{ MPa} \geq \frac{fyf}{\gamma_{M0}} = -335 \text{ MPa (1)}$$

$$\sigma_{s,sup} = M_a \cdot \frac{V_{s,a}}{I_a} + M_c \cdot \frac{V_s}{I} = 154{,}842 \text{ MPa} \leq \frac{fyf}{\gamma_{M0}} = 335 \text{ MPa (2)}$$

⟹ **Conditions vérifiées**

VII.13.3. Justification de la section sous moment fléchissant a l'ELS

a) Sollicitations

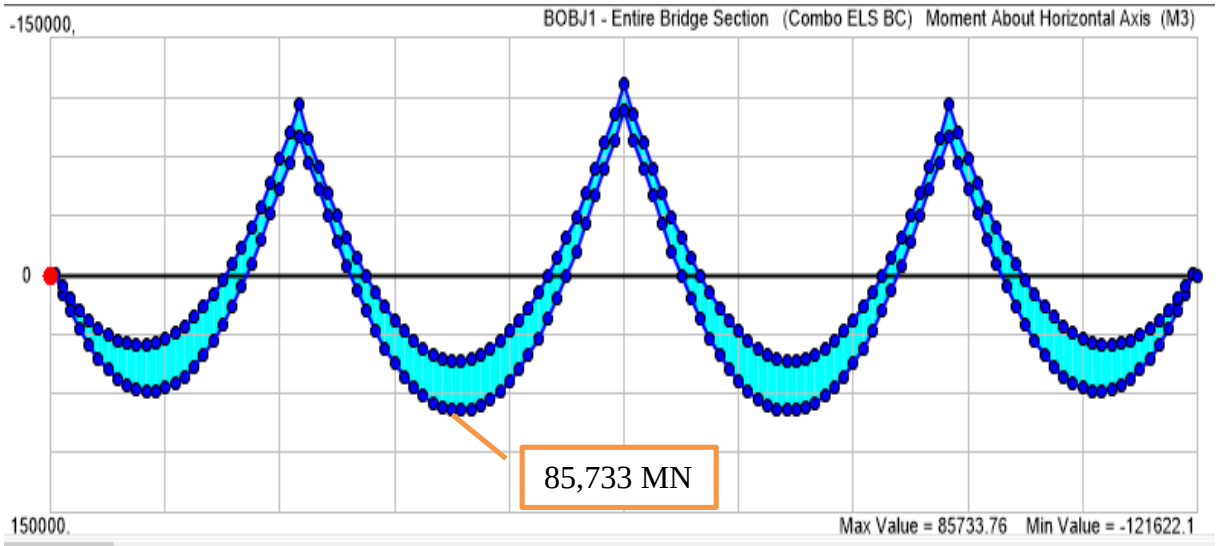


Figure VII.20. Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELS $M_{Ed,ser}$.

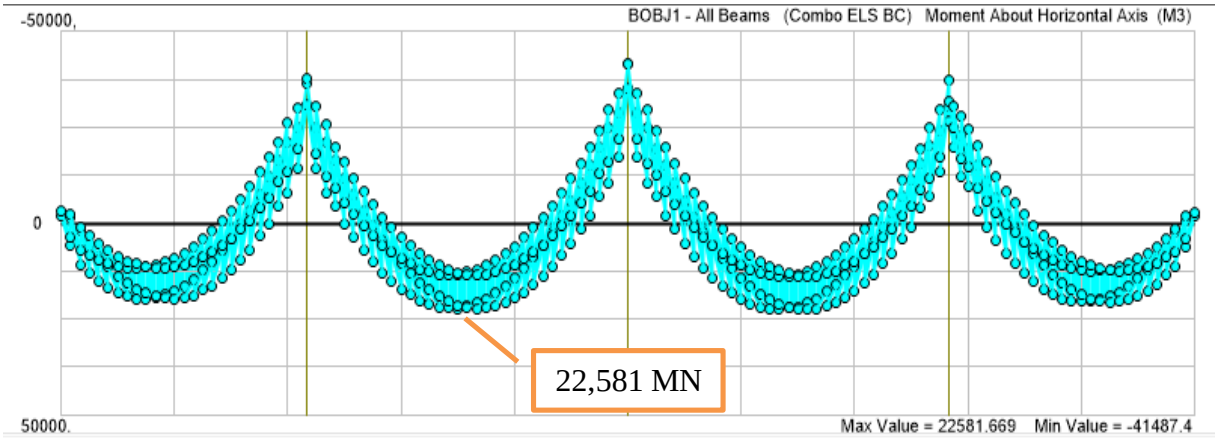


Figure VII.21. Moment fléchissant maximal à mi- travée a l'ELS $M_{a,ser}$.

-$M_{Ed,ser}$ = **85,734** MN.m ;

-Moment repris par la charpente seule $M_{a,ser}$ = 22,582 MN.m ;

-Moment repris par la section mixte $M_{c,ser}$ = 63,152 MN.m.

b) Vérification des contraintes

$$\sigma_{Ed,ser,inf} = M_{a,ser}.\frac{V_{i,a}}{I_a} + M_{c,ser}.\frac{V_i}{I} = -73{,}44 \text{ MPa} \geq \frac{f_{yf}}{\gamma_{Mser}} = -335 \text{ MPa (1)}$$

$$\sigma_{Ed,ser,sup} = M_{a,ser}.\frac{V_{s,a}}{I_a} + M_{c,ser}.\frac{V_s}{I} = 114{,}766 \text{ MPa} \leq \frac{f_{yf}}{\gamma_{Mser}} = 335 \text{ MPa (2)}$$

⟹ **Conditions vérifiées**

VII.14. CALCUL DES CONNECTEURS

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. L'adhérence du béton sur les poutres métalliques est non seulement trop faible, mais également trop peu durable pour réaliser cette liaison, la transmission des efforts rasants doit donc se faire par l'intermédiaire d'éléments de liaison, appelés **connecteurs**. Leur rôle est d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact.

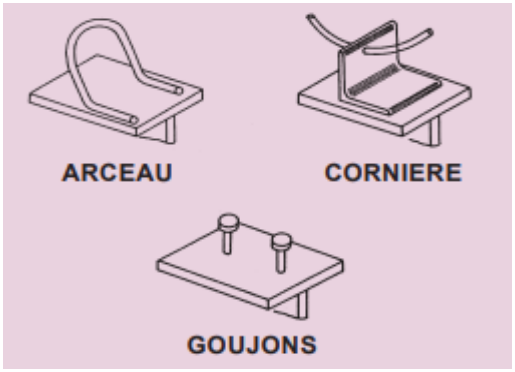


Figure VII.22. Principaux types de connecteurs.

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories:

- Goujons.
- Cornière.
- arceau.

Dans notre projet on choisies les goujons à tête soudés qui sont aujourd'hui fréquemment utilisés dans les constructions mixtes. Ils présentent une hauteur totale égale à au moins quatre fois leur diamètre et si ce diamètre se situe dans la gamme allant de 16 à 25 mm.

Ces caractéristiques sont :

- Hauteur: H =200 mm
- Diamètre: D = 22 mm
- Limite élastique garantie: f_u =450 MPa

VII.14.1. Résistance ultime des goujons

La résistance ultime des goujons à tête dépend du mode de rupture de la connexion. Un des deux modes de rupture correspond à l'écrasement du béton au contact du goujon, l'autre mode se produit par cisaillement de la tige du goujon.

Les expressions suivantes donnent les résistances ultimes correspondant à ces deux modes de rupture:

$$V_{R1} = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{c28}}}{1,30}$$

$$V_{R2} = 0,7 A_d f_u$$

Avec:

- d : Diamètre de la tige du goujon. $d = 22mm$
- f_{c28} : La résistance à la compression du béton. $f_{c28} = 35MPa$
- A_d : Aire de section de tige du goujon. $A_d = \frac{\pi d^2}{4} = 380,13\ \text{mm}^2$
- f_u : Résistance à la traction de l'acier du goujon. $f_u = 450MPa$

Donc:

$$V_{R1} = 147,57KN$$
$$V_{R2} = 119,74KN$$

La résistance ultime au cisaillement d'un goujon est donc égale à la plus petite des valeurs données par:

$$V_{RD} = \min(V_{R1}; V_{R2}) = 119,74KN$$

VII.14.2. Calcul de la connexion

La détermination du nombre et de l'espacement des connecteurs peut relever d'une méthode de calcul élastique.

La méthode consiste tout d'abord à déterminer le flux de cisaillement longitudinal :

$$V_{Ed} = V \frac{\mu_C}{I_{mixte}}$$

V : Effort tranchant de calcul.

I_{mixte} : Moment d'inertie en flexion de la section mixte.

μ_c : Le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte (Sous flexion négative, le moment statique porte uniquement sur l'aire de la section d'armature).

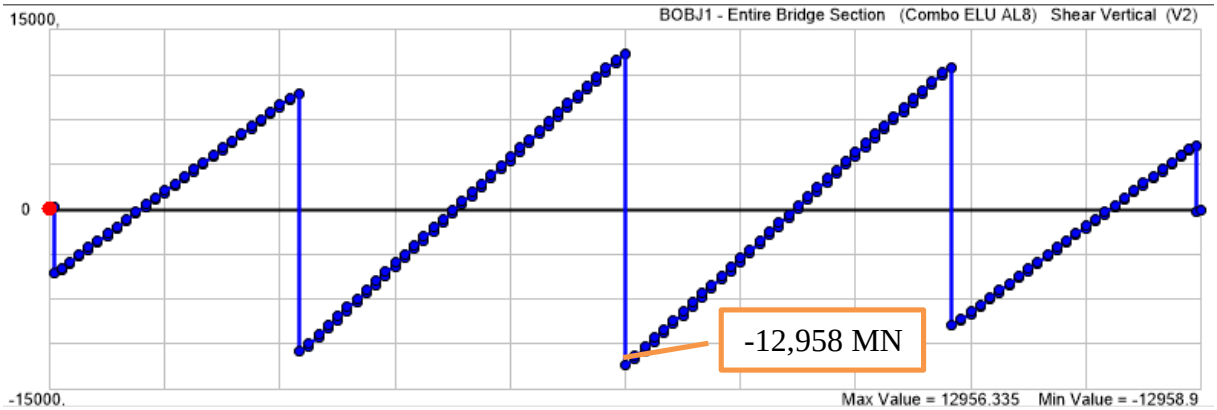


Figure VII.23. Diagramme de l'effort tranchant max.

- $V = 12958.9KN$
- $I_{mixte} = 6,5.10^6 cm^4$
- $\mu_c = 2,592.10^3 cm^3$

$$V_{Ed} = V\frac{\mu_C}{I_{mixte}} = 516,79KN/m$$

Le nombre de connecteurs à placer sur le tronçon de longueur, avec un espacement qui peut être pris uniforme, est alors donné par :

$$n \geq \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \Rightarrow n \geq \frac{516,79 \times 1}{119,74} = 4,31$$ **Soit donc n =6 Goujons par mètre**

L'espacement des connecteurs est calculé à partir de la formule suivante:

$$e = \frac{l}{n}$$

Donc : $e = 1/6 = 16,66cm$

Soit donc e= 15cm

VII.15. CONCLUSION

Etant donné que la section choisie en pré-dimensionnement n'est pas vérifiée sur appuis, on a procédé à une série d'itération pour déterminer les nouvelles dimensions du caisson. Après avoir procéder au changement de section de la semelle supérieure, nous avons trouvé que toutes les justifications sont vérifiées.

Chapitre VIII : Les Assemblages

VIII.1. INTRODUCTION

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

VIII.2. MODES D'ASSEMBLAGES

En charpente métallique, on distingue plusieurs modes d'assemblages :

- le boulonnage.
- le rivetage.
- le soudage.
- le collage.

Certains modes deviennent de plus en plus obsolètes (rivetage) et d'autres sont encore du domaine de la recherche (collage).

VIII.3. ASSEMBLAGES PAR SOUDURES

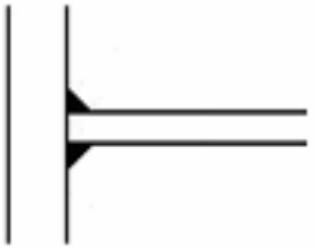
Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.

VIII.3.1. Types de soudures

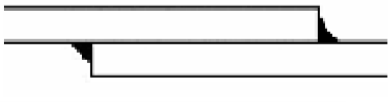
Les combinaisons possible entre les type de soudure et forme de joins sont montrées schématiquement aux images ci-dessous cela illustre d'une part quelles sont les possibilités concrète de réalisation d'un joint soudé, et permet d'autre part de classifier les détails soudé selon la forme du joint ou selon le type de soudure.



Figure VIII.1. Soudures en bout.



Assemblage en T



Assemblage à clin

Figure VIII.2. Soudures d'angle.

❖ **Joint dans l'âme**

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de 60° ± 5°.
- Un espacement de 7mm.

❖ **Joint dans la tôle de fond**

Le joint de la tôle de fond c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de 60° ± 5°.
- Un espacement de 9 à 10mm.

❖ **Joint dans les semelles supérieures**

Le joint de semelle supérieure c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de 60° ± 5°.
- Un espacement de 9 à 10mm.

VIII.3.2. Calcul des soudures

❖ **Gorge utile**

La gorge utile, **a**, d'une soudure d'angle, est la hauteur du plus grand triangle (à côtés égaux ou inégaux) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté extérieur de ce triangle.

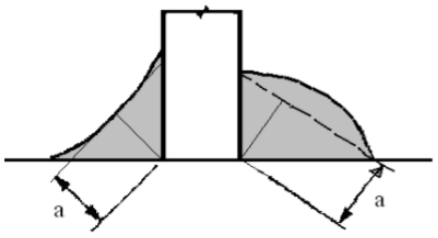


Figure VIII.3. Gorge d'une soudure d'angle.

❖ **Résistance des soudures d'angles**

Il convient de déterminer la résistance de calcul d'une soudure d'angle soit par la méthode simplifiée soit par la méthode directionnelle.

Nous utiliserons la méthode directionnelle.

Dans la méthode directionnelle, les forces transmises par une longueur unitaire de soudure sont décomposées en composants parallèles et transversaux à l'axe longitudinal de la soudure et perpendiculaires et transversaux au plan de sa gorge.

La résistance de la soudure d'angle sera suffisante si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\sqrt{\left[\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)\right]} \leq f_u / \beta_w \gamma_{Mw}$$

et $$\sigma_1 \leq 0.9 f_u / \gamma_{Mw}$$

- σ_1, τ_1, τ_2 : Composantes de la contrainte moyenne rapportée à la section de gorge du cordon ;
- σ_1 **:** Composante perpendiculaire à la section ;
- τ_1 : Composante dans le plan a la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon ;
- τ_2 : Composante dans le plan a la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon ;
- $\beta_w \gamma_{Mw}$: Coefficient dépendant de la nuance d'acier.

Tableau VIII.1. Facteur de corrélation.

Nuance d'acier		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
355 MPa	510 MPa	1.35	0.90	1.2

VIII.3.2.1. Cordons entre âme et tôle de fond

L'attache de la tôle de fond sur l'âme sur les deux côtes

Donc $\sigma_1 = \tau_1 = 0$ $\tau_2 = \frac{V\mu}{2aI}$

Soit :

- V : L'effort tranchant.
- μ : Moment statique de la semelle.
- I : Moment d'inertie de la section.

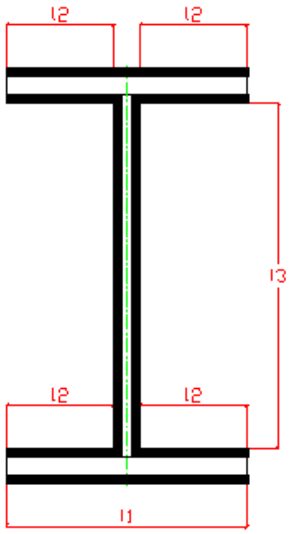
L'épaisseur utile du cordon de soudure

$$a \geq \beta_w \gamma_{Mw} . \frac{t_w}{2}$$

$$a \geq 1,35 \times 0,9 \times \frac{2,5}{2} = 15,18mm$$

Donc $a = 15.2mm.$

VIII.3.2.2. Cordons entre console et caisson



a) Hypothèses admises

- l'effort N (compression ou traction) se répartit uniformément entre tous les cordons
- l'effort T se répartit uniformément sur les cordons d'âmes
- le moment M est repris par les cordons de semelles : $N1 = \frac{M}{h}$
- N=301,14 KN
- T=116,72 KN
- M=187,65 KN.M N1=762.7 KN

Pour $t_{max} = 18$ à 25mm $a_{min} = 5$mm

b) Vérification

Cordons d'ailes : ils sont considérés comme des cordons frontaux

$$\sqrt{2\left[\frac{N}{\sum a.l}\right]^2 + \left[\frac{N_1}{\sum a.l'}\right]} < \frac{f_u}{\beta_w.\gamma_{mw}}$$

$$114,66 < 419,75$$

- $\sum a.l = a.(2l_1 + 4l_2 + 2l_3) = 1,175 \times 10^4 mm^2$
- $\sum a.l' = a.(l_1 + 2l_2) = 2,875 \times 10^3 mm^2$

Cordons d'âmes: les cordons d'âme sont à considérer comme des cordons frontaux

$$\sqrt{2\left[\frac{N}{\sum a.l}\right]^2 + 3\left[\frac{T}{a.l_3}\right]} < \frac{f_u}{\beta_w.\gamma_{mw}}$$

$$49,48 < 419,75$$

On peut adopter un cordon de soudure uniforme d'épaisseur **a = 5 mm** puisqu'il vérifie les 2 conditions.

VIII.4. ASSEMBLAGES PAR BOULONS

Le boulon constitue le moyen d'assemblage la plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre (boulonnage) et des possibilités de réglage qu'il ménage sur chantier. Un boulon est constitué d'une vis, d'un écrou et d'une ou, éventuellement de deux rondelles. Il est défini par ses caractéristiques mécaniques et géométriques.

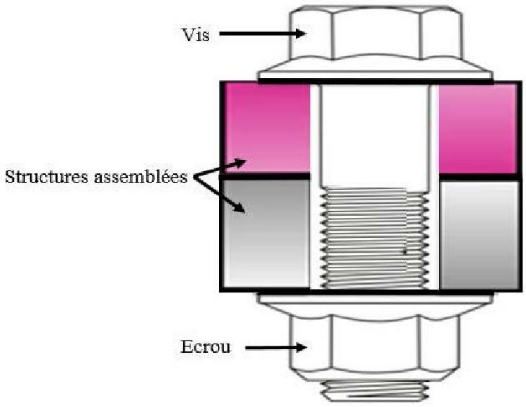


Figure VIII.4. Composants d'assemblage boulonné.

VIII.4.1. Types de boulons

Il y a deux types de boulons, en fonction du mode de transmission des efforts dans l'assemblage boulonné et de leur mode de mise en œuvre :

- Les boulons ordinaires (sans précontrainte) ;
- Les boulons à haute résistance (précontrainte possible).

VIII.4.2. Catégories d'assemblages boulonnes

Au regard des champs de contraintes qui peuvent se développer dans les assemblages sur lesquels s'exerce diverses sollicitations, les assemblages sont regroupés en 3 grandes familles :

- Les assemblages travaillant par cisaillement ;
- Les assemblages travaillant par traction ;
- Les assemblages travaillant par cisaillement et traction combinés.

VIII.4.3. Classes de boulons

les boulons ordinaires sont disponibles en 8 classes, notées de façon codifiée, comme suit: Classe : 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8 et 10.9 .

Tableau VIII.2. Caractéristiques de chaque classe des boulons.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

VIII.4.4. Calcul d'assemblages profilés de contreventement/pièce de pont

L'assemblage et soumis au cisaillement, alors on doit vérifier que :

$$F_{V.Sd} \leq F_{V.Rd}$$

- $F_{V.sd}$: L'effort de cisaillement de calcul $F_{V.Sd} = 299,73KN$
- $F_{V.Rd}$: La résistance de calcul au cisaillement $F_{v.Rd} = 0.6 f_{ub}.\frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$
- A_s : aire de la section résistante en traction du boulon
- γ_{Mb} : Coefficient de sécurité (pour cisaillement $\gamma_{Mb} = 1.25$)

a) **Choix de diamètre du boulon :**

$10 \leq t \leq 25$ mm d = (16 ; 20 ; 24) mm.

L'épaisseur de la platine t = 20 mm alors on prend des boulons de diamètre 20 mm, classe 5.6

- $2,2\ d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60$ mm ;
- $3\ d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 75$ mm ;
- Pince longitudinale e_1 : $1,2\ d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm ;
- Pince transversale e_2 : $1,5\ d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50$ mm.

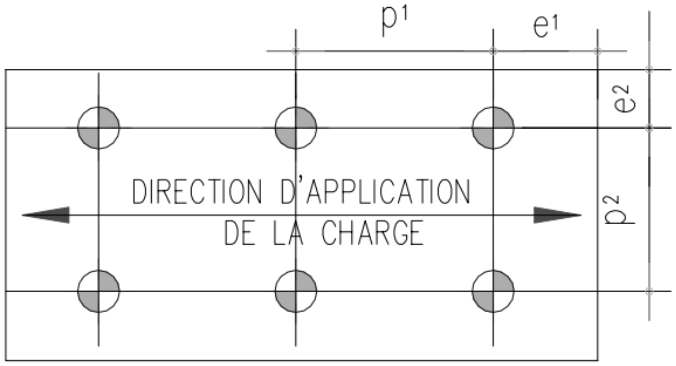


Figure VIII.5. Intervalles des dispositifs de jonction.

b) Nombre de boulons :

$$F_{v.Rd} = 0.6 f_{ub}.\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 58,80kN$$

$$n = \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} = 5,09$$ Alors on prend 6 boulons Ø20

c) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.rd} = \frac{2,5\alpha.f_u.d.t}{\gamma_{mb}} = 268,90kN$$

$$\alpha = \min(1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{e_1}{3d_0}) = 0,659$$

$$\frac{F_{V.Sd}}{6} = 49,95kN < 268,90kN$$ **Condition vérifiée.**

VIII.4.5. Calcul de l'assemblage bracon/console

L'assemblage et soumis au cisaillement $F_{V.Sd} = 275,94kN$

a) Choix de diamètre du boulon :

On prend des boulons de diamètre 20 mm, classe 5.6

- $2,2\ d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60$ mm ;
- $3\ d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 75$ mm ;
- Pince longitudinale e_1 : $1,2\ d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm ;
- Pince transversale e_2 : $1,5\ d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50$ mm.

b) Nombre de boulon :

$$F_{v.Rd} = 0.6 f_{ub}.\frac{A_s}{\gamma_{Mb}} = 58,8kN$$

$$n = \frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} = 4,69$$ Alors on prend 5 boulons Ø20

c) Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.rd} = \frac{2,5\alpha.f_u.d.t}{\gamma_{mb}} = 268,90kN$$

$$\alpha = \min(1; \frac{f_{ub}}{f_u}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{e_1}{3d_0}) = 0.659$$

$$\frac{F_{V.Sd}}{5} = 55,18kN < 268,90kN$$ **Condition vérifiée.**

Chapitre IX : Etude sismique

IX.1. INTRODUCTION

Pour évaluer l'effort sismique dans l'ouvrage, l'action sismique résulte d'une translation d'ensemble (tous les points de sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions est prise en compte pour le calcul.

Cette action est fonction de l'accélération de la zone. Donc, un spectre de réponse horizontal pour les deux composantes horizontales de mouvement et un spectre de réponse vertical pour la composante verticale de mouvement, sont utilisés pour l'estimation de la réponse maximale de l'ouvrage.

IX.2. CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Le pont est classé en groupe 1-pont stratégique.

- Le sol est de catégorie S2 (site ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.

- L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité élevée zone IIa.

- L'accélération de zone A= 0,25.

IX.3. METHODE DE CALCUL

L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type de l'ouvrage :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamentale).

- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

IX.3.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Site de réalisation (aquatique ou terrestre) ;
- Mode de construction du tablier ;
- Nature de l'environnement (urbain ou rural) afin d'assurer une certaine esthétique ;
- Hauteur de la pile ;
- Mode d'exécution des fondations ;
- Mode de la liaison entre la pile et le tablier.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau IX.1. Hauteurs et implantation des piles.

Piles	Hauteur (m)	Position
Pile 01	37.00	PK 26+795
Pile 02	38.70	PK 26+880
Pile 03	18.65	PK 26+965

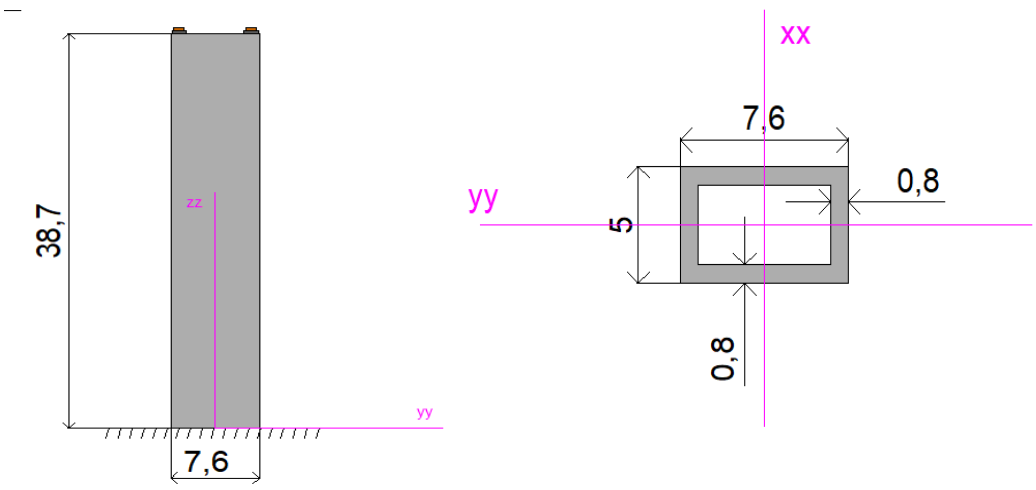


Figure IX.1. Dimensions de la pile 2 (la plus haute).

IX.3.2. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible. De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ **Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental**

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation, autrement dit, la masse des piles **M_P** doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier :**M_T= G+Aq**

G : le poids propre du tablier (voir **Chapitre V**);

Q : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 3 voies chargées);

α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$M_P = \rho \times s_i \times h_i = 25 \times (17{,}60\ (35+36{,}70+16{,}65\ ) + 38 \times 2{,}00 \times 3)$

M_P= 44 574 KN

$M_T = G + \alpha Q = 67182{,}26 + 0{,}2(65.867 \times 300)$

M_T=71 134,28 KN

$M_P \leq 0{,}43 M_T$ (Condition non Vérifiée).

La méthode spectrale monomodale n'étant pas remplie (les conditions de l'article 4.3.1.2 des RPOA), nous utiliserons la méthode du spectre de réponse.

IX.4. COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action sismique maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales Ex, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit:

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante:

- E_1 = Ex ± 0,3 Ey ± 0,3 Ez
- E_2 = Ey ± 0,3 Ex ± 0,3 Ez
- E_3 = Ez ± 0,3 Ex ± 0,3 Ey

Où : Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives

IX.5. DETERMINATION DES ACTIONS SISMIQUES

IX.5.1. Composante verticale

Le spectre de réponse pour la composante verticale est donné en fonction de la période «T» et du taux d'amortissement« ξ ».

$$Sae(T,\xi)=\begin{cases}\alpha Ag(1+\dfrac{T}{T_1}(2,5\eta-1)).....0\le T\le T_1\\ 2,5\eta Ag\alpha.....T_1\le T\le T_2\\ 2,5\eta Ag\alpha(\dfrac{T_2}{T})^{2/3}.....T_2\le T\le 3.0s\\ 2,5\eta Ag\alpha(\dfrac{3T_2}{T^2})^{2/3}.....T\ge 3.0s\end{cases}$$

- 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= 0,7 pour la zone sismique IIa.
- A:coefficient d'accélération.
- T1 T2: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site données dans le tableau ci-après

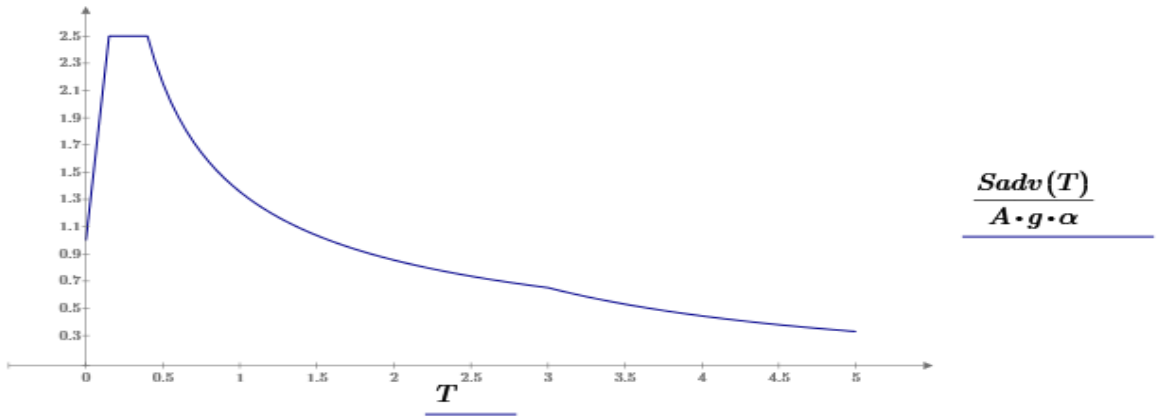


Figure IX.2. Spectre de réponse élastique- composante verticale.

IX.5.2. 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:

$$Sae(T,\xi)=\begin{cases} AgS(1+\dfrac{T}{T_1}(2,5\eta-1)).....0\le T\le T_1 \\ 2,5\eta AgS.....T_1\le T\le T_2 \\ 2,5\eta AgS(\dfrac{T_2}{T})^{2/3}.....T_2\le T\le 3.0s \\ 2,5\eta AgS(\dfrac{3T_2}{T^2})^{2/3}.....T\ge 3.0s \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- S : coefficient de site
- A : est donnée dans le tableau ci-dessous
- η : facteur de correction de l'amortissement
- ξ : taux d'amortissement

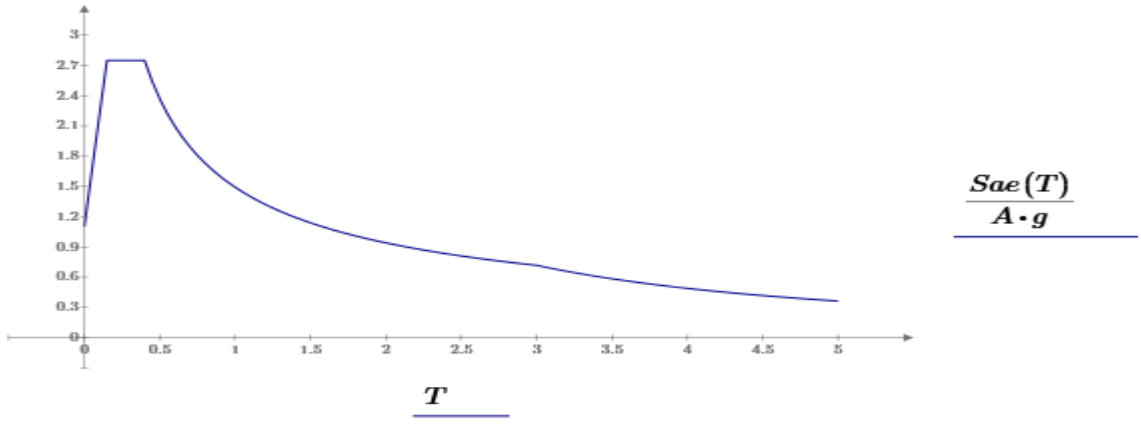


Figure IX.3. Spectre de réponse élastique- composante horizontale.

IX.6. ANALYSE MODALE

L'analyse modale permet d'identifier les paramètres structuraux dynamiques ou paramètres modaux d'une structure tels que : les fréquences de résonance, l'amortissement et les déformées modales.

L'analyse modale du pont étudié a été menée, en considérant 200 modes. Elle a ressorti les trois premiers modes propres montrés par les figures ci-dessous.

Mode 01 : T = 1,12 s

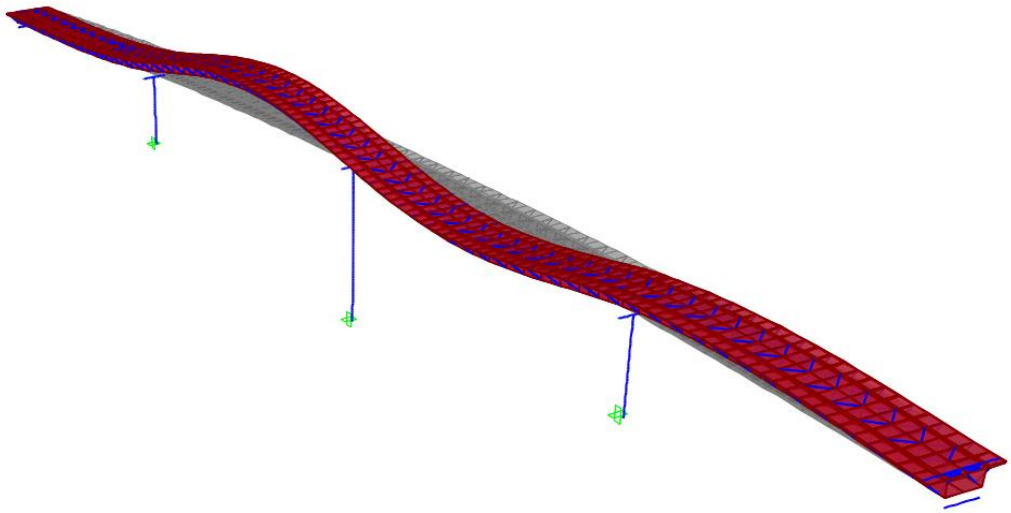


Figure IX.4. Mode 01 translation longitudinale suivant l'axe X.

Mode 02 : T = 1,07 s

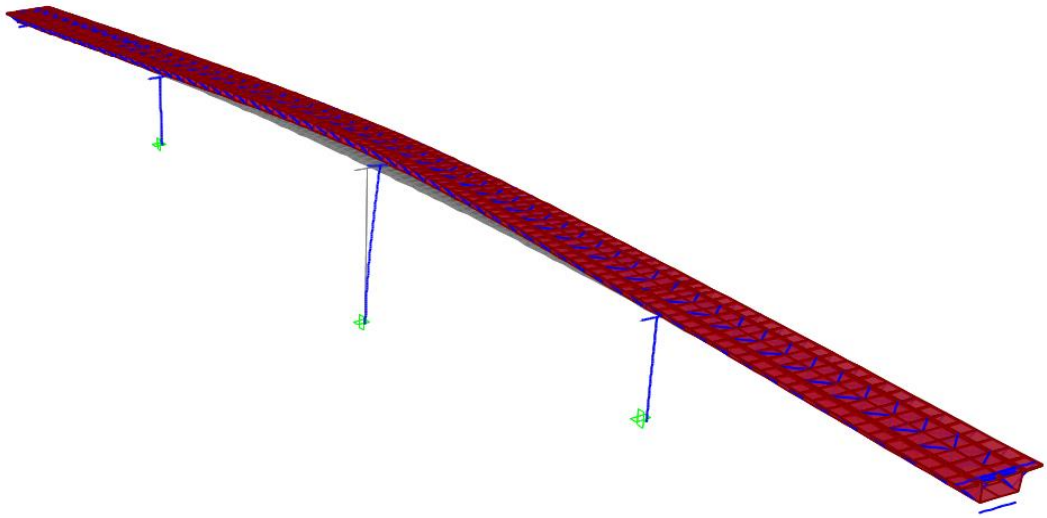


Figure IX.5. Mode 02 translations transversales suivant l'axe Y.

Mode 03 : T = 0,83s

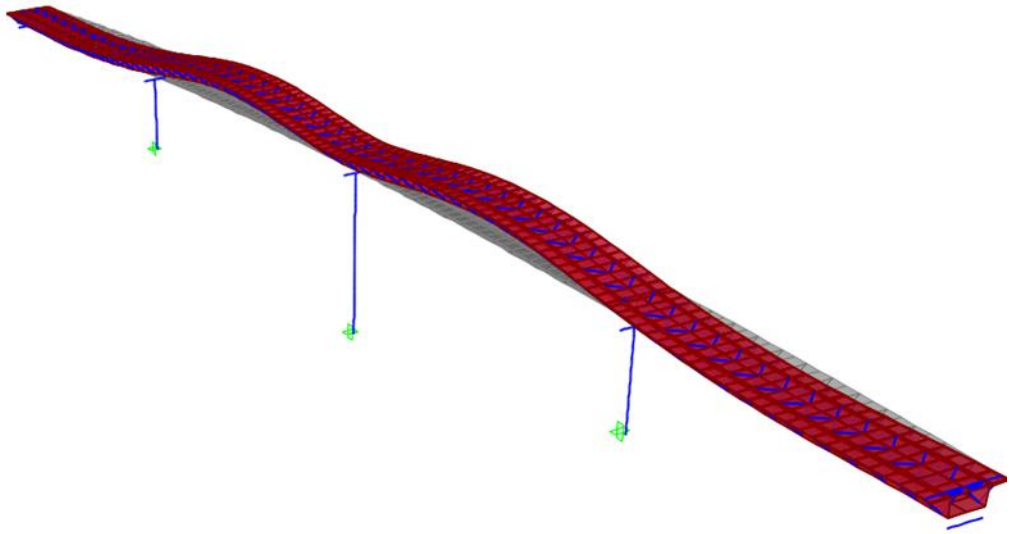


Figure IX.6. Mode 03 translations verticales suivant l'axe Z.

IX.7. LES REACTIONS D'APPUI

Les efforts sismiques seront combinés comme préconisé dans le guide de conception courant en zone sismique:

Tableau IX.2. Efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison.

appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	7722.18	11472.72	7638.84	13455.65	16081.03	13397.31
P1	11862.06	22501.71	13412.16	22600.22	30073.17	23710.49
P2	3576.57	31401.97	13500.05	15047.18	36524.96	23993.61
P3	9488.38	28311.51	13248.26	21956.31	35132.50	24588.23
C2	6505.63	13377.20	7665.54	12818.45	17628.55	13630.39

IX.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 joint de chaussée).

Chapitre X : Equipement du tablier

X.1.INTRODUCTION

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage, ils assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie.

Ces dispositifs n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ils ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation, ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;

- évacuation des eaux, et maintien de l'étanchéité.

- fonctionnement correct de la structure (appareils d'appuis et joints de chaussée). Dans le présent chapitre, nous ferons la conception et le choix de ces dispositifs.

X.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareil d'appui, ces derniers ont pour rôle de transmettre essentiellement des efforts horizontaux mais également verticaux.

X.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre. D'après une étude publie par SETRA les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

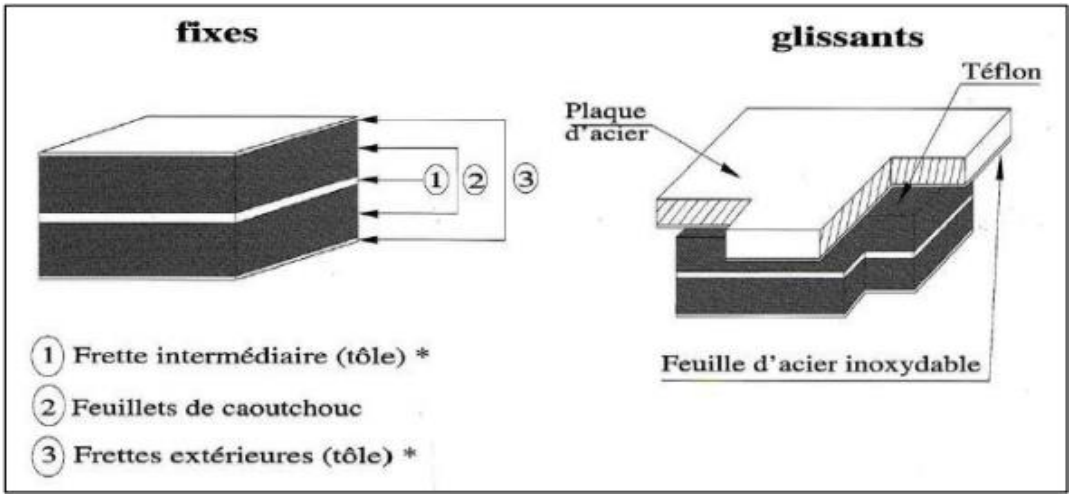


Figure X.1. Appareils d'appuis en élastomère fretté.

X.2.2 Dimensionnement des appareils d'appuis

Pour la détermination de l'appareil d'appuis, nous considérons les efforts normaux et l'effort tranchant comme suit :

N_{max}= 13 425,47 KN

T_{max}= 11 862.06 KN

Dans notre projet on met en place 2 appareils sur chaque pile et culée

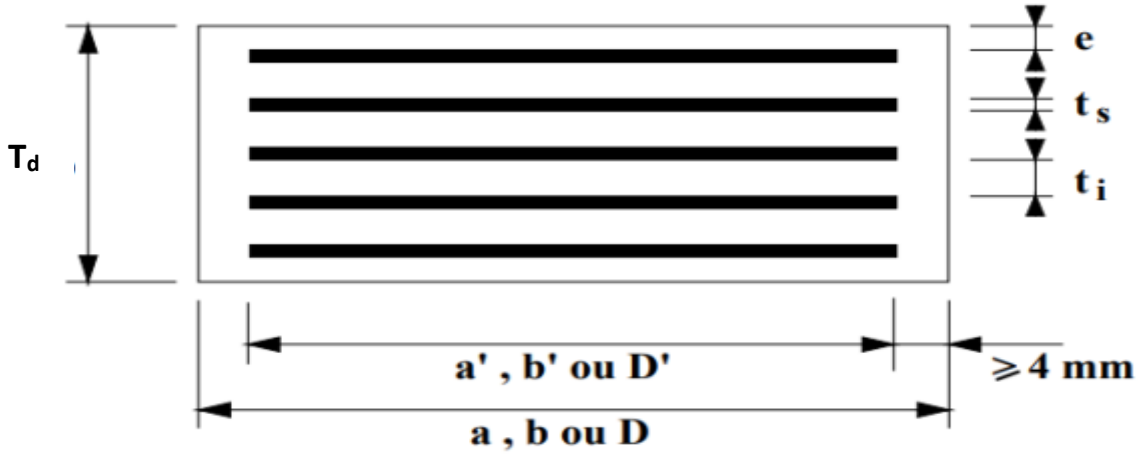


Figure X.2. Définition géométrique d'un appareil d'appui.

Pour un pré-dimensionnement, on va reprendre la valeur usuelle d'une contrainte moyenne sur la surface de frettage d'environ 20 à 25 MPa à l'ELU.

$\sigma_m = \frac{Nmax}{a \times b} \leq \sigma$'=20 MPa

$a \times b \geq \frac{Nmax}{\sigma m} = \frac{13.425}{20}$ = 0.67125 m² = 6712,5 cm²

➟ On prend (a×b) = (90×90) = 8100 cm²

- **hauteur nette d'élastomère**

a/10 ≤ T ≤ a/5 (condition de non flambement ; avec a est le plus grand côté).

9 cm ≤ T ≤ 18 cm

- **Dimensionnement des frettes**

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} & \text{ou : } \sigma_e = 235\ Kg/mm^2 \quad (\text{pour l'acier } 24-1) \\ t_s \geq 2mm \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{axb} \qquad \beta = \frac{axb}{2xGx(a+b)}$$

σ_m = 16,57 MPa

β = 25

t_s = 2.54 mm

On prendra :

9 Feuillets d'élastomère : $\mathbf{t_i}$ =	18	mm
10 Frettes métalliques de : $\mathbf{t_s}$ =	6	mm
Enrobage des chants :	8	mm
Enrobage extérieur : **e** =	8	mm

T_d = 238 mm et **T = 178 mm**

X.2.3. Vérification des appareils d'appuis selon le règlement RPOA

Conformément au **REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART (RPOA)**, quatre types de vérification doivent être faites pour les appareils d'appuis en élastomère fretté (la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement).

a. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1,5.

Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_m \leq 20MPa}$ avec $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{N}{a.b}}$

N : réaction d'appui à l'ELU **(N=13,425 MN).**

Donc : $\boldsymbol{\sigma_m = \frac{13,425}{0,9 \times 0,9} = 16,57\ MPa}$ **(Condition vérifiée).**

b. Sécurité au flambement

On doit vérifier : $\boldsymbol{\gamma_s P_u < P_C}$

Avec :

$\boldsymbol{\gamma_s}$**=3 :** Coefficient partiel de sécurité ;

$\boldsymbol{P_u}$ **:** Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

Pour notre cas **: P_u= 13,425 MN**

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$\mathbf{P_C = \frac{4GBS^2d}{h}}$$

Avec :

B : aire nominale en plan de l'appui **$B=a\times b=0,9\times0,9=0,81m^2$** ;

d : somme d'une épaisse de frette et d'une épaisseur d'élastomère, **d=0,024 m**;

h : hauteur totale de l'appareil d'appui, **h=0,238 m** ;

G : module de cisaillement ;

S : facteur de forme (rapport de l'air nominale en plan à la surface extérieure d'un feuillet).

Tel que: $S=\frac{a.b}{2.t.(a+b)}=\frac{0,9.0,9}{2.0,016.(0,9+0,9)}=12,50$

Il convient de tenir compte de la composante verticale du séisme pour cette vérification.

D'où $P_C=\frac{4GBS^2d}{h}=\frac{4\times0,9\times0,81\times12,5^2\times0,02}{0,238}=45,95\ MN$

Soit : $\gamma_s P_u<P_C$ ⟹ **40.28 MN<45,95 MN (Condition vérifiée).**

c. Limitation de la distorsion

On doit vérifier la distorsion $\delta=\tan(\gamma)<\delta_c$, rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère.

On a: $P=\frac{P_u}{P_c}=\frac{13,425}{45,95}=0,292>0,25$ **Donc :** $\delta_c=1,4(1-2P)=0,58$

On a: $\delta=\frac{\gamma}{T_d}$ ⟹ $\delta=\frac{0,1}{0,238}=0,420$

$\delta<\delta_c$ **(Condition vérifiée).**

d. Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme

On doit vérifier : **H < f.N**

Où : **H :** effort horizontal ;

N : l'effort de compression vertical ;

f : Le coefficient de frottement.

Tel que : $f=0,10+\frac{0,60}{\sigma_m}$

σ_m : La contrainte moyenne de compression exprimée en MPa

Application Numérique :

- **Pile**

$H= H_{s,max}(pile) +0,4F_T + F_{fl+re} + 0,2\ F_{Fr,max}$;

$H_{s,max} = E_{1,max,P}/2 = 11,3$ MN **(voir tableau IX.2 du chapitre IX) ;**

$F_T = \Delta L_T \times t_i \times a \times b/T_d$ Avec $\Delta L_T = (L/2) \times \varepsilon_T$ (souffle thermique) / $\varepsilon_T = 3\times10^{-4}$;

$\Delta L_T = 0,0450$ m et $F_T = 275,67$ KN ;

$F_{fl+re} = \Delta L_{r+f} \times t_i \times a \times b/T_d$ Avec $\Delta L_{r+f} = (L/2) \times (\varepsilon_r + \varepsilon_T)$ (souffle des deformations différées (retrait +fluage) / $\varepsilon_r = 2.725\times10^{-4}$ et $\varepsilon_f = 3,5\times10^{-4}$;

$\Delta L_{r+f} = 0,0825$ m et $F_{fl+re} = 505,399$ KN ;

$F_{Fr,max} = \text{Max}(F_{Fr,\,Al} ; F_{Fr,Bc})/2$ avec $F_{Fr,\,Al} = 350,28$ KN (**annexe V.2)** $F_{Fr,Bc} = 300$ KN

$F_{Fr,max} = 175,14$ KN

⟹ H=11,64 MN

$N = (R_G + R_{s\,max\,pile} + 0,2\times R_{sur\,max\,p})/2$

$R_G = 19034,90$ MN **(tableau récapitulatif, ANNEXE V.4) ;**

$R_{s\,max\,pile} = E_{3,max,P} = 24,588$ MN **(tableau IX.2 du chapitre IX) ;**

$R_{sur,\,max,\,p} = 4,281$ MN **(tableau récapitulatif, ANNEXE V.4).**

N=22,24 MN et $\sigma_m = 27,46$ MPa ⟹ D'où f=0,12

On a H=11,4 MN > f×N=2,71 MN **(Condition non vérifiée).**

- **Culée**

$H = H_{s,max(culée)} + 0,4F_T + F_{fl+re} + 0,2\,F_{Fr,max}$;

$H_{s,max} = E_{1,max,c}/2 = 6,728$ MN **(voir tableau IX.2 du chapitre IX) ;**

⟹ H=6,82 MN

$N = (R_G + R_{s\,max\,culée} + 0,2\times R_{sur\,max\,c})/2$

$R_G = 7278,05$ MN **(tableau récapitulatif, ANNEXE V.4) ;**

$R_{s\,max\,pile} = E_{3,\,max,\,c} = 13,630$ MN **(tableau IX.2 du chapitre IX) ;**

$R_{sur,\,max,\,c} = 2573,62$ MN **(tableau récapitulatif, ANNEXE V.4).**

N=16,47 MN et $\sigma_m = 20,34$ MPa ⟹ D'où f=0,13

On a H=7,07 MN > f×N = 2,13MN **(Condition non vérifiée).**

<u>NB :</u> Le néoprène doit être équipé d'un système anti cheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

X.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, localiser et prévoir d'éventuelles fissure et aussi rattraper le devers du tablier.

X.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} a_1 \geq a + \frac{h}{2} \\ b_1 \geq b + \frac{h}{2} \end{cases} \quad \text{Tel que :} \quad h \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

Application Numérique :

$$h \geq \frac{a \times b}{a+b} = \frac{0,9 \times 0,9}{0,9+0,9} = 0,45 \mp 0,12 m$$

$$a_1 \geq 1,125 \text{ m} \quad ; \quad b_1 \geq 1,125 \text{ m}$$

On prend $a_1 = b_1 = 1,2$ m.

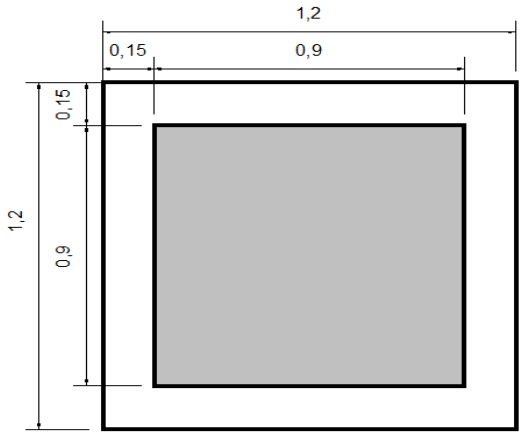


Figure X.3. Vue en plan d'un des d'appui.

X.3.2. Ferraillage des dés d'appuis

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

❖ **Armatures de chainage**

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

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} \quad \text{Tel que :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

Application Numérique :

$$A_c = \frac{0,25 \times 13,425}{434,78} = 77,19 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{Soit 26HA20}$$

❖ **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0,125 \times N}{\sigma_s}$$

Application Numérique :

$$A_h = \frac{0,125 \times 13,425}{434,78} = 38,59 \text{ cm}^2 \Longrightarrow \text{Soit 26HA14}$$

❖ **Frette supérieure**

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

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s}$$

Application Numérique :

$$A_s=\frac{0,04\times13,425}{434,78}=12,35\ cm^2 \Longrightarrow \text{Soit } 16HA10$$

❖ **Frette inferieure**

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

$$A_i=\frac{0,1\times N}{\sigma_s}$$

Application Numérique :

$$A_i=\frac{0,1\times13,425}{434,78}=30,88\ cm^2 \Longrightarrow \text{Soit } 16HA16$$

X.4. JOINT DE CHAUSSEE

Les charges d'exploitations engendrent des déplacements ou des déformations pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gène à des variations. Il convient donc de résoudre le tablier librement dilatable en aménageant du jeu à chaque coupure, entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités

Les joints de chaussée sont des équipements qui subissent les sollicitations d'une circulation routière en constante augmentation. Ils sont également directement exposés à la pollution, aux hydrocarbures et aux saumures de déverglaçage. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

X.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$\mathbf{W=W_D+0,3W_T+\frac{W_s}{3}}$$

W : souffle total du joint ;
W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;
W_T : souffle thermique ;
W_S : souffle sismique.

Les souffles W_T, W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques (Ws = 3,00 cm).

Application Numérique :

$$\mathbf{W=0,0825+0,3(0,045)+\frac{0,03}{3}}$$

$$\mathbf{W=10,6\ cm}$$

X.4.2. Type de joint

Notre choix s'est penché vers les joints de chaussée type Wd, cela selon le souffle calculé qui vaut 10,6 cm, et en utilisant le catalogue des type de joint existant sur le marché.

Les joints Wd sont des joints à dents en console, conçue pour une circulation lourde et intense vu leurs robustesse exceptionnelle.

Le souffle calculé de notre pont est **80≤S=106 ≤110,** donc nous prendrons le joint de chaussée de type Wd110.

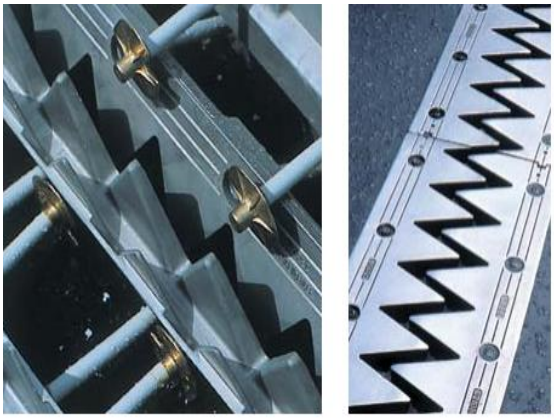


Figure X.4. Joint de chaussée type Wd.

Tableau X.1. Choix du type de joint selon la valeur du souffle.

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

X.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons choisi et conçu les équipements de notre viaduc, il faut souligner aussi que tous les équipements doivent être accessibles pour pouvoir contrôler leur état. Par rapport à la structure porteuse, les équipements sont caractérisés par une durée de vie moindre, non seulement parce qu'ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de dilatation (directement soumis aux effets du trafic) ou des appareils d'appui, mais aussi parce qu'un sur-dimensionnement n'offrirait pas une meilleure garantie de durabilité dans certaines conditions environnementales défavorables. Il convient donc d'adopter des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le travail que nous avons effectué sous thème de conception et étude d'un pont mixte en caisson ouvert, viens concrétiser notre formation d'ingénieur au sein de l'ENSTP de KOUBA, ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics.

Dans un premier temps, on a collecté et analysé les données relatives à notre étude. Cette opération a constitué la base du reste de l'étude.

Ensuite, on a fait la conception et le pré dimensionnement de notre pont en proposant trois variantes différentes : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, pont voussoir en béton armé et pont mixte en caisson ouvert. La comparaison de ces trois variantes sur la base des critères d'économie, d'entretien, d'esthétique et d'exécution a permis de dégager la variante la plus avantageuse : le pont en caisson mixte ouvert.

Après ceci, nous avons abordé le calcul des charges et surcharges et le calcul des efforts internes et sollicitations. Par la suite, les dimensions retenues ont été vérifié en phase de service. Après avoir vérifié toutes les justifications, nous somme passer au ferraillage de la dalle en béton, ensuit, au dimensionnement des connecteurs et au chapitre qui traite les assemblages.

Enfin, on a fait une étude sismique et finalisé notre travail avec le calcul des différents équipements de notre pont.

Ce modeste travail nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, aussi comment appliquer tous les règlements, notamment l'Eurocode, B.A.E.L, documents SETRA et aussi le règlement parasismique algérien RPOA. Ce projet nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les outils informatiques (AutoCAD, CSI-Bridge ...etc.), qui nous permettent d'aboutir à des résultats précis avec un temps optimal.

Au final ce travail, Cette étude est très enrichissante à tous points de vue, m'a permis d'améliorer et d'approfondir mes connaissances théoriques, et aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine des travaux publics.

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 denier. Pour cela, une surveillance serré et rigoureuse est indispensable lors de la réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : Mémoires ENSTP ;

[2] : Aide-mémoire RDM ;

[3] : SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP),* Février 1996 ;

[4] : SETRA, service d'étude technique des routes et autoroute, *Ponts à béton précontraint construit par encorbellements successifs, Juin 2003 ;*

[5] : SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, *Guide de conception durable : Ponts mixtes acier–béton***,** septembre 2010 ;

[6] : 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 ;

[7] : SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, *Application aux ponts-routes mixtes acier-béton* : *Eurocode 3 et 4,* juillet 2007 ;

[8] : Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art RPOA 2008 ;

[9] : SETRA service d'étude technique des routes et autoroute, *OUVRAGES D'ART, N°38, Juin 2001 ;*

[10] : Mr OUAKLI, Cours de charpente métallique, Enseignant à ENSTP, ENSTP 2018 ;

[11] : Règles BAEL 91 révisées 99, Février 2000 ;

[12] : YAHMEDI HANANE & OUAHEB SAKINA, *Etude d'un pont sur la RN 20 au niveau du carrefour de la cité Emir Abdelkader – Guelma,* Mémoire master**,** encadré par Dr. BOUTELDJA Fateh, à l'université de Guelma, Juin 2015 ;

[13] : JEAN MOREAL, *calcul des structures métallique selon l'eurocode 3*, 2005 ;

[14] : Construction métallique volume 10 Manfred A.Hirt Rolf BEZ ;

[15] : SETRA, *Pont en zones sismiques conception et dimensionnement selon l'eurocode* 8, Février 2000.

ANNEXES

Annexes II : Résultats des essais géotechniques

ANNEXE II.1. PARTIE 01 : ESSAIS IN-SITU

Annexe 1. Forages.

Nom de forage	PK	X	Y	Z	Profondeur exécuté (m)	Date d'exécution
SC-50(1)	26+768	575 926	4 049 778	261	20.4	29.10.2014
SC-51(2)	26+916	575 869	4 049 640	244	20.0	31.10.2014
SC-52(3)	27+004	575 844	4 049 554	269	19.9	-
SCP-V16-C1 (4)	26+720	575 963	4 049 813	280	23.1	07.01.2017
SCP-V16-C2 (5)	27+037	575 852	4 049 518	282	26.0	22.01.2017
SCP-V16-P1 (6)	26+750	575 957	4 049 783	266	25.0	31.12.2016
SCP-V16-P3 (7)	26+815	575 929	4 049 725	237	25.0	31.12.2016
SCP-V16-P4 (8)	26+846	575 902	4 049 702	234	25.3	17.12.2016
SCP-V16-P5 (9)	26+936	575 905	4 049 606	264	25.0	02.02.2017
SCP-V16-P7 (10)	26+943	575 884	4 049 606	261	25.0	10.01.2017
SCP-V16-P8 (11)	26+035	575 860	4 049 518	284	26.7	14.01.2017

Annexe 2. Résultats des essais SPT réalisés sur la Viaduc 16.

BH No	Profondeur (m)		N1+N2
SC-50(1)	3.00	3.45	46
	6.50	6.58	R
	9.00	9.13	R
	11.60	11.62	R
	15.00	15.03	R
	18.00	18.01	R
SC-51(2)	3.00	3.45	30
	9.00	9.05	R
SC-52(3)	3.00	3.22	R
	6.00	6.13	R
	9.10	9.29	R
	12.00	12.10	R
	18.20	18.36	R
SCP-V16-C1 (4)	3.20	3.65	16
SCP-V16-P1 (6)	3.00	3.45	11
	6.50	6.95	53
SCP-V16-P3 (7)	3.00	3.45	15
	6.00	6.26	R
SCP-V16-P4 (8)	3.00	3.45	8
	6.50	6.60	R
SCP-V16-P7 (10)	3.25	3.50	R

Annexe 3. Tableau d'essai de Pressiomètre du forage.

BH No	Profondeur(m)	E (MPa)	PL (MPa)
SC-50	6.00	25.02	1.57
	12.00	56.36	5.00
	18.00	59.39	4.69
SC-51	6.50	22.01	3.01
	12.00	78.29	4.56
	18.00	54.42	5.00
SCP-V16-C1	5.80	6.97	0.82
	9.00	4.61	1.46
	11.00	0.53	0.07
	15.00	68.61	5.00
	18.50	42.71	5.00
	22.00	38.95	5.00
SCP-V16-C2	5.20	22.76	4.21
	8.20	206.19	4.95
	11.30	99.02	5.00
	14.20	77.03	5.00
	18.10	70.21	5.00
	22.30	111.32	5.00
SCP-V16-P1	5.00	0.29	0.02
	8.00	0.65	0.02
	11.00	20.15	4.38
	14.00	38.62	4.99
	18.00	65.63	5.00
	22.00	99.02	5.00
SCP-V16-P3	5.00	26.86	3.49
	8.00	149.59	4.76
	11.00	164.76	4.98
	14.00	136.57	5.00
	18.00	105.84	5.00
	22.00	202.82	5.00
SCP-V16-P4	5.00	0.79	0.10
	8.00	206.19	4.78
	11.00	206.19	4.98
	14.00	139.85	5.00
	18.00	111.32	5.00
	22.00	70.21	5.00
SCP-V16-P5	5.50	194.38	4.78
	8.30	198.35	4.99
	11.30	223.70	4.99
	14.30	106.03	5.00
	18.30	109.28	5.00
	22.10	120.93	5.00
SCP-V16-P7	5.50	0.35	0.27
	8.20	32.76	4.96
	11.20	22.90	5.00
	13.90	32.37	5.00

	17.50	22.90	5.00
	22.30	32.37	5.00
SCP-V16-P8	5.80	221.06	4.98
	8.30	170.59	5.00
	11.30	193.47	5.00
	14.60	168.58	5.00
	18.30	154.15	5.00
	22.60	120.20	5.00

ANNEXE II.2. PARTIE 02: ESSAIS DE LABORATOIRE



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 01/08
Profondeur : 0,00 à 2,40 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 04/08
Profondeur : 8,70 à 10,90 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 02/08
Profondeur : 2,40 à 5,30 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 05/08
Profondeur : 10,90 à 14,20 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 03/08
Profondeur : 5,30 à 8,70 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 06/08
Profondeur : 14,20 à 16,30m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 07/08
Profondeur : 16,30 à 18,70 m



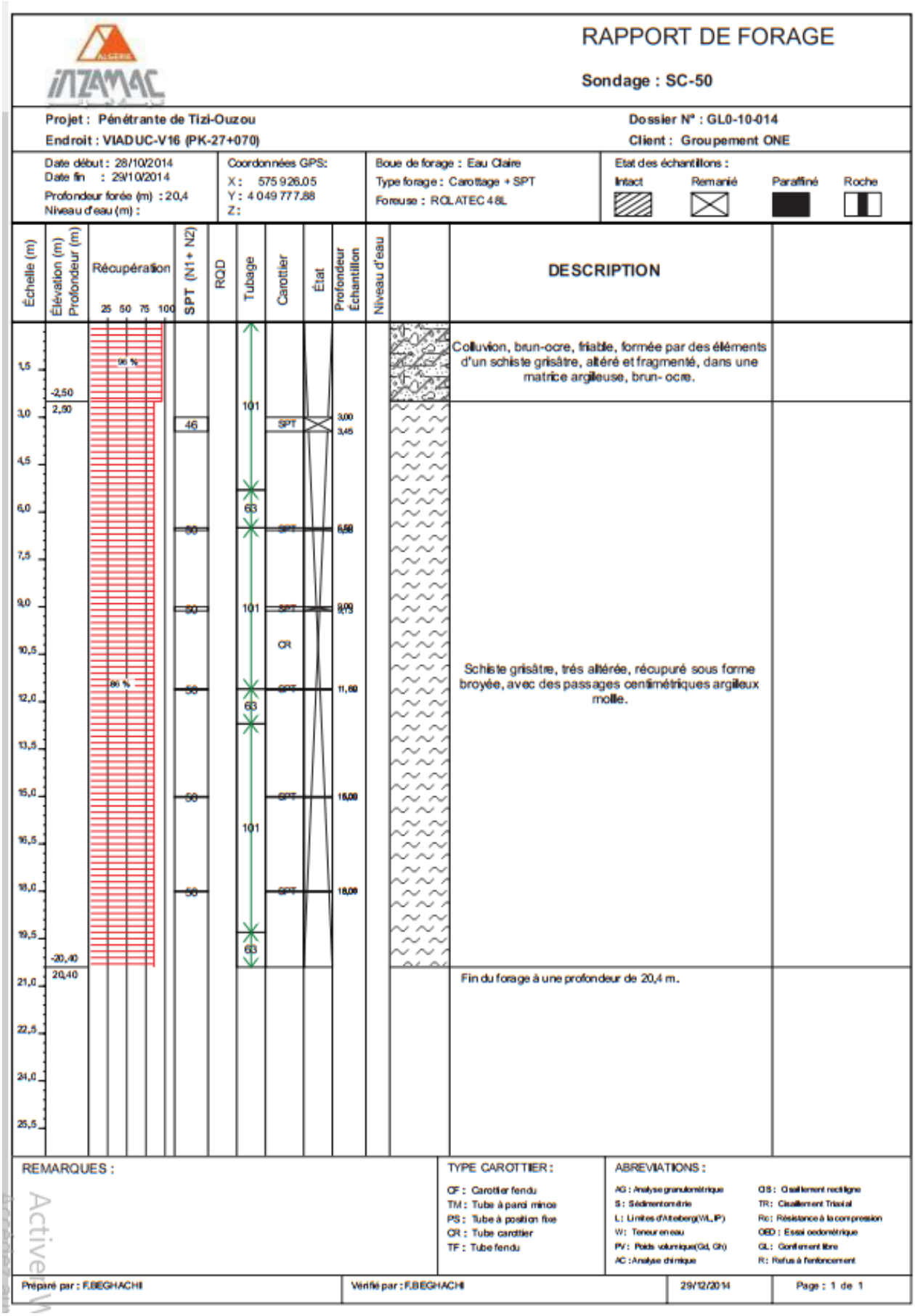
Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-50
Caisse n° : 08/08
Profondeur : 18,70 à 20,40 m

Annexe 4. Images du sondage carotté SC-50 (1).

Annexe 5. Résultats du sondage carotté SC-50 (1).





Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 2,10 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 02/07
Profondeur : 2,10 à 4,50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 03/07
Profondeur : 4,50 à 7,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 04/07
Profondeur : 7,00 à 9,00m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 05/07
Profondeur : 9,00 à 13,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 06/07
Profondeur : 13,00 à 15,00m



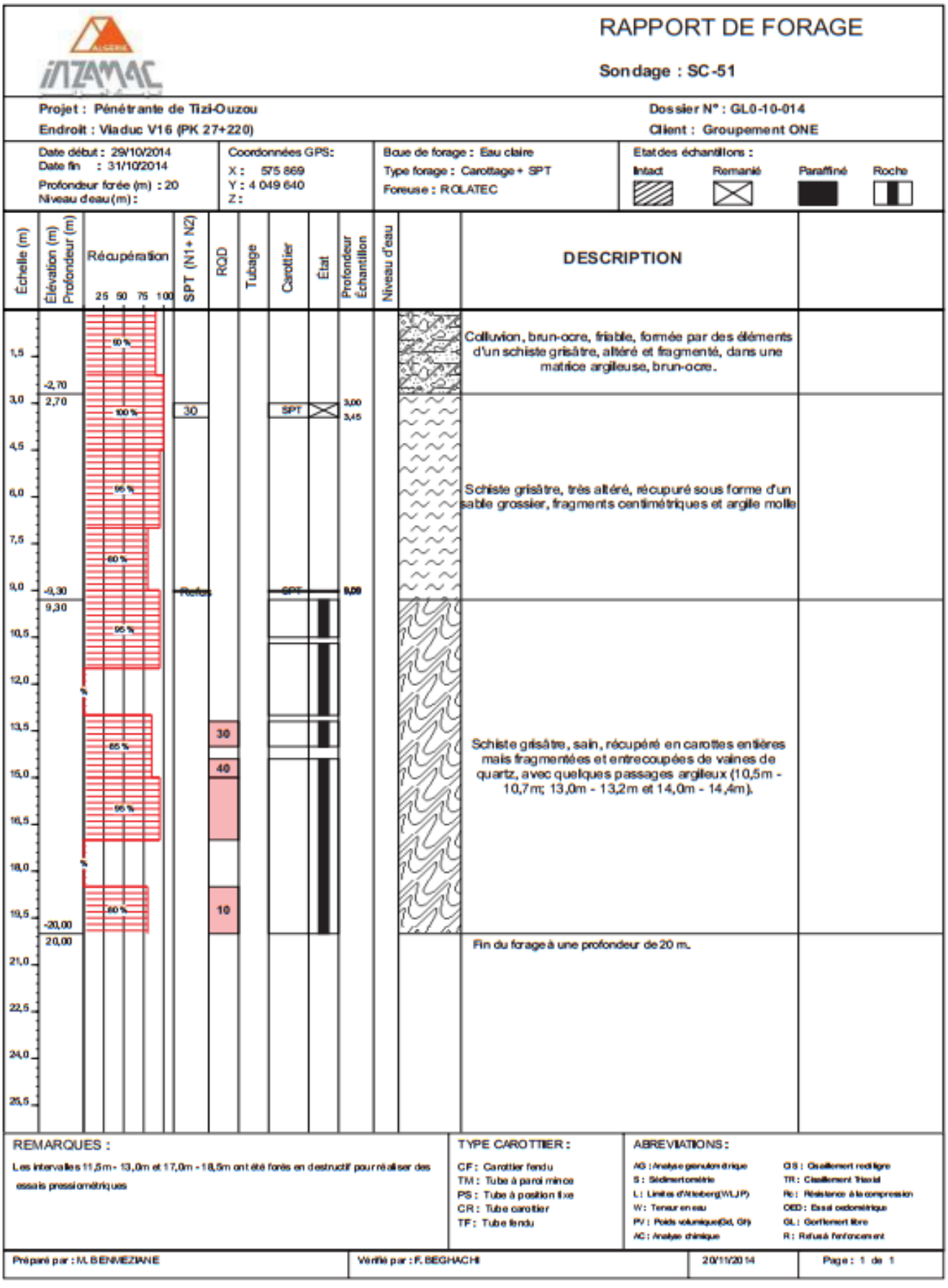
Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-51
Caisse n° : 07/07
Profondeur : 15,00 à 20,00 m

Annexe 6. Images du sondage carotté SC-51 (2).

Annexe 7. Résultats du sondage carotté SC-51 (2).



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC-51

Projet : Pénétrante de Tizi-Ouzou
Endroit : Viaduc V16 (PK 27+220)
Dossier N° : GL0-10-014
Client : Groupement ONE

Date début : 29/10/2014
Date fin : 31/10/2014
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 575 869
Y : 4 049 640
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottage + SPT
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,5	-2,70	60 %								Colluvion, brun-ocre, friable, formée par des éléments d'un schiste grisâtre, altéré et fragmenté, dans une matrice argileuse, brun-ocre.
3,0	2,70	100 %	30			SPT		3,00 / 3,45		
4,5										Schiste grisâtre, très altéré, récupuré sous forme d'un sable grossier, fragments centimétriques et argile molle
6,0		95 %								
7,5		60 %								
9,0	-9,30		Refus			SPT		9,00		
10,5	9,30	95 %								Schiste grisâtre, sain, récupéré en carottes entières mais fragmentées et entrecoupées de veines de quartz, avec quelques passages argileux (10,5m - 10,7m; 13,0m - 13,2m et 14,0m - 14,4m).
12,0										
13,5		65 %		30						
15,0				40						
16,5		95 %								
18,0										
19,5	-20,00	60 %		10						
21,0	20,00									Fin du forage à une profondeur de 20 m.
22,5										
24,0										
25,5										

REMARQUES :
Les intervalles 11,5m - 13,0m et 17,0m - 18,5m ont été forés en destructif pour réaliser des essais pressiométriques

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg (WL/P)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : M. BENMEZIANE | Vérifié par : F. BEGHACHI | 20/11/2014 | Page : 1 de 1



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 01/06
Profondeur : 0,00 à 3,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 04/07
Profondeur : 11,70 à 15,50 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 02/06
Profondeur : 3,60 à 7,60 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 05/06
Profondeur : 11,55 à 19,00 m



Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 03/06
Profondeur : 7,60 à 11,70 m



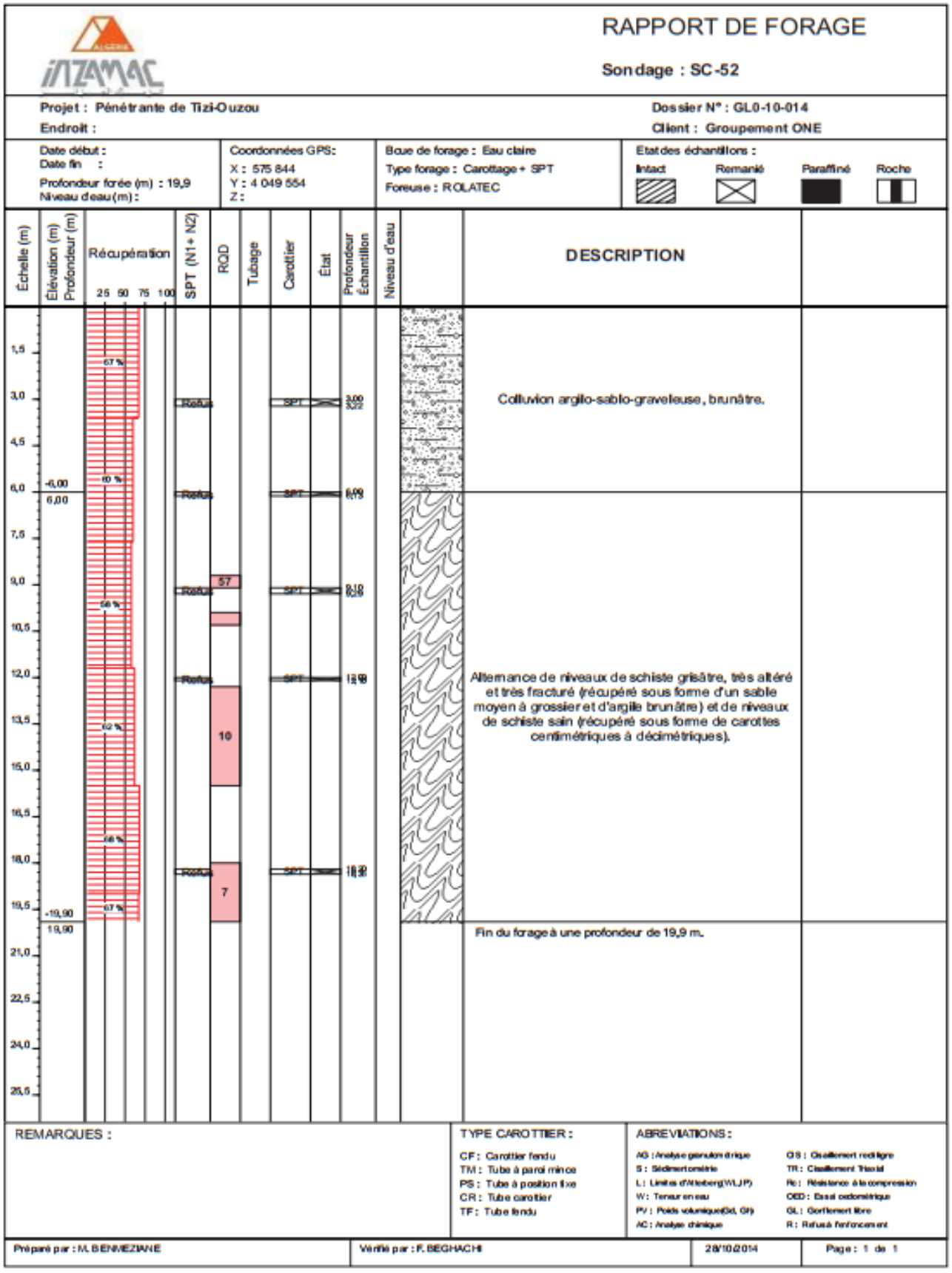
Client : Groupement ONE

Projet : Réalisation de la Pénétrante autoroutière de Tizi-Ouzou-Bouira sur 48 Km.

Sondage : SC-52
Caisse n° : 06/06
Profondeur : 19,00 à 19,90 m

Annexe 8. Images du sondage carotté SC-52 (3).

Annexe 9. Résultats du sondage carotté SC-52 (3).



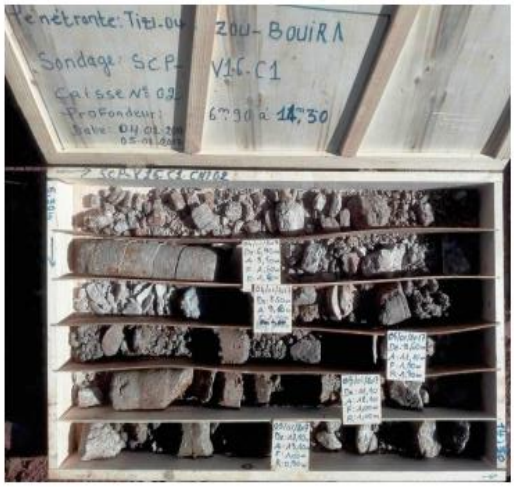
Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

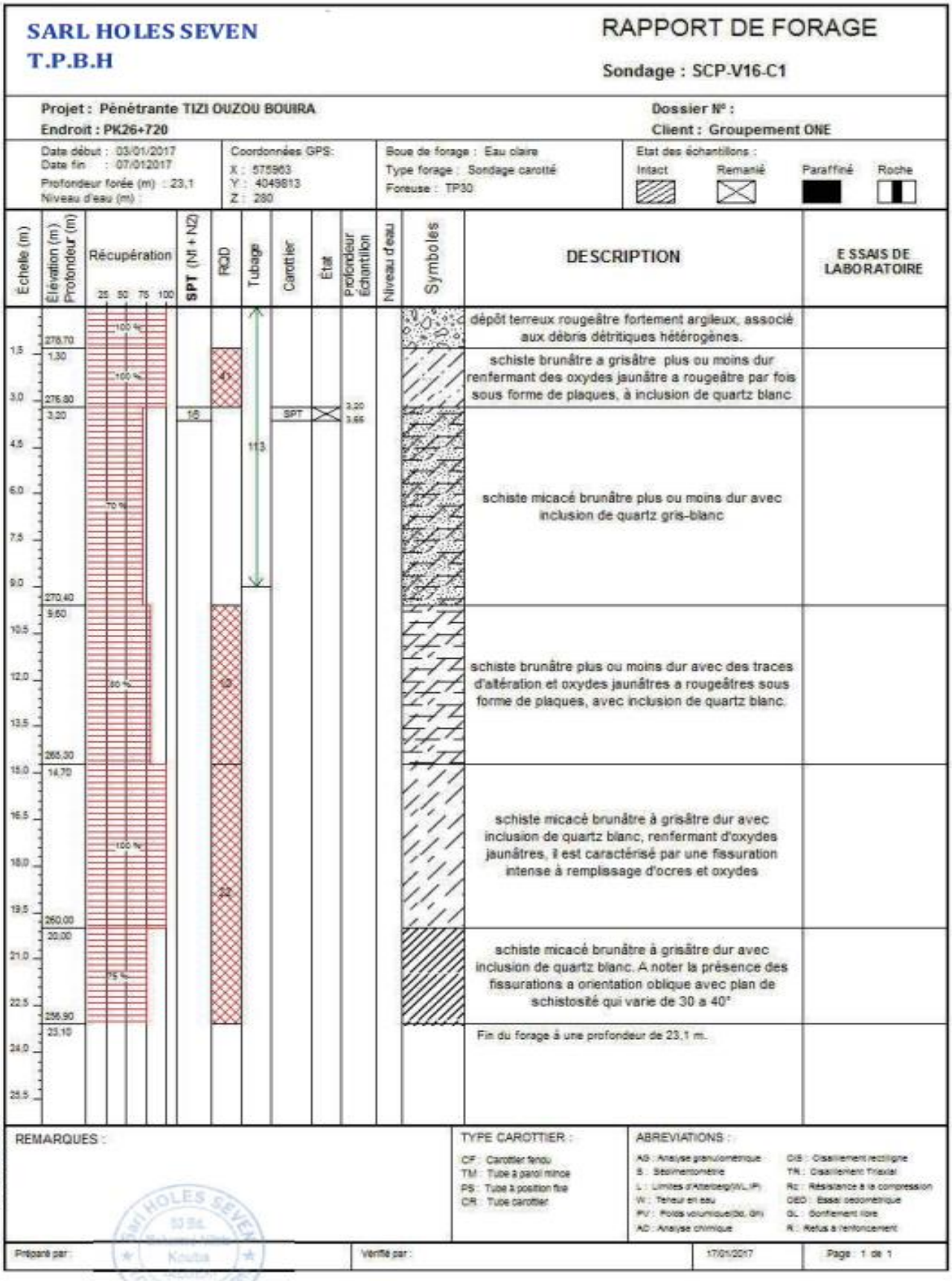


Caisse 4/4



Annexe 10. Images du sondage carotté SCP-V16 C1 (4).

Annexe 11. Résultats du sondage carotté SCP-V16-C1 (4).



SARL HOLES SEVEN
T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-C1

Projet : Pénétrante TIZI OUZOU BOUIRA — Dossier N° :
Endroit : PK26+720 — Client : Groupement ONE

Date début : 03/01/2017
Date fin : 07/01/2017
Profondeur forée (m) : 23,1
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 575963
Y : 4049813
Z : 280

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Sondage carotté
Foreuse : TP30

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	278.70 / 1.30	100 %		43							dépôt terreux rougeâtre fortement argileux, associé aux débris détritiques hétérogènes.	
3.0	276.80 / 3.20	100 %	1/5		113	SPT		3.20 / 3.65			schiste brunâtre a grisâtre plus ou moins dur renfermant des oxydes jaunâtre a rougeâtre par fois sous forme de plaques, à inclusion de quartz blanc	
4.5												
6.0		70 %									schiste micacé brunâtre plus ou moins dur avec inclusion de quartz gris-blanc	
7.5												
9.0	270.40 / 9.60											
10.5		80 %		43							schiste brunâtre plus ou moins dur avec des traces d'altération et oxydes jaunâtres a rougeâtres sous forme de plaques, avec inclusion de quartz blanc.	
12.0												
13.5	265.30 / 14.70											
15.0		100 %		22							schiste micacé brunâtre à grisâtre dur avec inclusion de quartz blanc, renfermant d'oxydes jaunâtres, il est caractérisé par une fissuration intense à remplissage d'ocres et oxydes	
16.5												
18.0												
19.5	260.00 / 20.00											
21.0		75 %									schiste micacé brunâtre à grisâtre dur avec inclusion de quartz blanc. A noter la présence des fissurations a orientation oblique avec plan de schistosité qui varie de 30 a 40°	
22.5	256.90 / 23.10											
24.0											Fin du forage à une profondeur de 23,1 m.	
25.5												

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TRI : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Dd, Dh) — GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : — Vérifié par : — 17/01/2017 — Page : 1 de 1

© Soltesta 2013



Annexe 12. Images du sondage carotté SCP-V16-C2 (5).

Annexe 13. Résultats du sondage carotté SCP-V16-C2 (5).

SARL HOLES SEVEN
T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-C2

Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU BOUIRA — **Dossier N° :**
Endroit : PK27+036 — **Client : GROUPEMENT ONE**

Date début : 29/12/2016
Date fin : 22/01/2017
Profondeur forée (m) : 26
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 575852
Y : 4049618
Z : 282

Boue de forage : L'eau claire
Type forage : Carotté
Foreuse : TP30

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0 – 8.0	272.50	90 %									Schiste brunâtre a grisâtre plus ou moins altéré, broyé mécaniquement, renfermant des oxydes jaunâtre a rougeâtre par fois sous forme de plaques, avec inclusion de quartz blanc	
10.0 – 18.0	9.20 / 262.50	97 %									Schiste micacé dur verdâtre broyé mécaniquement, feuilleté avec inclusion de quartz blanc a gris	
20.0 – 24.0	19.50 / 256.00	100 %									Schiste grisâtre dur broyé mécaniquement, avec inclusion de quartz blanc, renfermant des fines fissures à remplissage de calcite blanche	
26.0	26.00										Fin du forage à une profondeur de 26 m.	
28.0 – 34.0												

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Dd, Dh) — GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : — Vérifié par : — 31/01/2017 — Page : 1 de 1

© SolTests 2013

Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

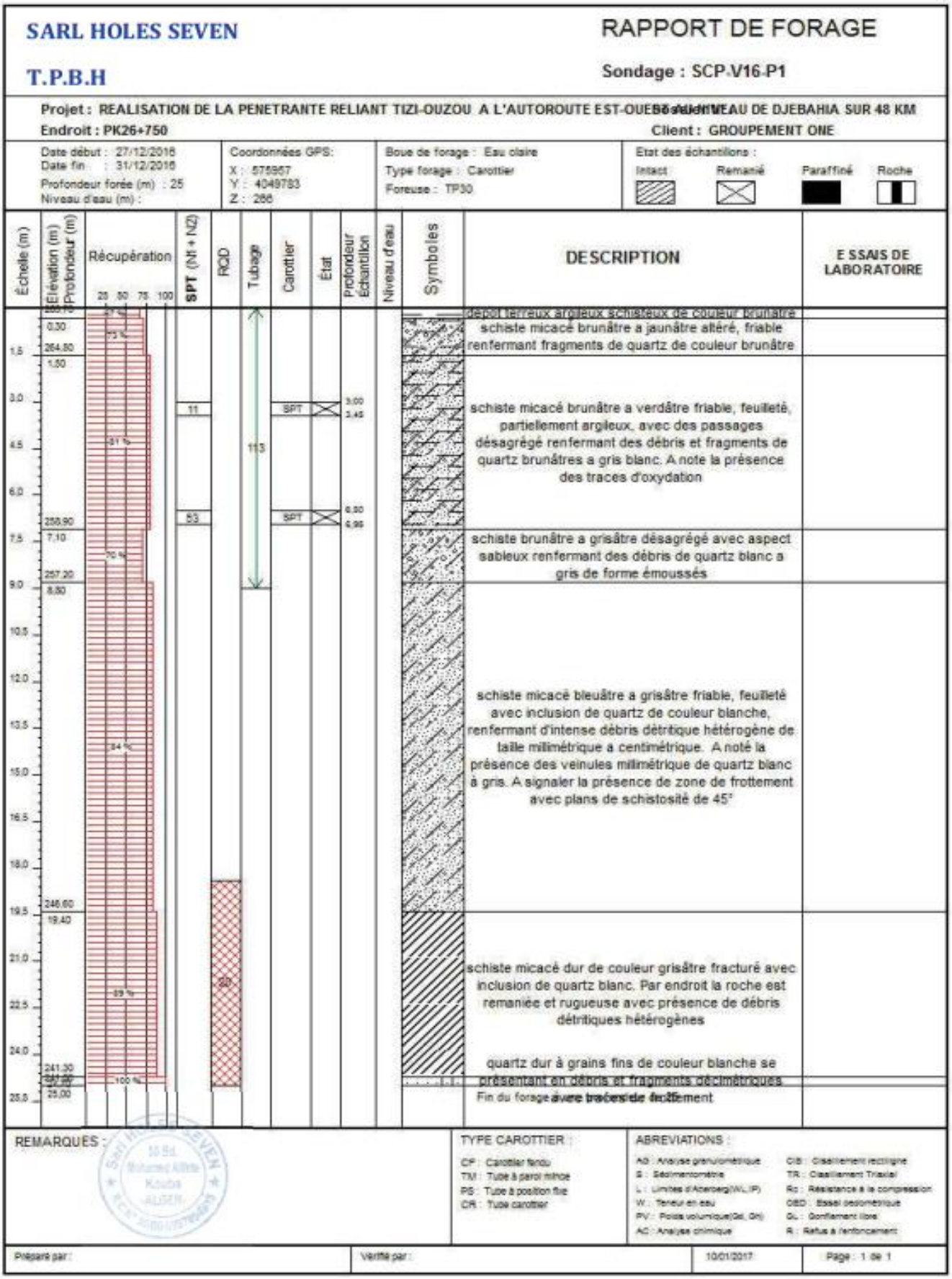


Caisse 4/4



Annexe 14. Images du sondage carotté SCP-V16-P1 (6).

Annexe 15. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P1 (6).



SARL HOLES SEVEN

T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-P1

Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE DJEBAHIA SUR 48 KM

Endroit : PK26+750 **Client : GROUPEMENT ONE**

Date début : 27/12/2016 Date fin : 31/12/2016 Profondeur forée (m) : 25 Niveau d'eau (m) :	Coordonnées GPS: X : 575957 Y : 4049783 Z : 266	Boue de forage : Eau claire Type forage : Carottier Foreuse : TP30	Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche

Échelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	265.70 / 0.30	73 %									dépôt terreux argileux schisteux de couleur brunâtre	
1.5	264.80 / 1.50										schiste micacé brunâtre a jaunâtre altéré, friable renfermant fragments de quartz de couleur brunâtre	
3.0		81 %	11		113	SPT		3.00 / 3.45			schiste micacé brunâtre a verdâtre friable, feuilleté, partiellement argileux, avec des passages désagrégé renfermant des débris et fragments de quartz brunâtres a gris blanc. A note la présence des traces d'oxydation	
6.0	258.90 / 7.10	70 %	53			SPT		6.50 / 6.95			schiste brunâtre a grisâtre désagrégé avec aspect sableux renfermant des débris de quartz blanc a gris de forme émoussés	
9.0	257.20 / 8.80	84 %									schiste micacé bleuâtre a grisâtre friable, feuilleté avec inclusion de quartz de couleur blanche, renfermant d'intense débris détritique hétérogène de taille millimétrique a centimétrique. A noté la présence des veinules millimétrique de quartz blanc à gris. A signaler la présence de zone de frottement avec plans de schistosité de 45°	
19.5	246.60 / 19.40	89 %		20							schiste micacé dur de couleur grisâtre fracturé avec inclusion de quartz blanc. Par endroit la roche est remaniée et rugueuse avec présence de débris détritiques hétérogènes	
24.0	241.30 / 241.00	100 %									quartz dur à grains fins de couleur blanche se présentant en débris et fragments décimétriques avec traces de frottement	
25.5	25.00										Fin du forage	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Aberberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIB : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :	Vérifié par :	10/01/2017	Page : 1 de 1

Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

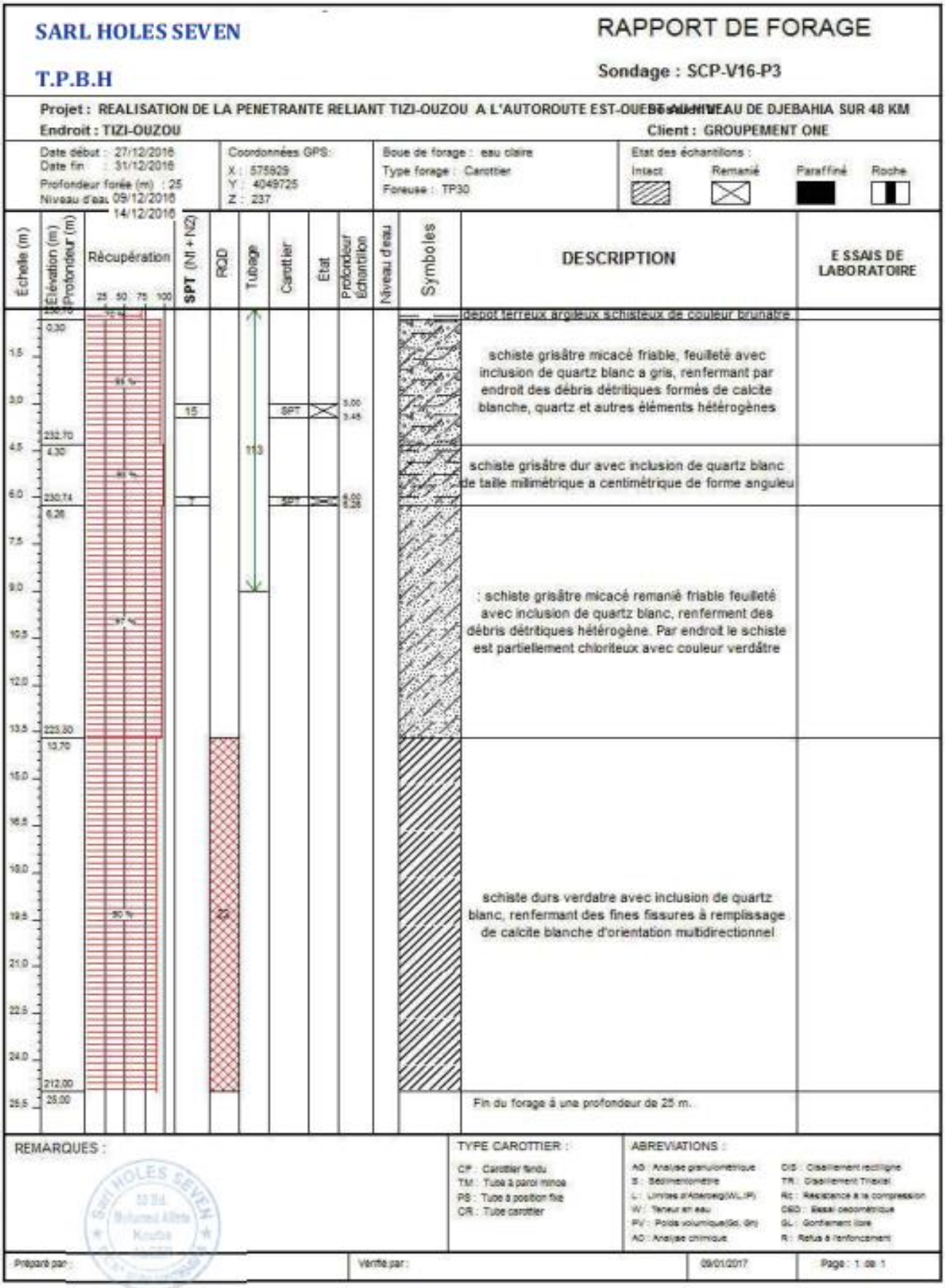


Caisse 4/4



Annexe 16. Images du sondage carotté SCP-V16-P3 (7).

Annexe 17. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P3 (7).



SARL HOLES SEVEN

T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-P3

Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE DJEBAHIA SUR 48 KM

Endroit : TIZI-OUZOU

Client : GROUPEMENT ONE

Date début : 27/12/2016
Date fin : 31/12/2016
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau 09/12/2016 14/12/2016

Coordonnées GPS:
X : 575929
Y : 4049725
Z : 237

Boue de forage : eau claire
Type forage : Carottier
Foreuse : TP30

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	236,70										dépot ferreux argileux schisteux de couleur brunâtre	
1,5	0,30	95 %									schiste grisâtre micacé friable, feuilleté avec inclusion de quartz blanc a gris, renfermant par endroit des débris détritiques formés de calcite blanche, quartz et autres éléments hétérogènes	
3,0			15			SPT		3,00 / 3,45				
4,5	232,70 / 4,30	90 %			113						schiste grisâtre dur avec inclusion de quartz blanc de taille millimétrique a centimétrique de forme anguleu	
6,0	230,74 / 6,26		7			SPT		6,00 / 6,26				
7,5												
9,0		97 %									: schiste grisâtre micacé remanié friable feuilleté avec inclusion de quartz blanc, renferment des débris détritiques hétérogène. Par endroit le schiste est partiellement chloriteux avec couleur verdâtre	
10,5												
12,0												
13,5	223,30 / 13,70											
15,0												
16,5												
18,0												
19,5		90 %		23							schiste durs verdatre avec inclusion de quartz blanc, renfermant des fines fissures à remplissage de calcite blanche d'orientation multidirectionnel	
21,0												
22,5												
24,0												
25,5	212,00 / 25,00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL;IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gn)
AO : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Resistance à la compression
CED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : | Vérifié par : | 09/01/2017 | Page : 1 de 1

Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

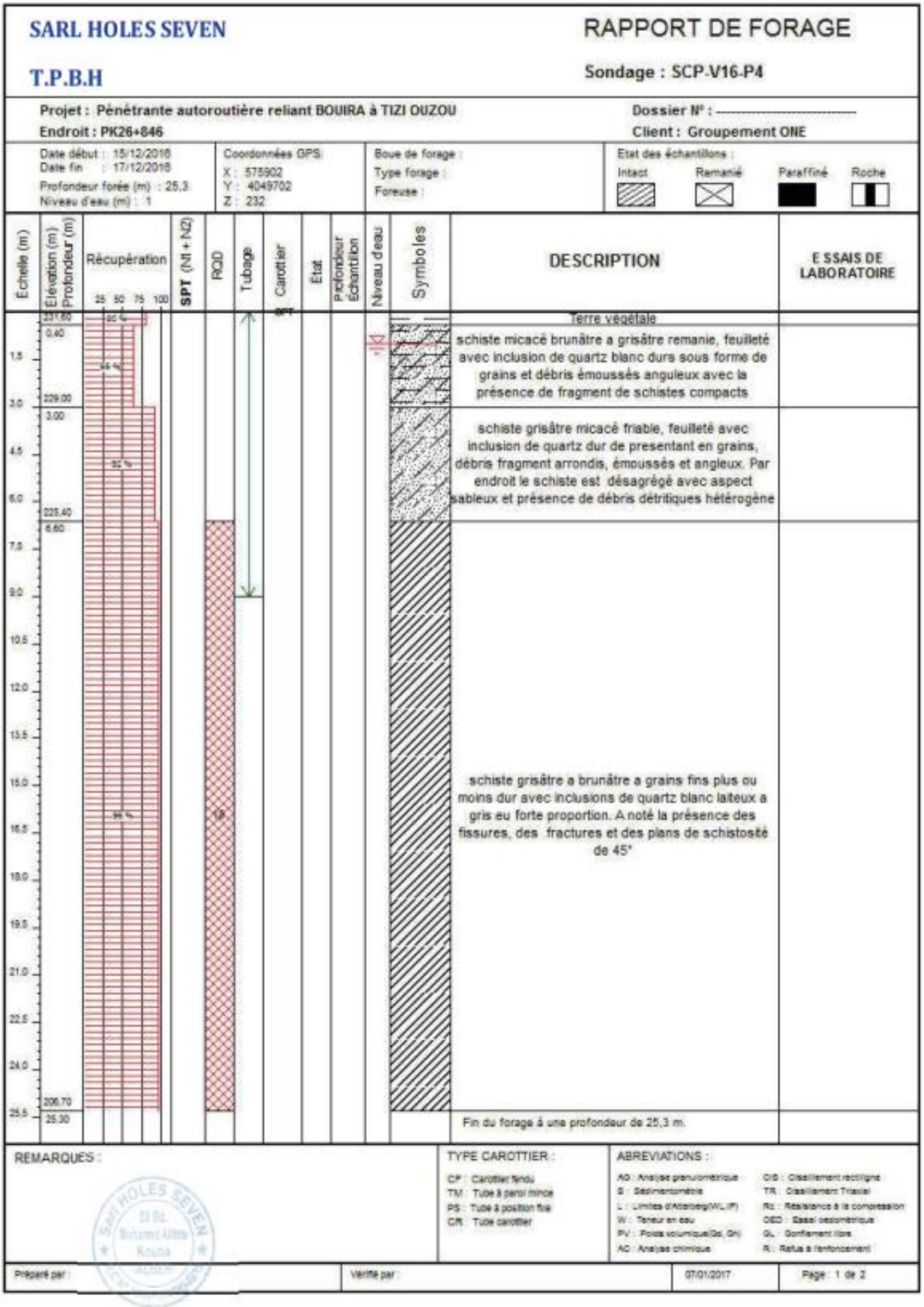


Caisse 4/4



Annexe 18.- Images du sondage carotté SCP-V16-P4 (8).

Annexe 19. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P4 (8).



SARL HOLES SEVEN

T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-P4

Projet : Pénétrante autoroutière reliant BOUIRA à TIZI OUZOU — Dossier N° : ----------

Endroit : PK26+846 — Client : Groupement ONE

Date début : 15/12/2016
Date fin : 17/12/2016
Profondeur forée (m) : 25,3
Niveau d'eau (m) : 1

Coordonnées GPS
X : 575902
Y : 4049702
Z : 232

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (NI + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0	231.60	80 %				SPT					Terre végétale	
1.5	0.40 / 229.00	55 %									schiste micacé brunâtre a grisâtre remanie, feuilleté avec inclusion de quartz blanc durs sous forme de grains et débris émoussés anguleux avec la présence de fragment de schistes compacts	
3.0	3.00 / 225.40	82 %									schiste grisâtre micacé friable, feuilleté avec inclusion de quartz dur de presentant en grains, débris fragment arrondis, émoussés et angleux. Par endroit le schiste est désagrégé avec aspect sableux et présence de débris détritiques hétérogène	
6.0	6.60											
7.5												
9.0												
10.5												
12.0												
13.5												
15.0		99 %									schiste grisâtre a brunâtre a grains fins plus ou moins dur avec inclusions de quartz blanc laiteux a gris eu forte proportion. A noté la présence des fissures, des fractures et des plans de schistosité de 45°	
16.5												
18.0												
19.5												
21.0												
22.5												
24.0												
25.5	206.70 / 25.30										Fin du forage à une profondeur de 25,3 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CP : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gs, Sh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : | Vérifié par : | 07/01/2017 | Page : 1 de 2

Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

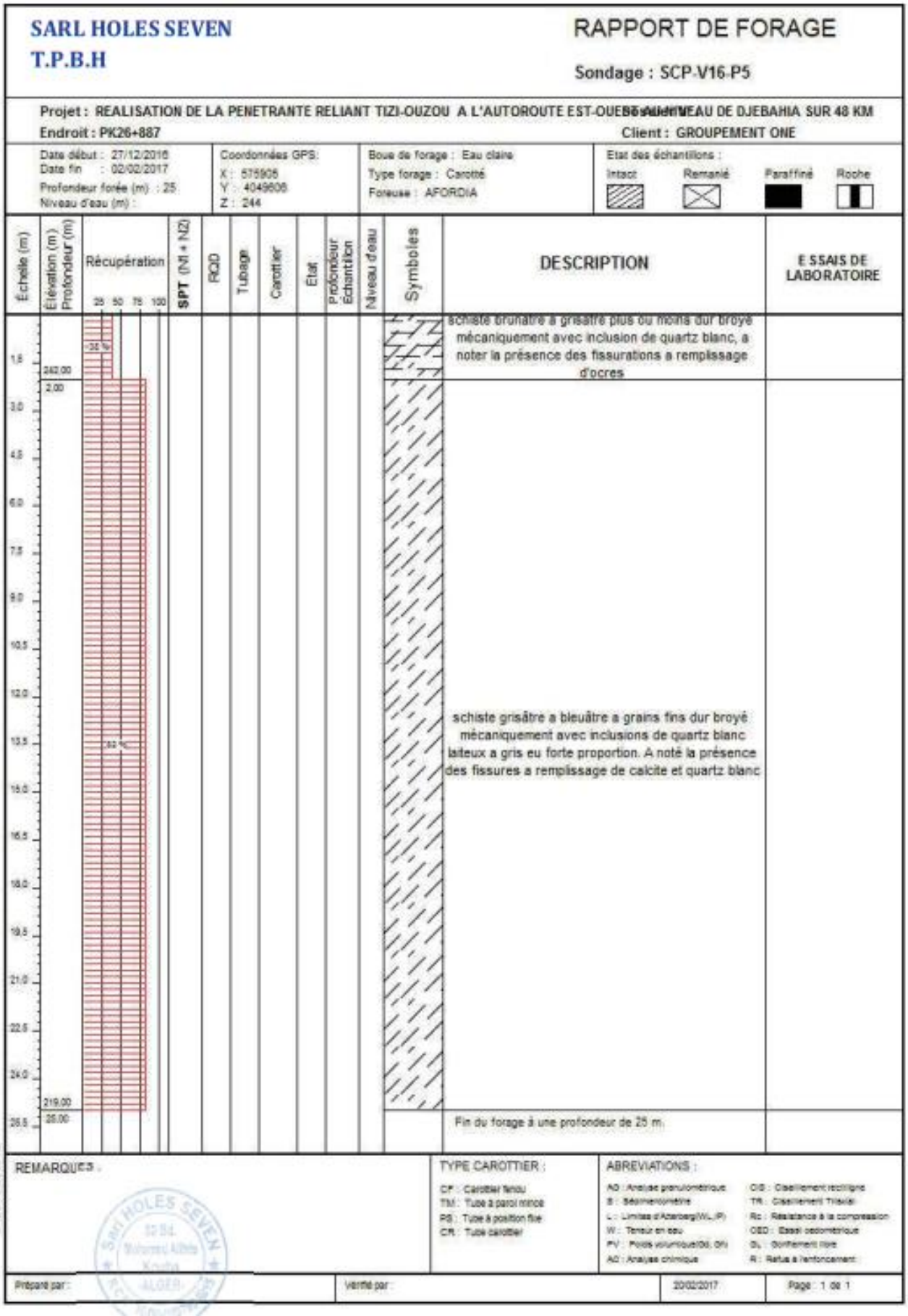


Caisse 4/4



Annexe 20. Images du sondage carotté SCP-V16-P5 (9).

Annexe 21. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P5 (9).



SARL HOLES SEVEN
T.P.B.H

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SCP-V16-P5

Projet : REALISATION DE LA PENETRANTE RELIANT TIZI-OUZOU A L'AUTOROUTE EST-OUEST [illegible] NIVEAU DE DJEBAHIA SUR 48 KM
Endroit : PK26+887
Client : GROUPEMENT ONE

Date début : 27/12/2016
Date fin : 02/02/2017
Profondeur forée (m) : 25
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 575905
Y : 4049606
Z : 244

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carotté
Foreuse : AFORDIA

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.5	242.00	-35 %									schiste brunâtre à grisâtre plus ou moins dur broyé mécaniquement avec inclusion de quartz blanc, a noter la présence des fissurations a remplissage d'ocres	
	2.00											
3.0												
4.0												
6.0												
7.5												
9.0												
10.5												
12.0												
13.5		-93 %									schiste grisâtre a bleuâtre a grains fins dur broyé mécaniquement avec inclusions de quartz blanc laiteux a gris eu forte proportion. A noté la présence des fissures a remplissage de calcite et quartz blanc	
15.0												
16.5												
18.0												
19.5												
21.0												
22.5												
24.0												
	219.00											
25.5	25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Type à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gs, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :
Vérifié par :
20/02/2017
Page : 1 de 1

© SolTerre 2013

Caisse 1/4



Caisse 3/4



Caisse 2/4

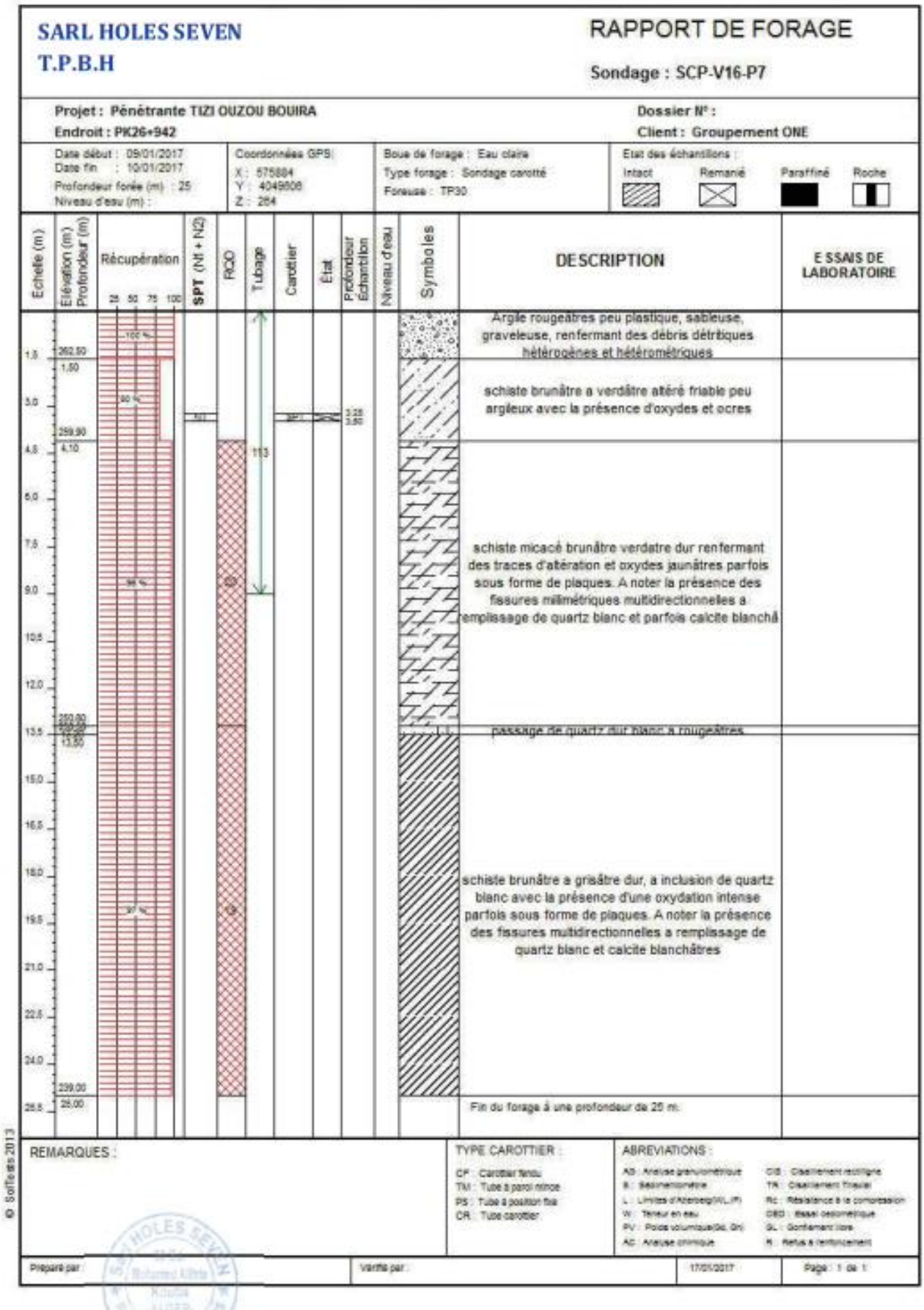


Caisse 4/4



Annexe 22. Images du sondage carotté SCP-V16-P7 (10).

Annexe 23. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P7 (10).



Caisse 1/5



Caisse 3/5



Caisse 2/5



Caisse 4/5

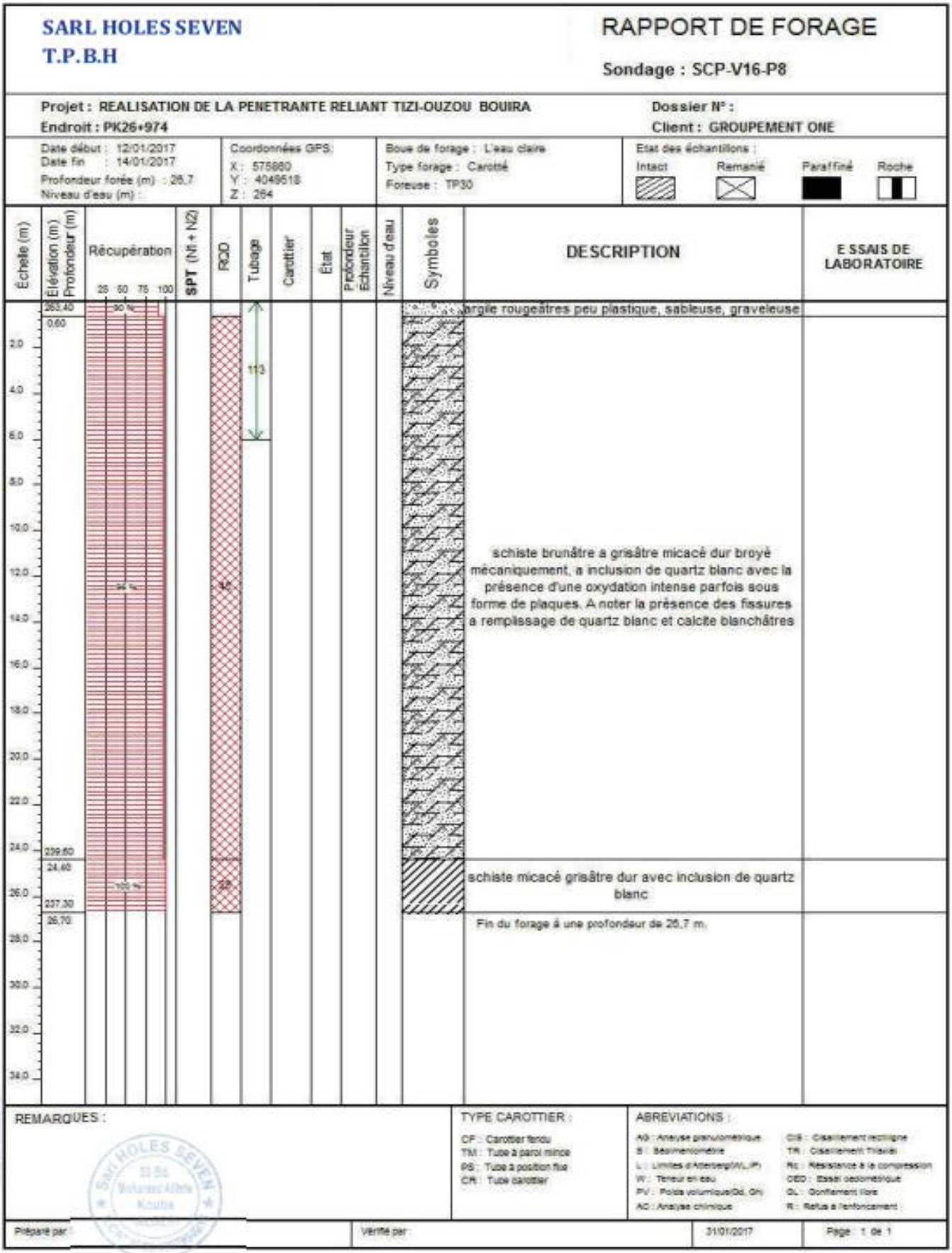


Caisse 5/5



Annexe 24. Images du sondage carotté SCP-V16-P8 (11).

Annexe 25. Résultats du sondage carotté SCP-V16-P8 (11).



Annexes V : Charges et surcharges

ANNEXE V.1. CALCUL LES CHARGES

1. Charges permanentes CP (les éléments porteurs)

a) Poids propre de la dalle

Pd = Sd× γb = 4,238×25= 105,95 KN /ml
Pd = 105,95×L = 105,95×300
Pd = 31785 KN

b) Poids propre du caisson métallique

✓ **Tôle de fond**

Ptf = Stf× γs = 7,4 × 0,05×78 = 28,86 KN/ml
Ptf =28,86 × 300
Ptf = 8658 KN

✓ **Raidisseurs**

Prd = n×Srd× γs = 6 × 2×(0,03×0,25) × 78 = 7,02 KN/ml
Prd =7,02 × 300
Prd = 2106 KN

✓ **Ames & semelles sup**

Pass = n×Sass× γs = 2× (2,4×0,025+1,1×0,05) ×78 = 17,94 KN/ml
Pass = 17,94× 300
Pass = 5382 KN

✓ **Bracons**

Pb = n×Vb× γs =122× 0,293×78 = 2790,72 KN
Pb = 2790,72/300
Pb = 9,3 KN/ml

✓ **Consoles**

Pc = n×Vc× γs = 61× 0,294×78 = 1398,852 KN
Pc = 1398,852/300
Pc = 4,663 KN/ml

✓ **Profilés de contreventement**

Pp = n×Vp× γs =352 × 0,077× 78 = 2117,67 KN
Pc = 2117,67 /300
Pc = 7,0589 KN/ml

✓ **Cadres & diaphragmes**

Pcd = n×Vcd× γs = (5 × 0,189 + 56×0,095) ×78 = 487,305 KN
Pcd = 487,305/300
Pcd = 1,624 KN/ml

➢ **CP= 182,416KN/ml = 54 724,765 KN**

2. Compléments des charges permanentes CCP (les éléments non porteurs) :

a) Poids propre de trottoirs :

Ptr = n × str× γb
Ptr = 2×0,75×0,2×25 = 7,5 KN/ml
Ptr = 7,5×L= 7,5×300
Ptr= 2250 KN

b) Poids propre de corniches :

Surface de la corniche égale 0,75×0,15= 0,1125 m^2
Pc = n × Sc× γb = 2×0,1125×25 = 5,625 KN/ml
Pc = 5,625×L = 5,625×300
Pc = 1687,5 KN

c) Poids de revêtement :

Pr = Sr× γb= 0,08×11,5×24

Pr = 22,08 KN/ml

Pr = 22,08×L= 22,08×300

Pr = 6624 KN

d) Poids de l'étanchéité:

Pe = Se× γe= 0,01×13×24

Pe = 3,12 KN/ml

Pe = 3,12× L = 3,12×300

Pe = 936 KN

e) Poids propre des garde - corps :

Pgc = 1 KN/ml

Pgc = 1×2 ⇒ Pgc = 2 KN/ml

Pgc = 2×L=2×300

Pgc = 600 KN

f) Poids propre des Glissières de sécurité

Pgs = 0,6 KN/ml

Pgs = 0,6×2 ⇒ Pgc = 1,2 KN/ml

Pgs = 1,2×L=1,2×300

Pgs = 360 KN

- **CCP= 41,525 KN/ml = 12457,5 KN**

- **La charge permanente totale de l'ouvrage :**

G =CP+CCP= 182,416+ 41,525 =223,94 KN/ml

G= 67182,26 KN

ANNEXE V.2. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

a) Système de charge Bc

CASn	L(m)	G(tot)	1voie	2voies	3voies
cas1	65	14556,1	1,04	1,04	**1,05**
cas2	150	33591	1,02	1,02	1,02
cas3	235	52625,9	1,01	1,01	1,01
cas4	300	67182	1,01	1,01	1,01
cas5	150	33591	1,02	1,02	1,02
cas6	130	29112,2	1,02	1,02	1,02
cas7	85	19034,9	1,03	1,03	1,04
cas8	170	38069,8	1,0	1,016585	1,02

S(KN)
720
1320
1710

b) Système de charge Bt

CASn	L(m)	G(tot)	1 tandem	2 tandems
cas1	65	14556,1	1,03	**1,04**
cas2	150	33591	1,02	1,02
cas3	235	52625,9	1,01	1,01
cas4	300	67182	1,01	1,01
cas5	150	33591	1,02	1,02
cas6	130	29112,2	1,02	1,02
cas7	85	19034,9	1,03	1,03
cas8	170	38069,8	1,0	1,01444

S(KN)
384
768

c) Charges militaires : Mc 120

CASn	L(m)	G(tot)	Delta Mc120
cas1	65	14556,1	**1,04**
cas2	150	33591	1,02
cas3	235	52625,9	1,01
cas4	300	67182	1,01
cas5	150	33591	1,02
cas6	130	29112,2	1,02
cas7	85	19034,9	1,03
cas8	170	38069,8	1,0

S(KN)
1100

ANNEXE V.3. EFFORTS DE FREINAGE

Système de charge AL

$$F = \frac{A.S}{20 + 0{,}0035 \times S} \quad (kN)$$

CAS n	L(m)	A(l) (kN/m2)	S(m2)			Ffr(AL) (KN)		
			1 voie	2voies	3voies	1voie	2voies	3voies
cas1	65	6,97	227,5	455	682,5	76,25	146,87	212,47
cas2	150	4,52	525	1050	1575	108,67	200,46	279,04
cas3	235	3,75	822,5	1645	2467,5	134,81	239,49	323,13
cas4	300	3,45	1050	2100	3150	153,01	264,90	350,28
cas5	150	4,52	525	1050	1575	108,67	200,46	279,04
cas6	130	4,83	455	910	1365	101,78	189,58	266,09
cas7	85	6,01	297,5	595	892,5	84,97	161,94	231,97
cas8	170	4,278	595	1190	1785	115,27	210,67	290,93

ANNEXE V.4. DESCENTE DE CHARGES

1. Réactions dues aux Chagres Permanentes :

Culée : **Rg =** 7278,05 KN

Pile : **Rg=** 19034,9 KN

2. Réactions dues aux surchages

a/ Système de charge Al (RCPR Art 4.4)

CASn	L(m)	A(l) (kN/m2)	1voie	2voies	3voies
cas1	65	6,97	24,40	48,79	65,87
cas2	150	4,52	15,82	31,64	42,71
cas3	235	3,75	13,13	26,25	35,44
cas4	300	3,45	12,08	24,15	32,60
cas5	150	4,52	15,82	31,64	42,71
cas6	130	4,83	16,91	33,81	45,64
cas7	85	6,01	21,04	42,07	56,79
cas 8	170	4,278	14,973	29,946	40,4271

Réactions dues au A(l) :

Culée : **RA(l) =** 2140,661 KN

Pile : **RA(l)=** 4281,323 KN

b/ Système de charge B (RCPR Art 4.5)

Q(kN) =	600	Pour une voie chargée
Q(kN) =	1200	Pour deux voies chargées
Q(kN) =	1800	Pour trois voies chargées
bc =	1,2	Pour une voie chargée
bc =	1,1	Pour deux voies chargées
bc =	0,95	Pour trois voies chargées

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique

δ =	1,581	Pour une voie chargée
δ =	1,660	Pour deux voies chargées
δ =	1,688	Pour trois voies chargées

Réactions dues au Bc :

Rbc = R. n . bc . δ

	n : nombre de voie			1	2	3
Culée :	**R=**	534,92	KN			
	Rbc=	1015,07	KN	Pour une voie chargée		
	Rbc=	1953,82	KN	Pour deux voies chargées		
	Rbc=	2573,62	KN	Pour trois voies chargées		
Pile :	**R=**	556,85	KN			
	Rbc=	1056,671	KN	Pour une voie chargée		
	Rbc=	2033,90	KN	Pour deux voies chargées		
	Rbc=	2679,10	KN	Pour trois voies chargées		

Culée : **Rbc =** 2573,62 KN

Pile : **Rbc=** 2679,10 KN

c/ Charges militaires : MC120 **(RCPR Art 4.10)**

Q = 1100 KN

Q = 180,33 KN/ml

Les surcharges du système MC120 sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique δ :

δ = 1,04

Culee : **R =** 1048,38 KN

Rmc120 = 1090,32 KN

Pile : **R =** 1083,92 KN

Rmc120 = 1127,28 KN

Réactions dues au MC120 :

d/ Convoi exceptionnel : D240 **(RCPR Art 4.11)**

Q= 2400 KN

Q= 129,03 KN/ml

Réactions dues au D240 :

Culée: **R =** 2056,62 KN

Pile : **R =** 2249,54 KN

3. Tableau récapitulatif

Charge	Culée	Pile
Rg	7278,05	19034,90
R(Al)	2140,66	4281,32
Rbc	2573,62	2679,10
Rmc120	1090,32	1127,28
Rd240	2056,62	2249,54

Annexes VI : Résultats de calculs numériques

ANNEXE VI.1. RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANT

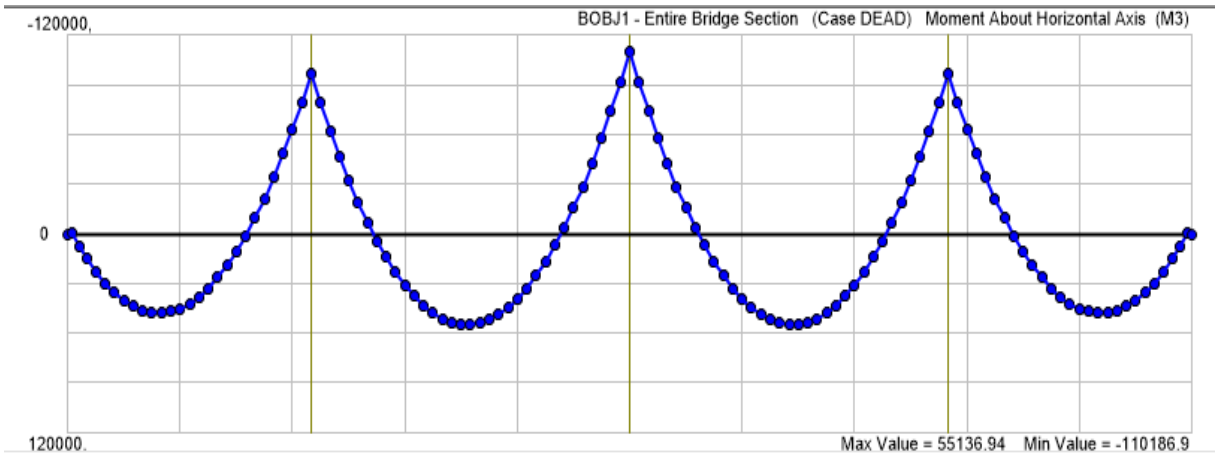


Figure 1. Moment fléchissant sous la charge permanente G.

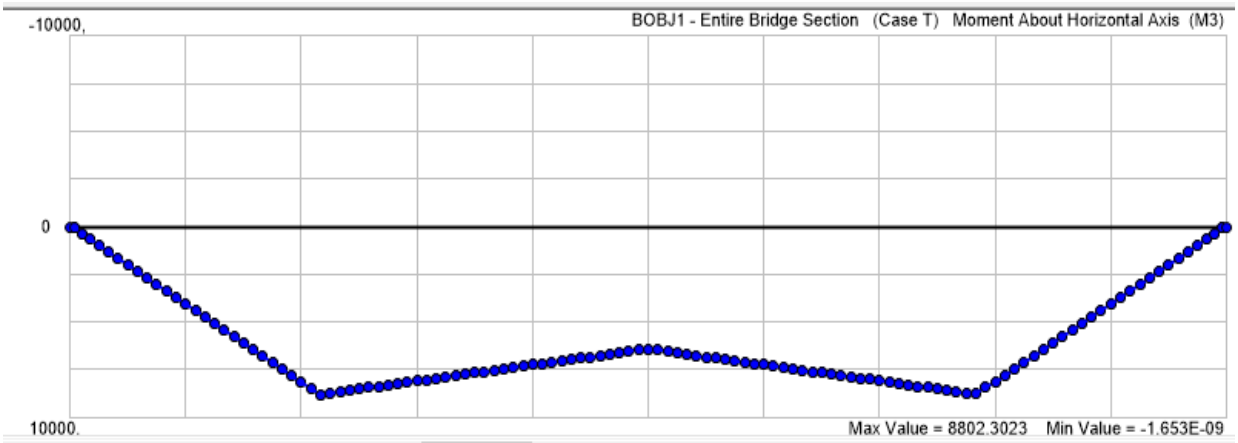


Figure 2. Moment fléchissant sous la température T.

a) Charges AL

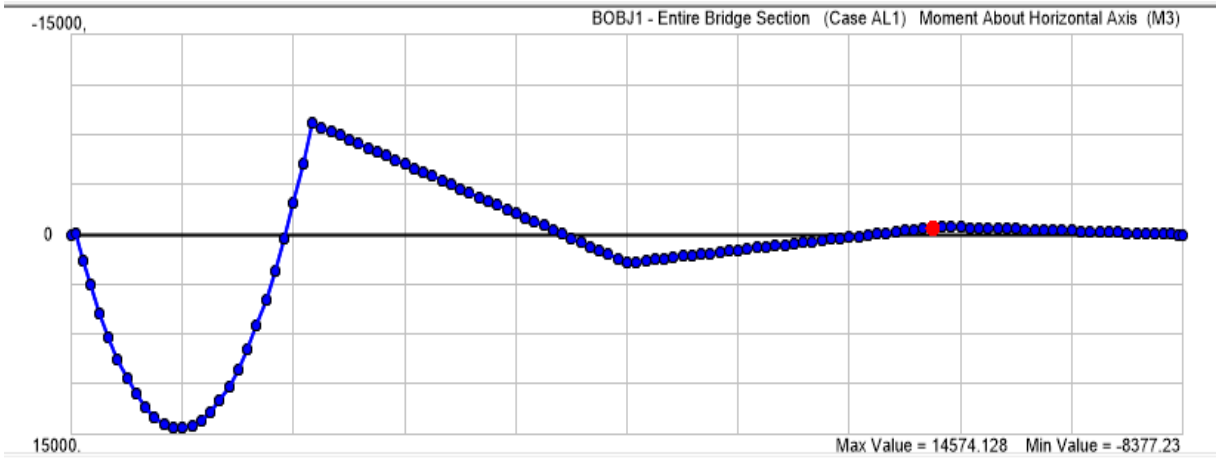


Figure 3. Moment fléchissant sous la charge AL1.

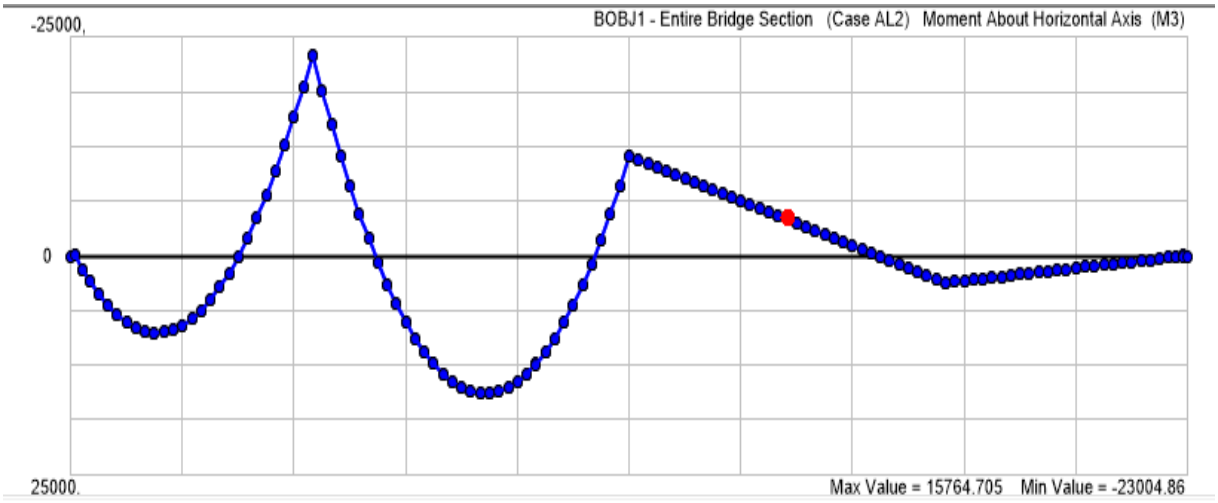


Figure 4. Moment fléchissant sous la charge AL2.

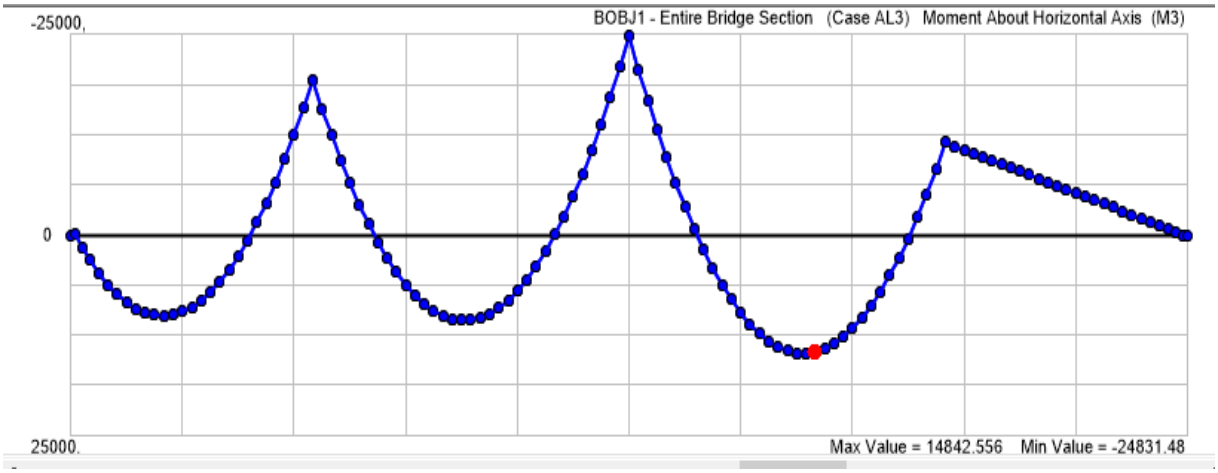


Figure 5. Moment fléchissant sous la charge AL3.

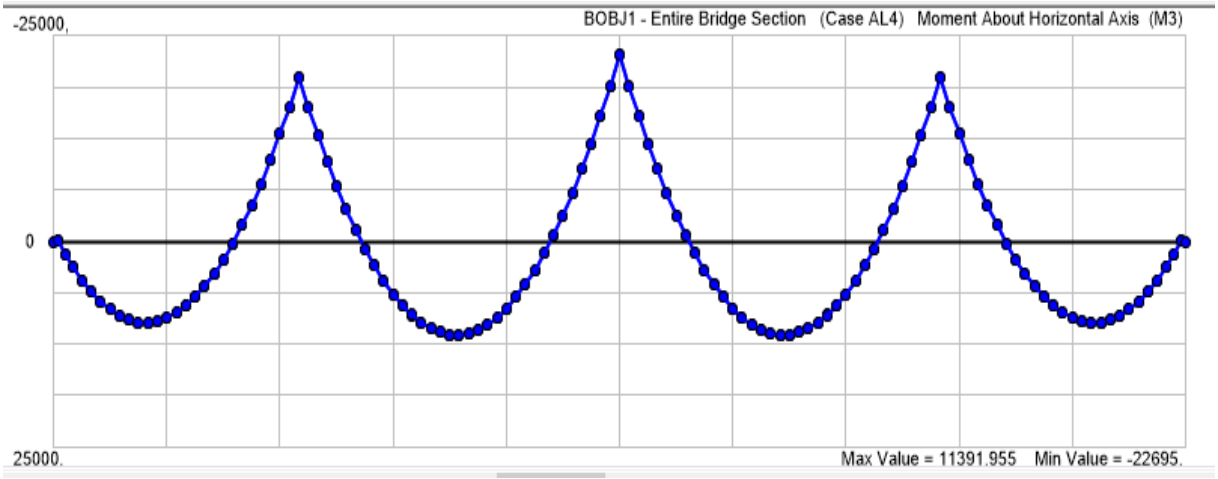


Figure 6. Moment fléchissant sous la charge AL4.

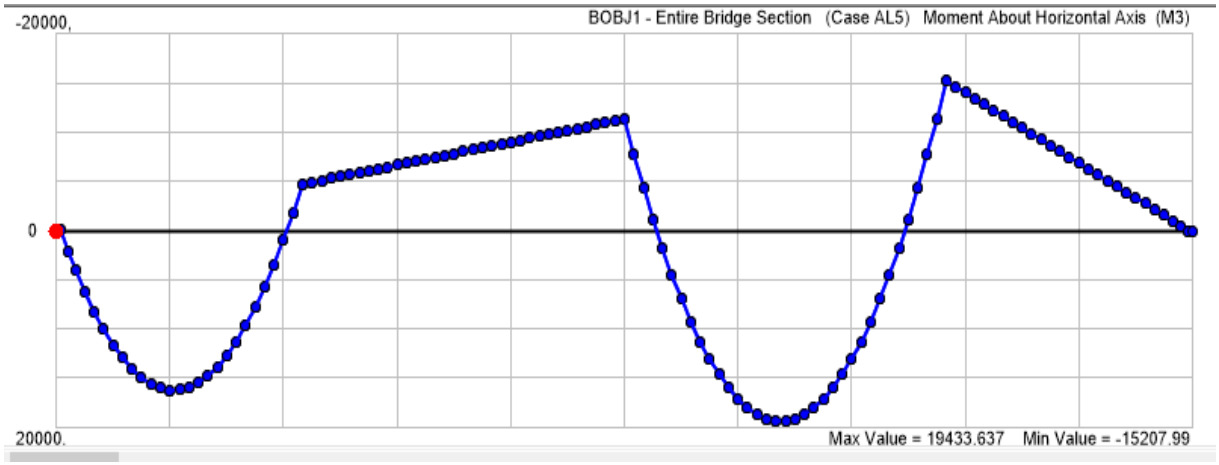


Figure 7. Moment fléchissant sous la charge AL5.

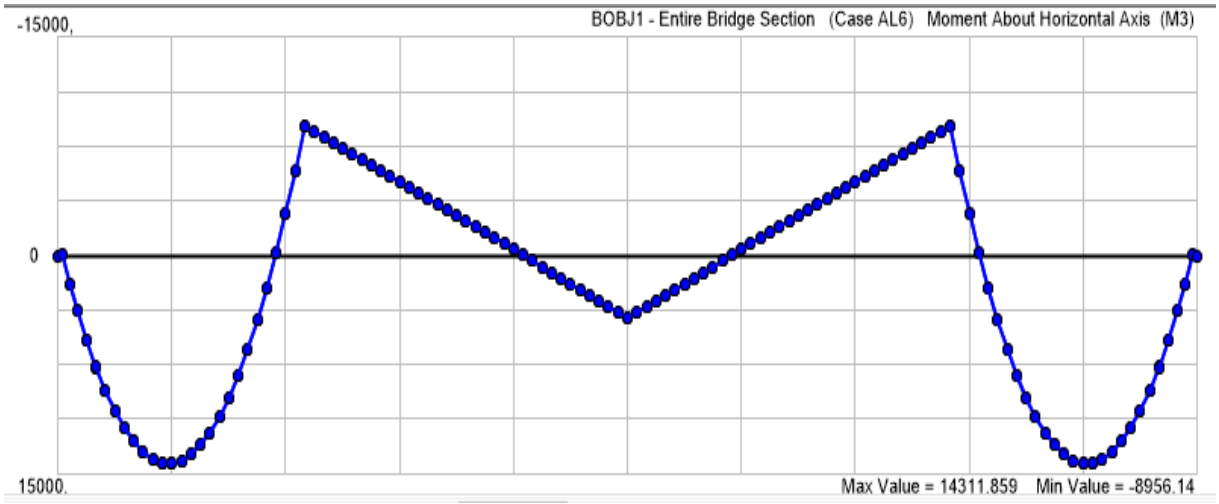


Figure 8. Moment fléchissant sous la charge AL6.

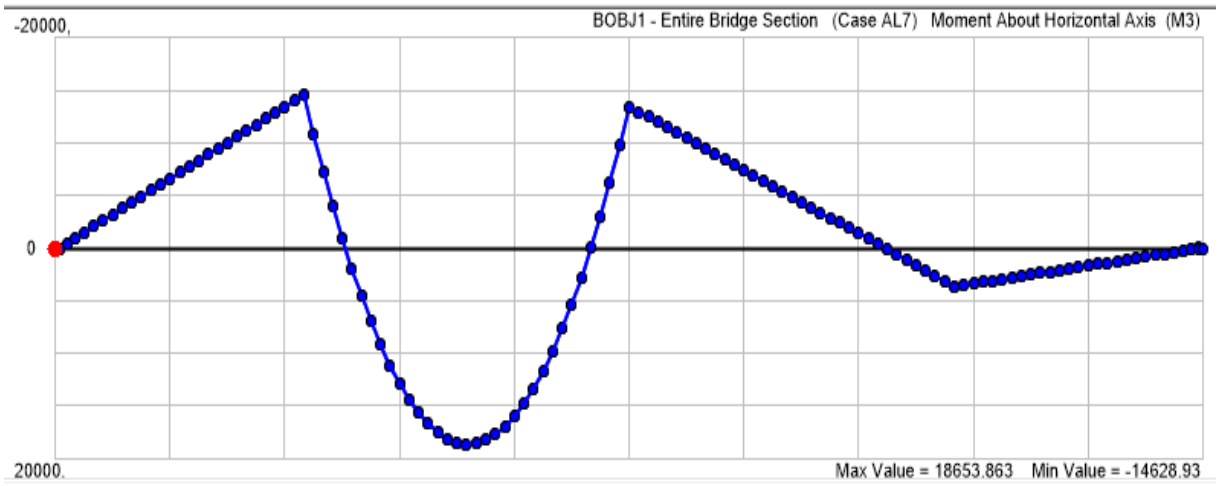


Figure 9. Moment fléchissant sous la charge AL7.

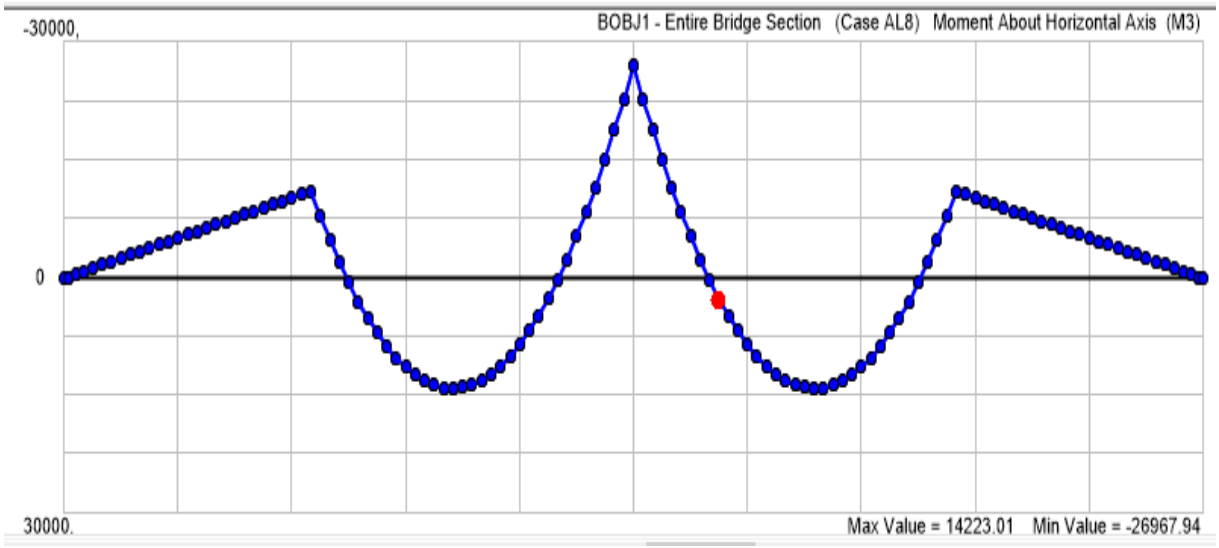


Figure 10. Moment fléchissant sous la charge AL8.

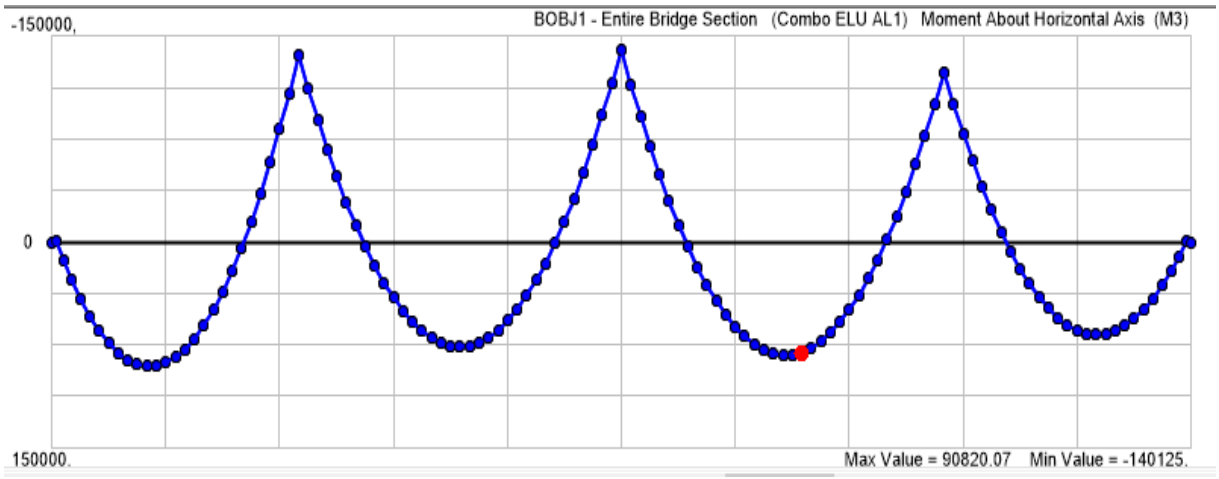


Figure 11. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL1+0.9T.

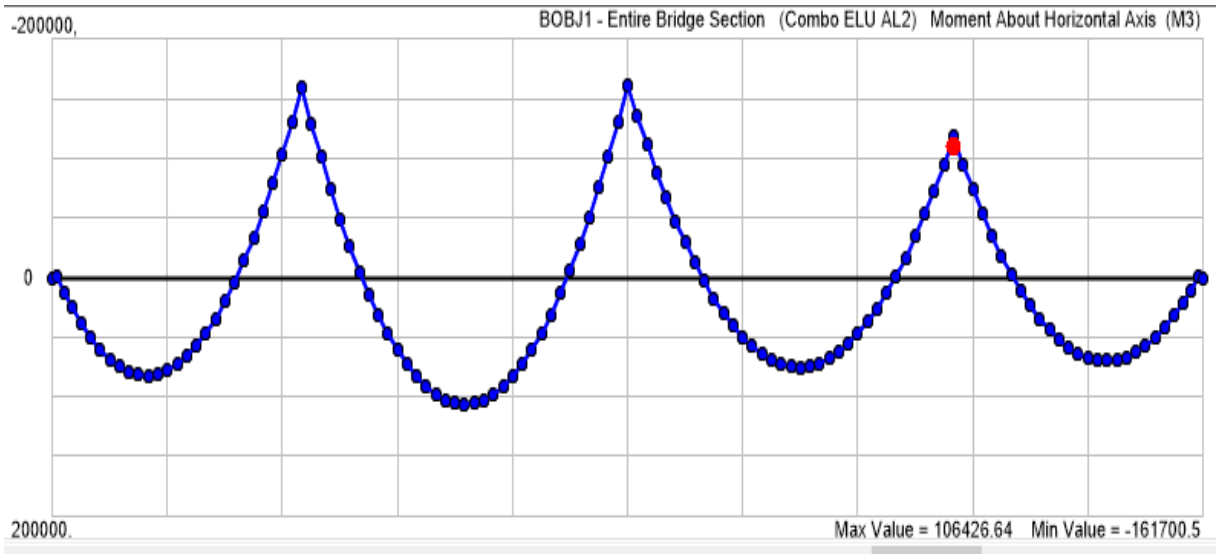


Figure 12. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL2+0.9T.

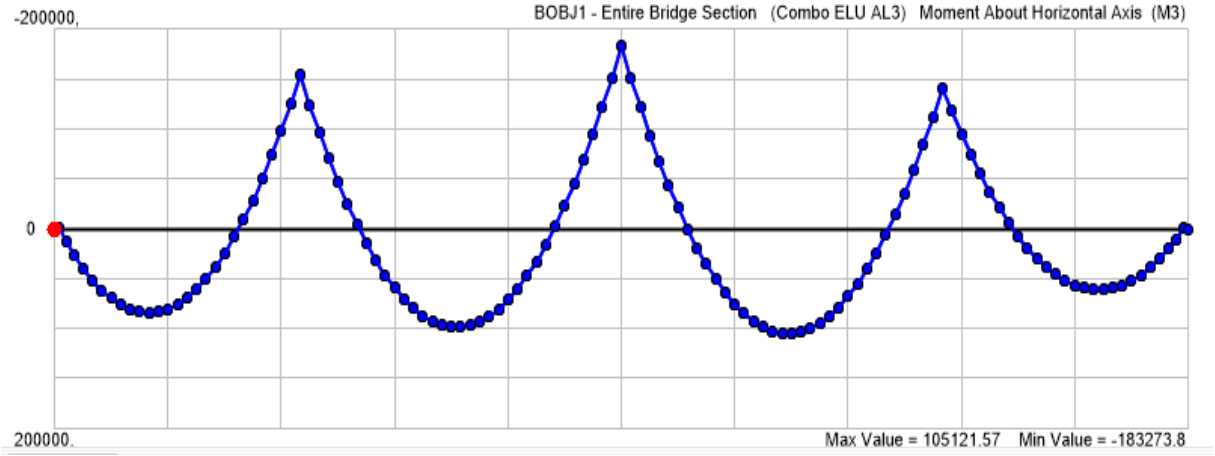


Figure 13. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL3+0.9T.

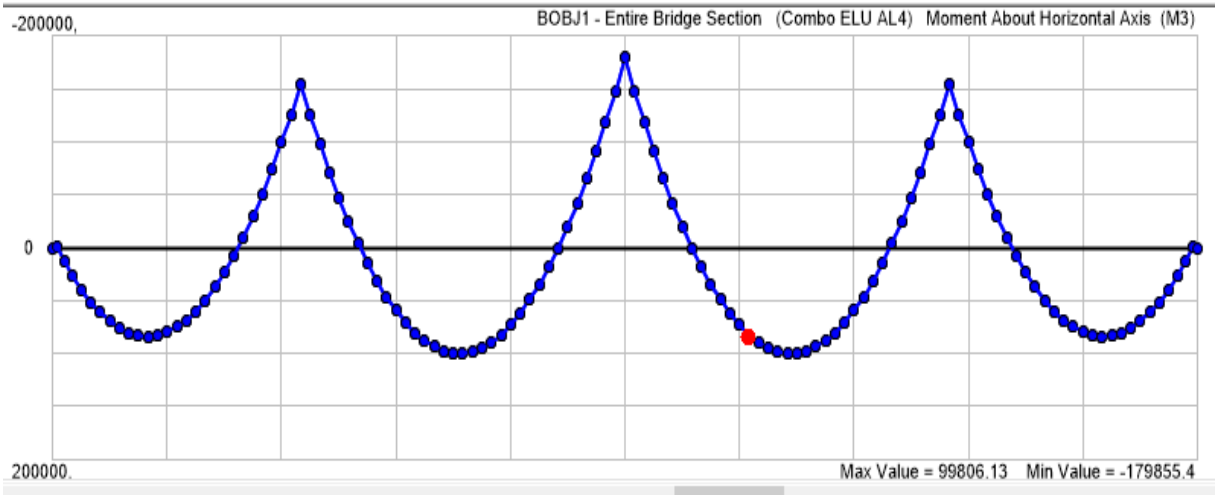


Figure 14. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL4+0.9T.

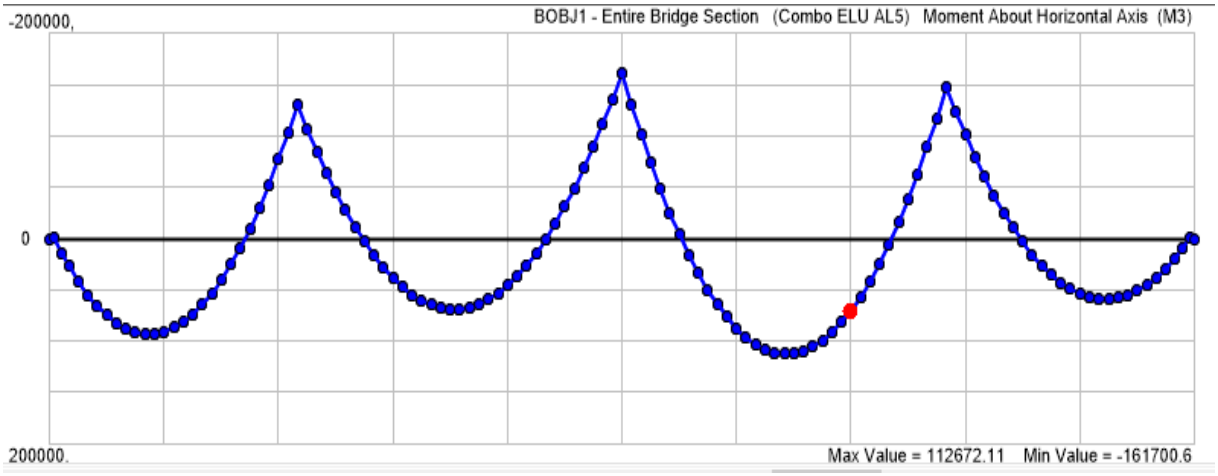


Figure 15. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL5+0.9T.

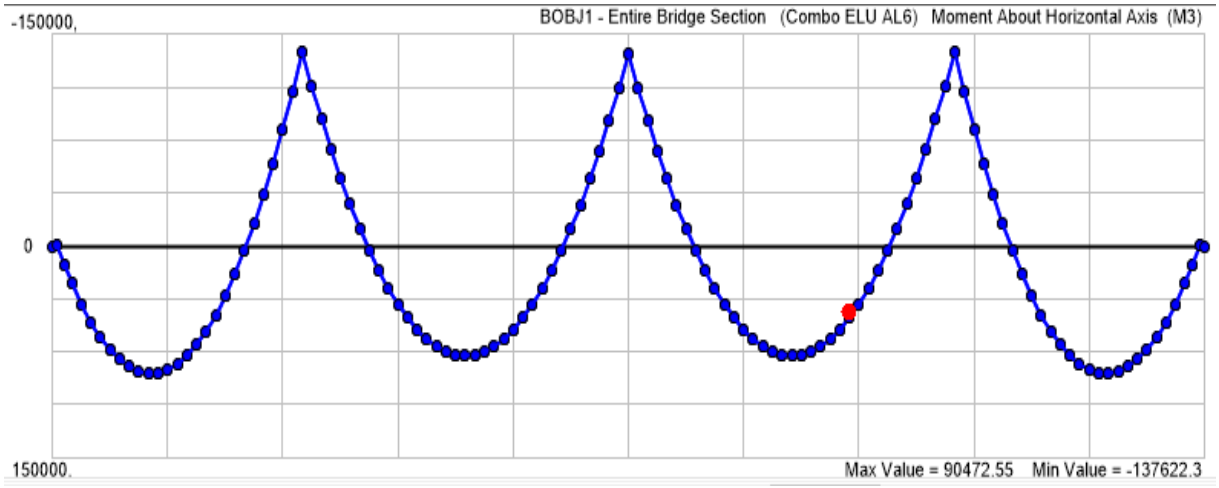


Figure 16. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL6+0.9T.

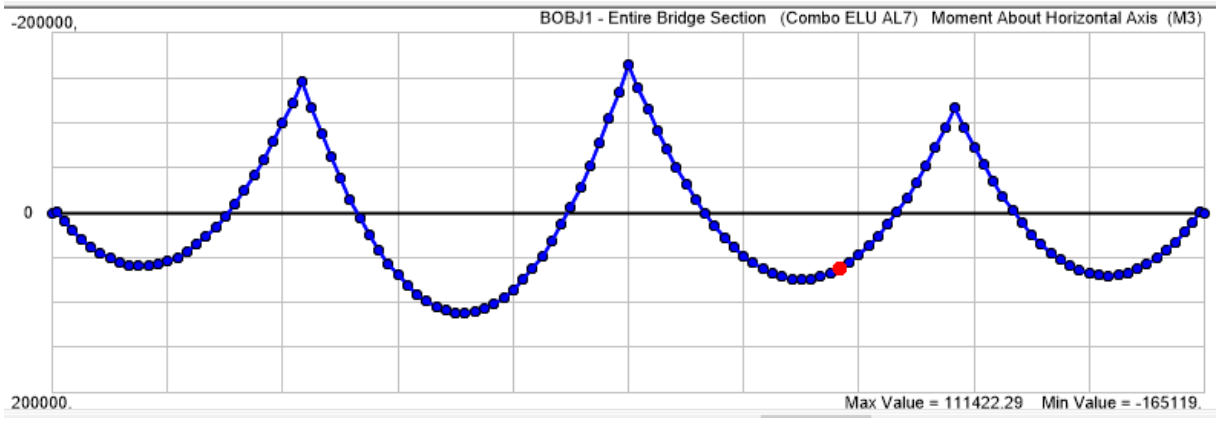


Figure 17. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL7+0.9T.

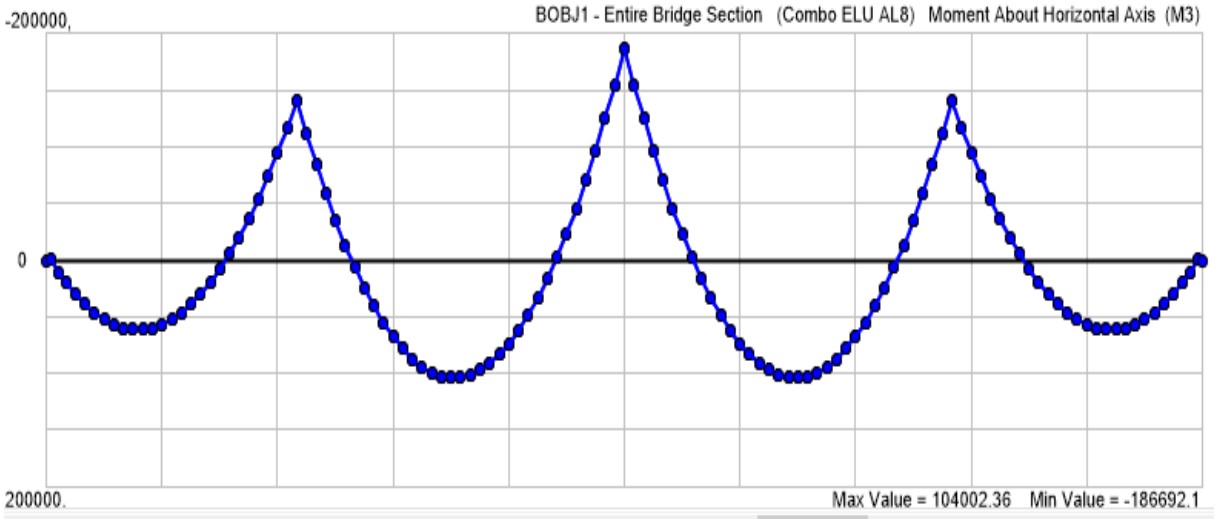


Figure 18. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6 AL8+0.9T.

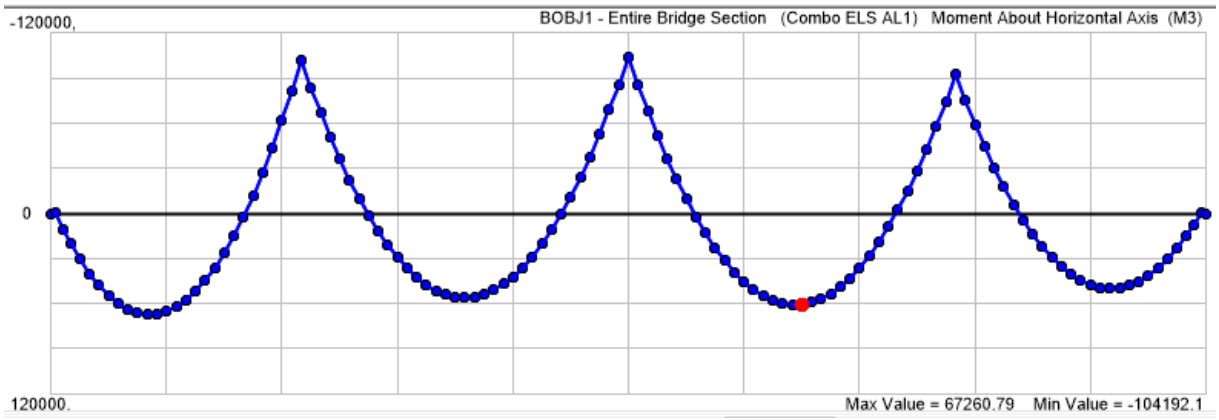


Figure 19. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL1+0.6T.

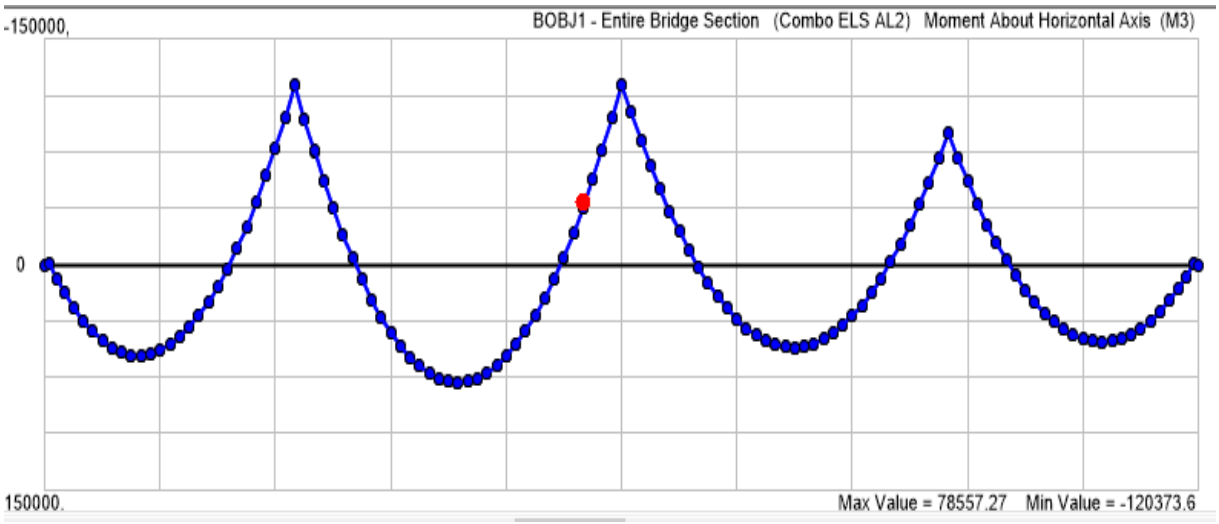


Figure 20. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL2+0.6T.

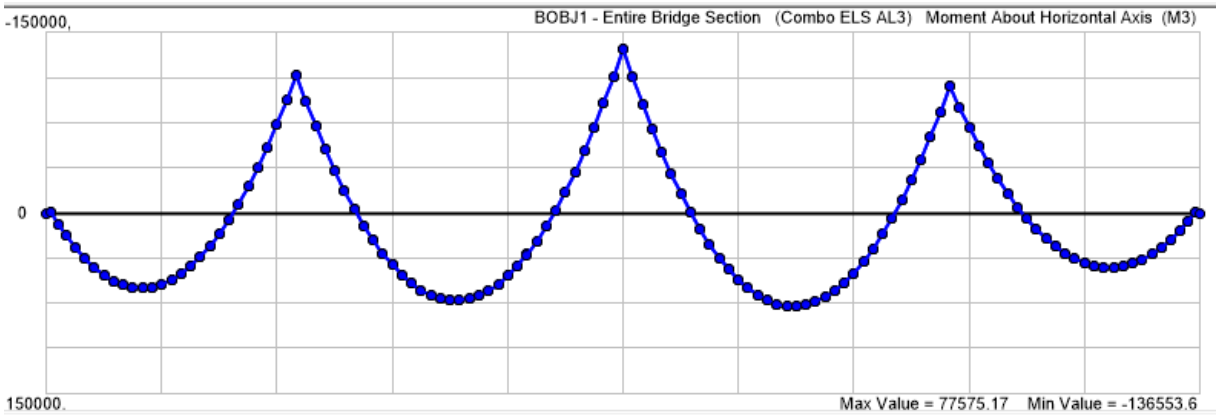


Figure 21. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL3+0.6T.

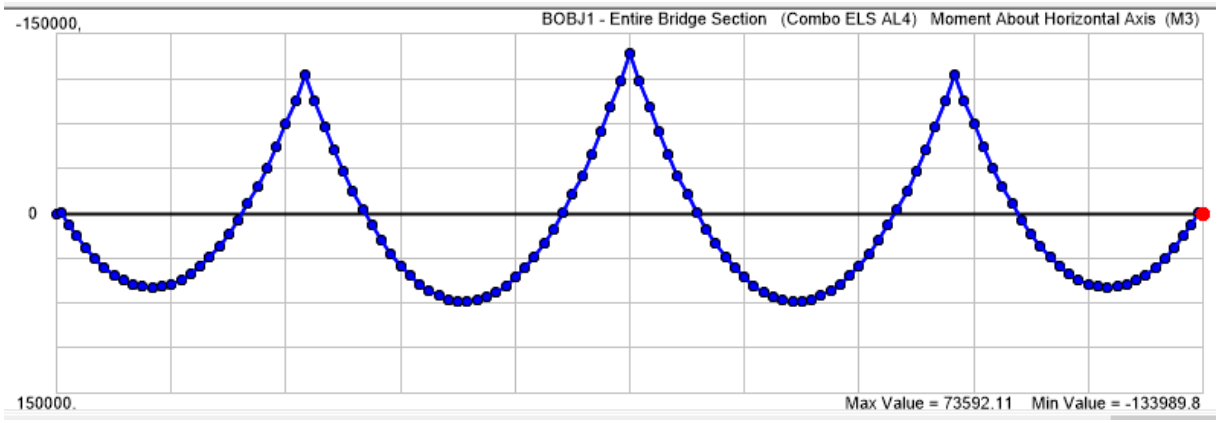


Figure 22. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL4+0.6T.

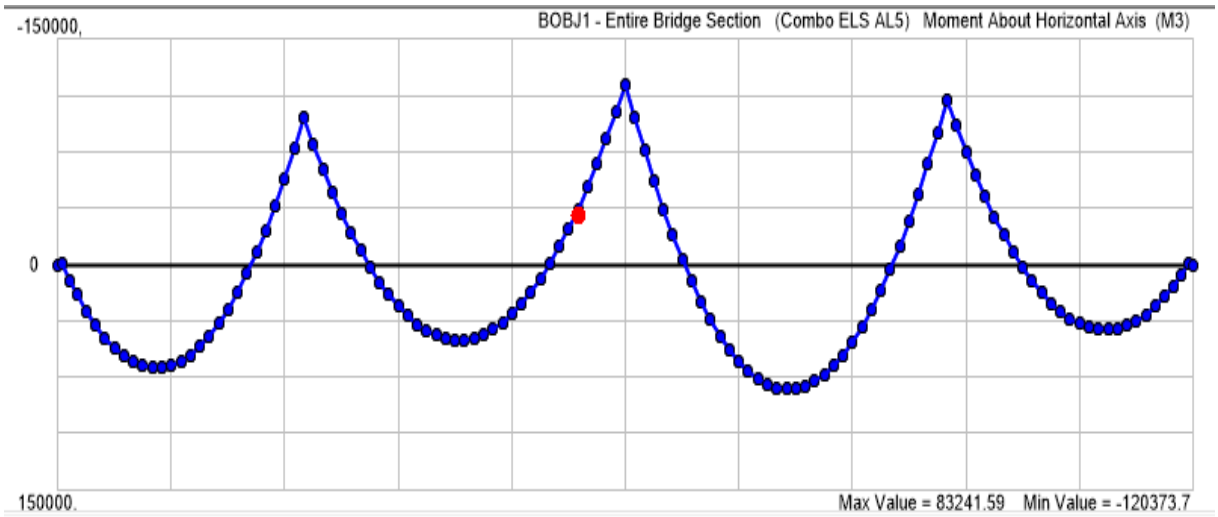


Figure 23. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL5+0.6T.

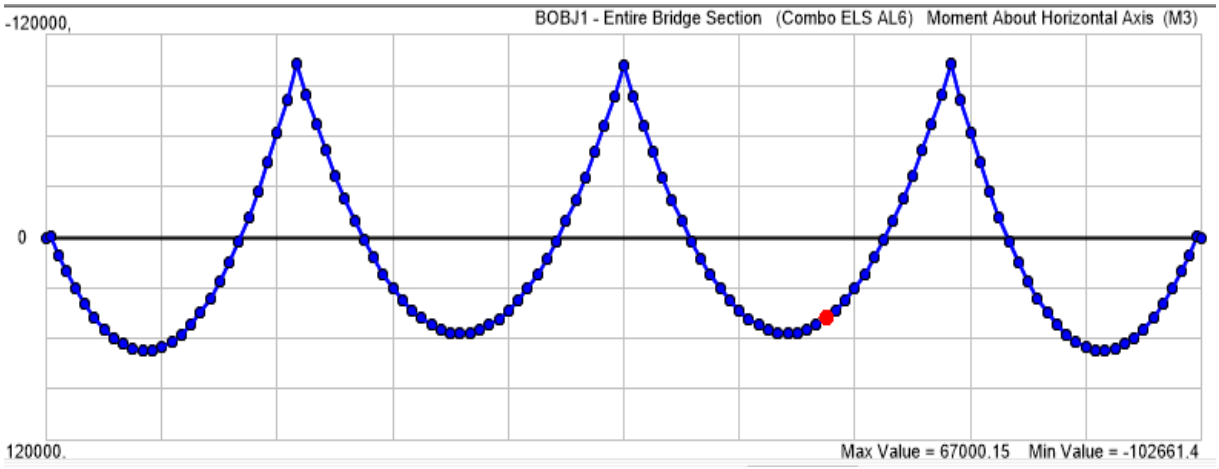


Figure 24. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL6+0.6T.

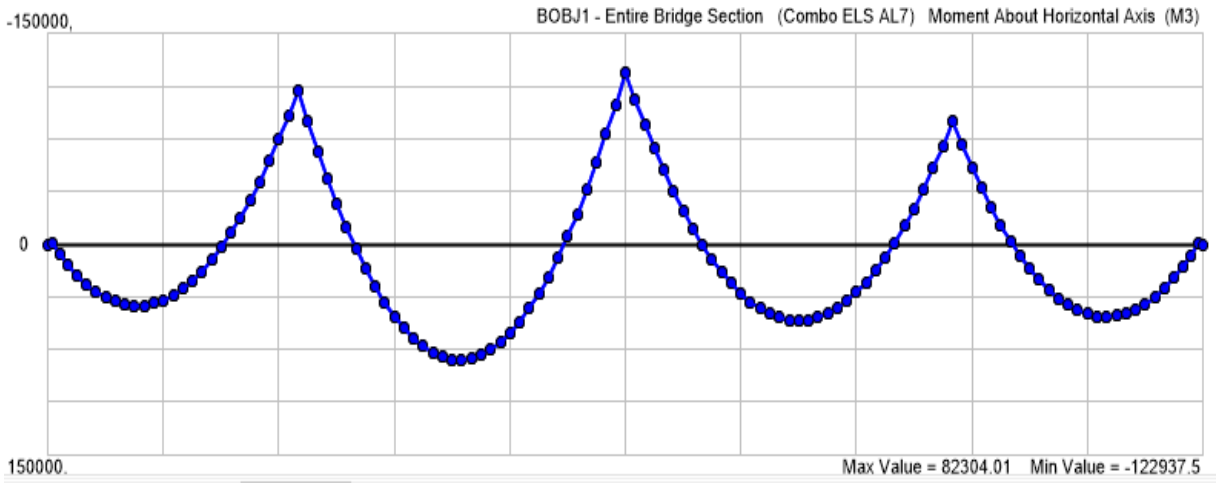


Figure 25. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL7+0.6T.

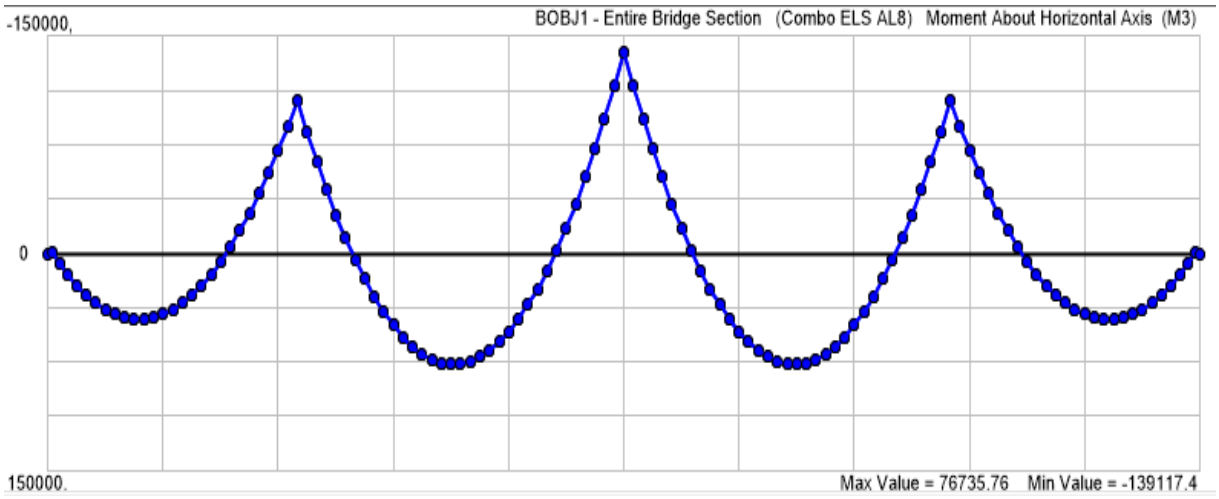


Figure 26. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2 AL8+0.6T.

b) Système Bc

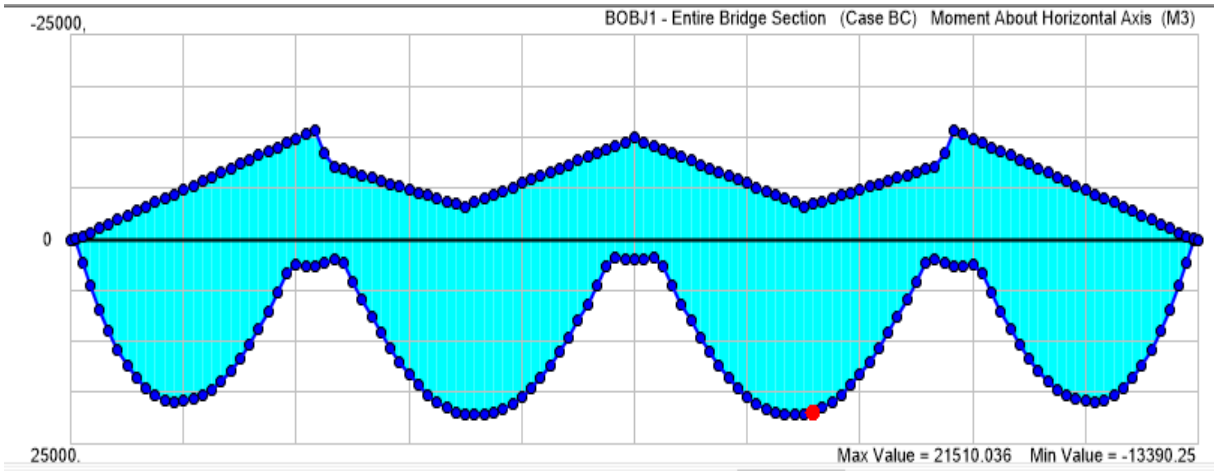


Figure 27. Moment fléchissant sous la charge BC.

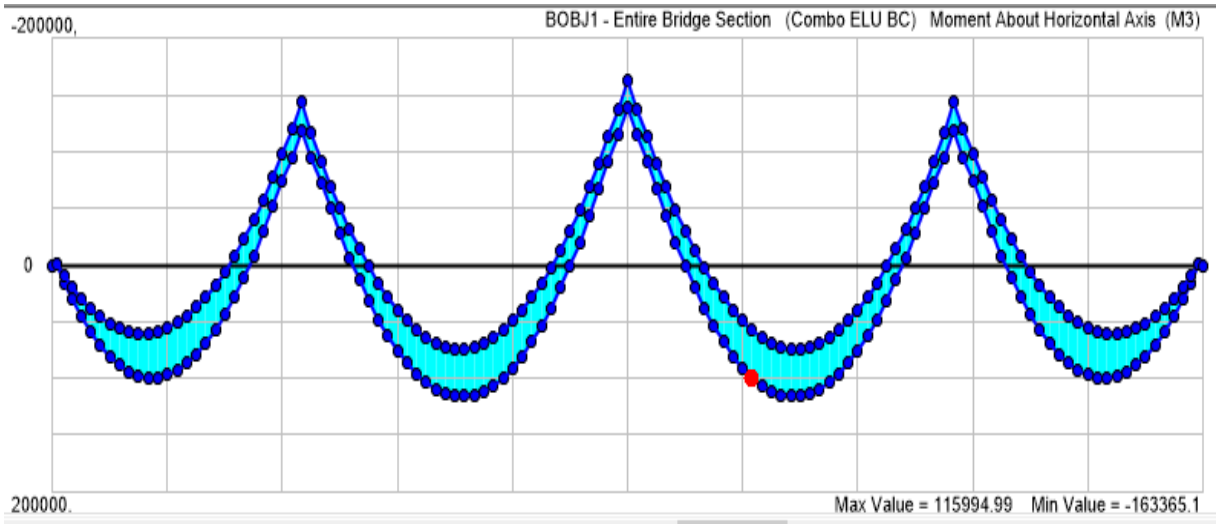


Figure 28. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

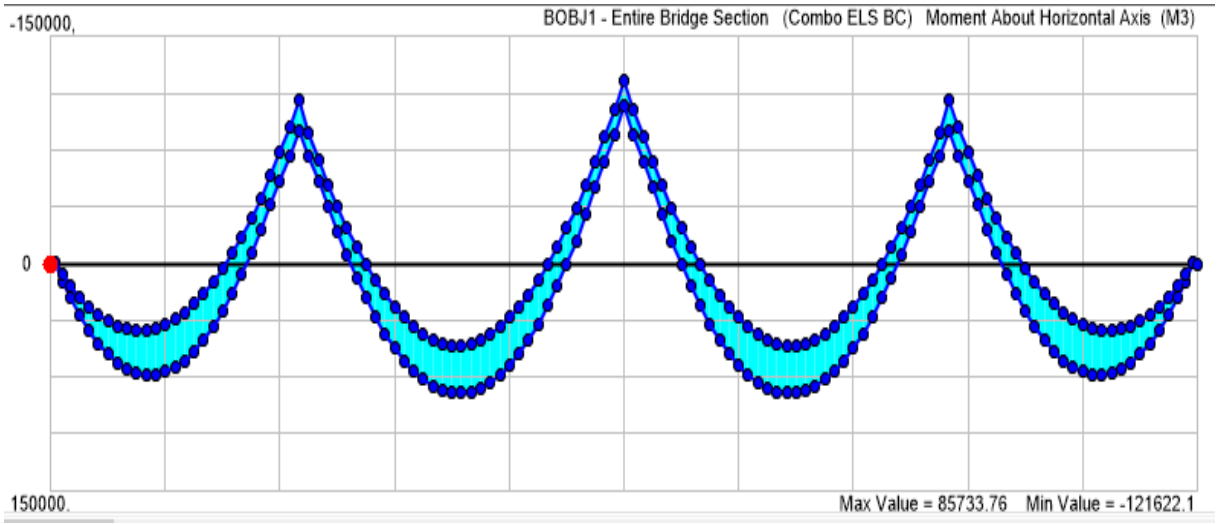


Figure 29. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2BC+0.6T.

c) Système Bt

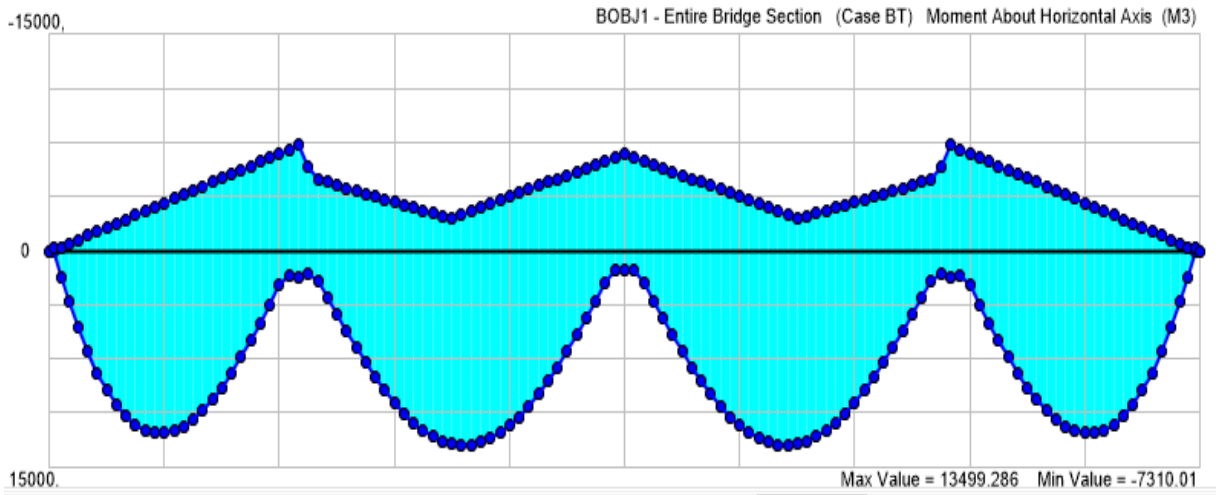


Figure 30. Moment fléchissant sous la charge Bt.

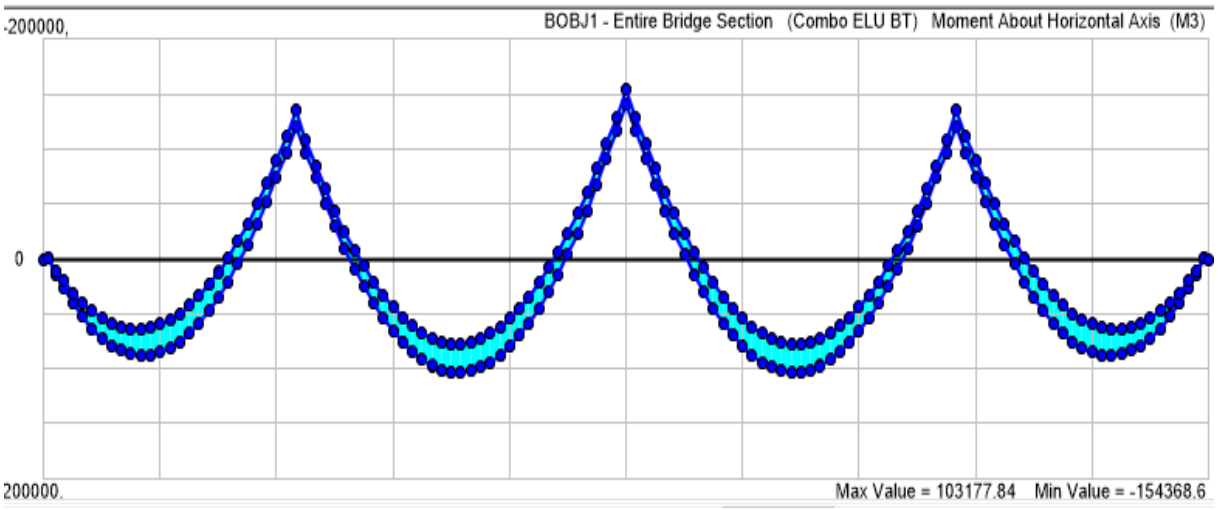


Figure 31. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+0.9T.

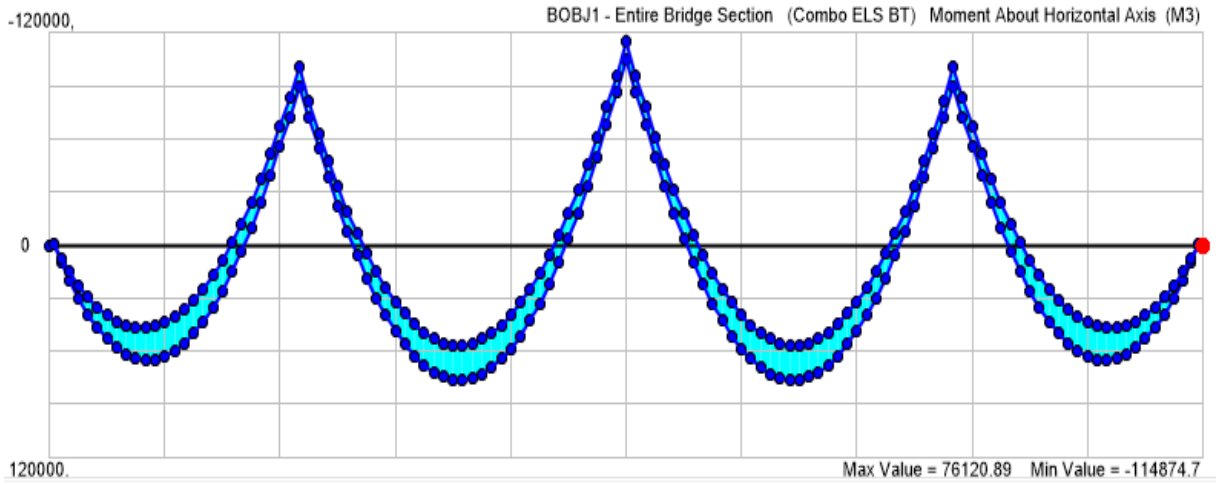


Figure 32. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Bt+0.6T.

d) Système Br

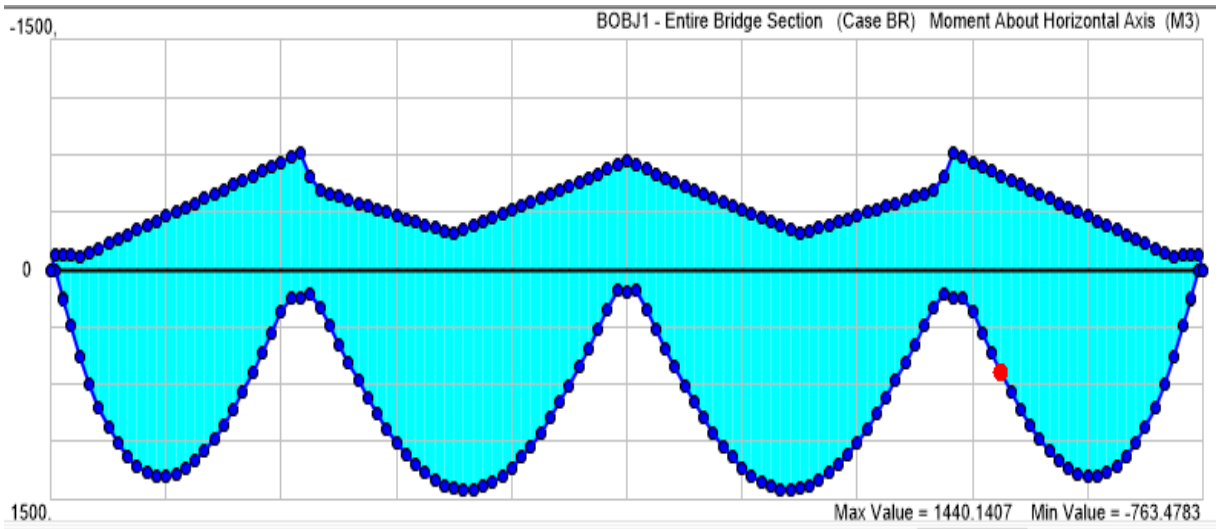


Figure 33. Moment fléchissant sous la charge Br.

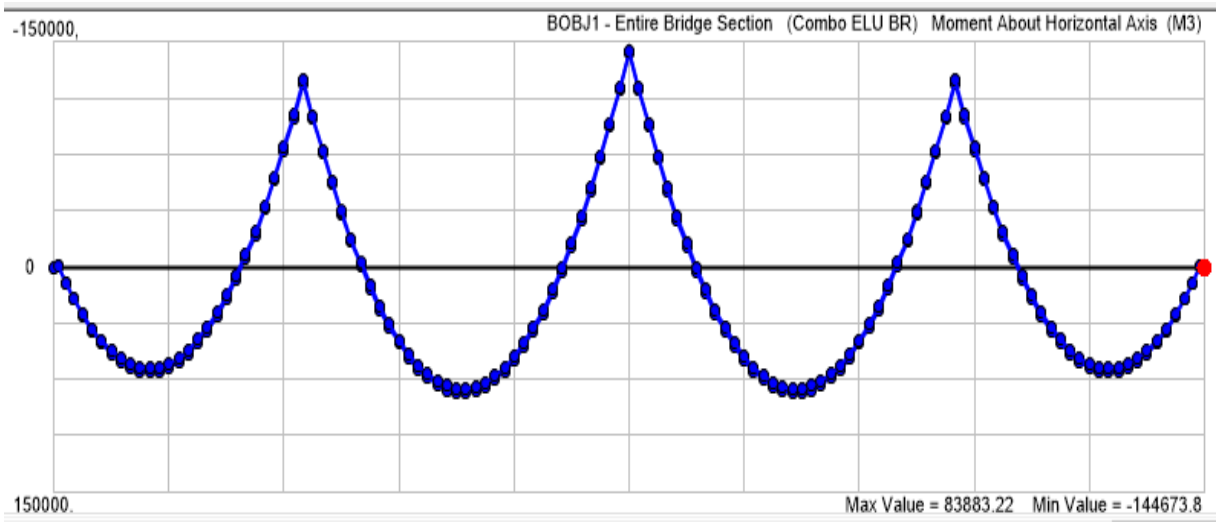


Figure 34. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.6Br+0.9T.

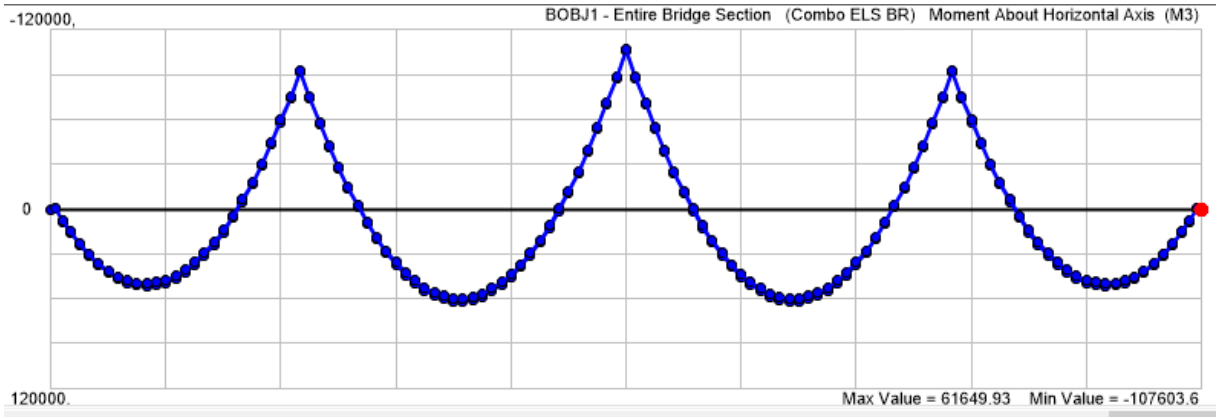


Figure 35. Moment fléchissant sous la combinaison G+1.2Br+0.6T.

e) Surcharges militaires MC120

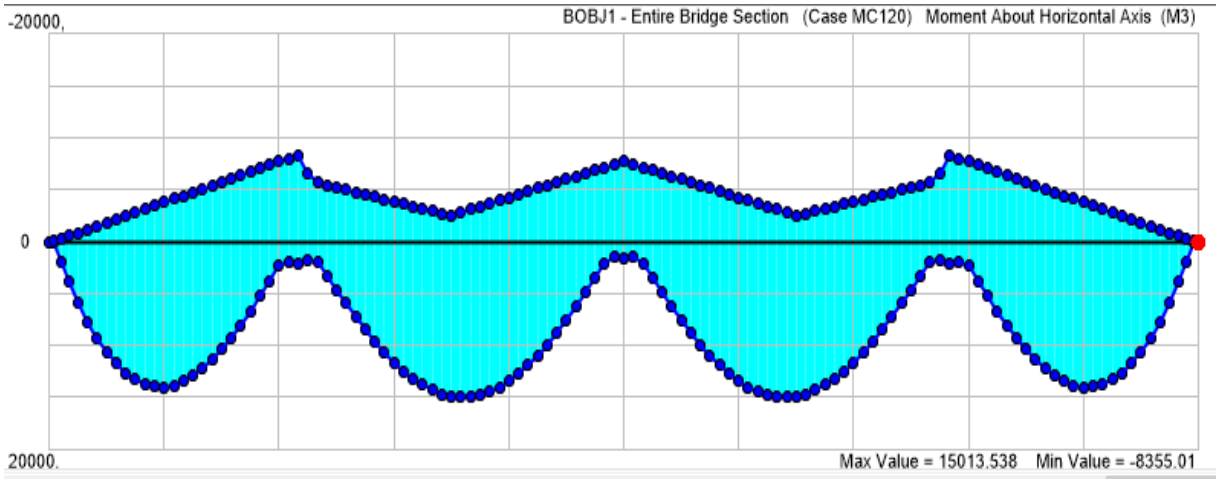


Figure 36. Moment fléchissant sous la charge MC120.

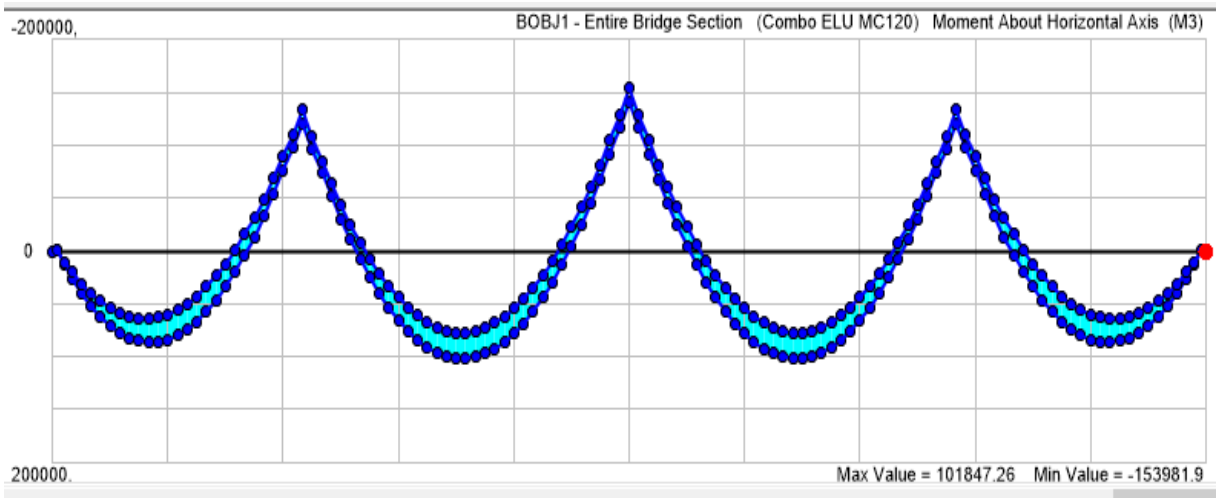


Figure 37. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

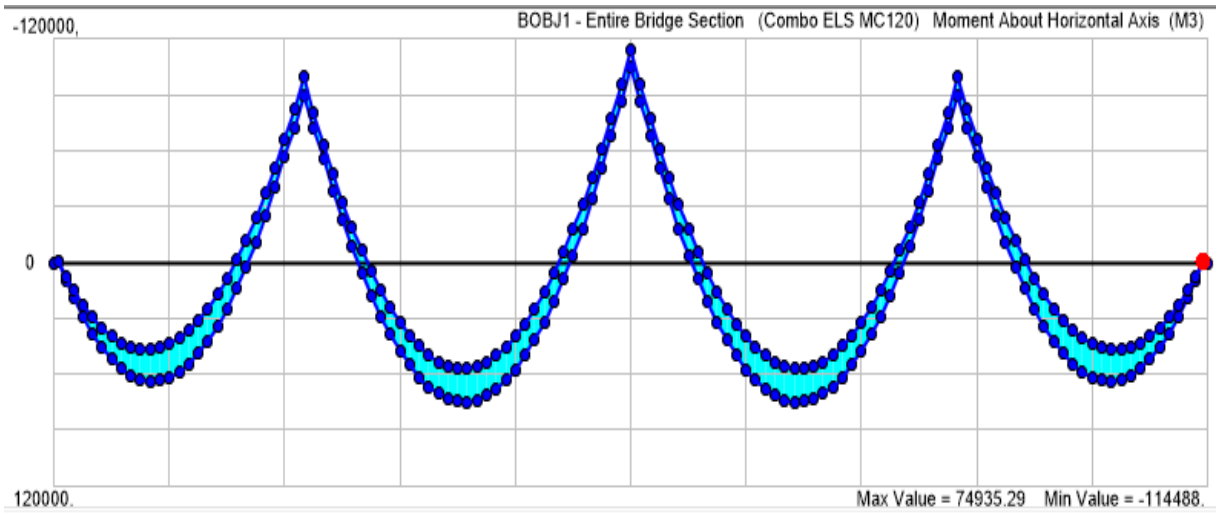


Figure 38. Moment fléchissant sous la combinaison G+MC120+0.6T.

f) Convois exceptionnelles D240

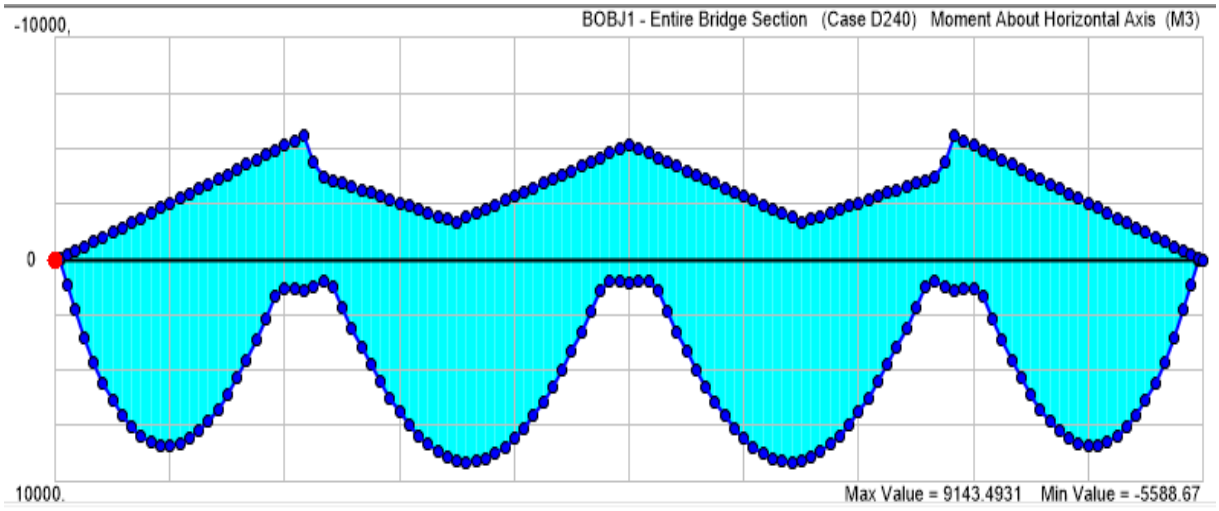


Figure 39. Moment fléchissant sous la charge D240.

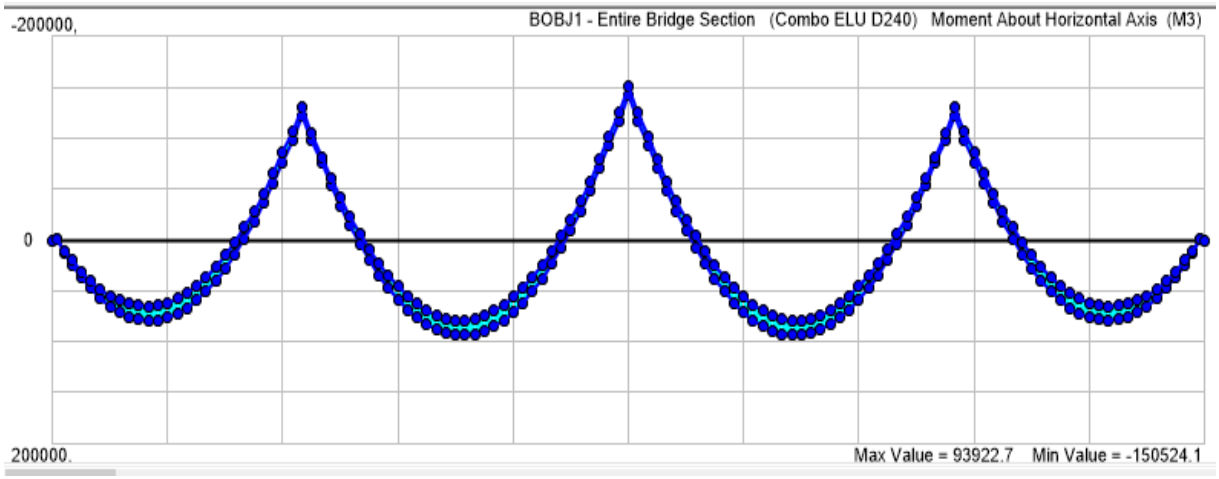


Figure 40. Moment fléchissant sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

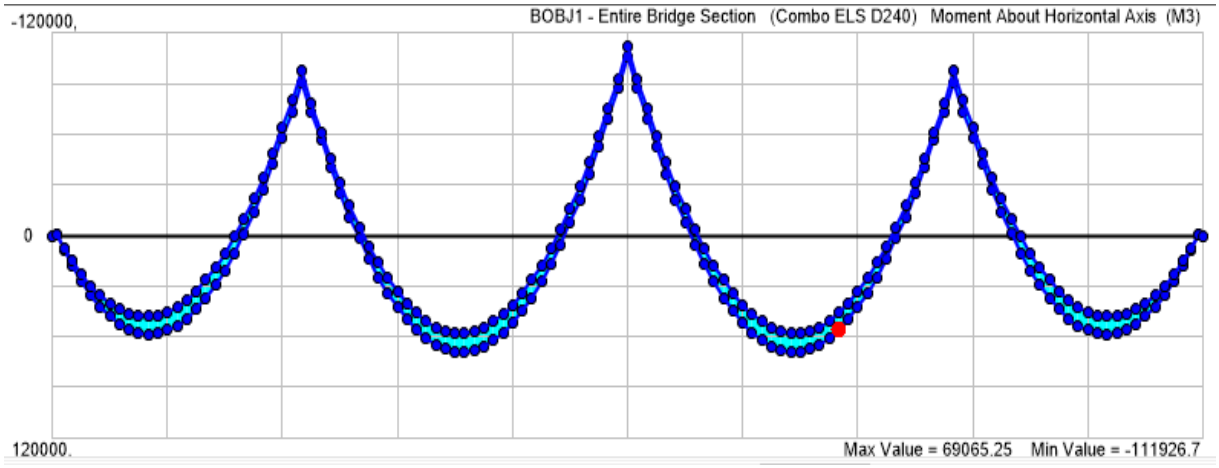


Figure 41. Moment fléchissant sous la combinaison G+D240+0.6T.

ANNEXE VI.2. RESULTATS DES EFFOERTS TRANCHANT

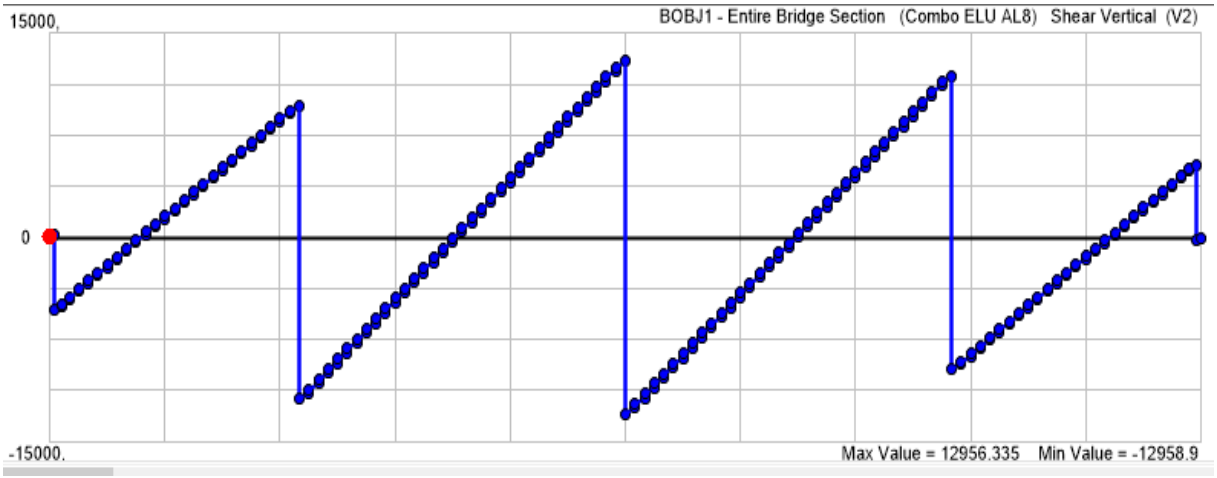


Figure 42. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,6AL8+0.9T.

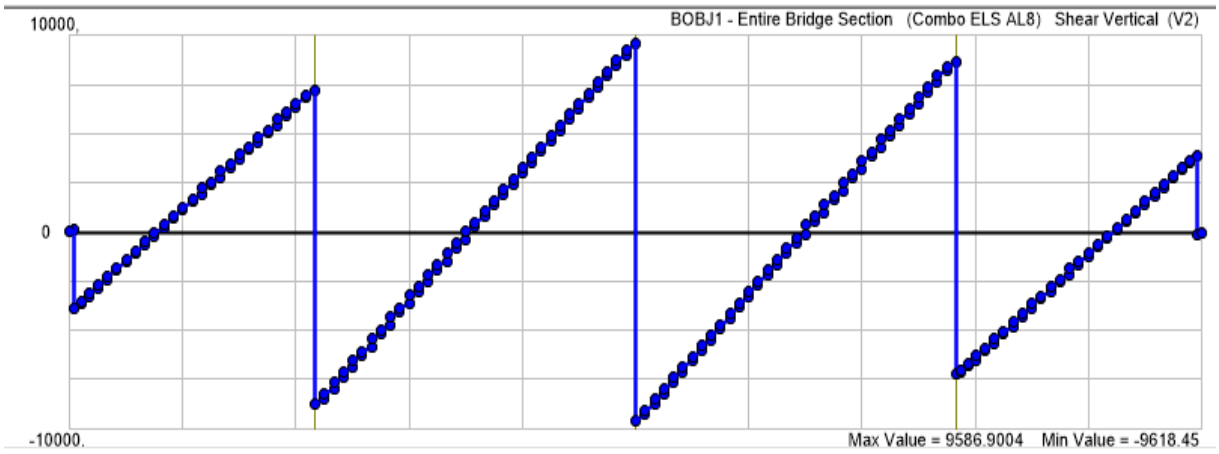


Figure 43. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2AL8+0.6T.

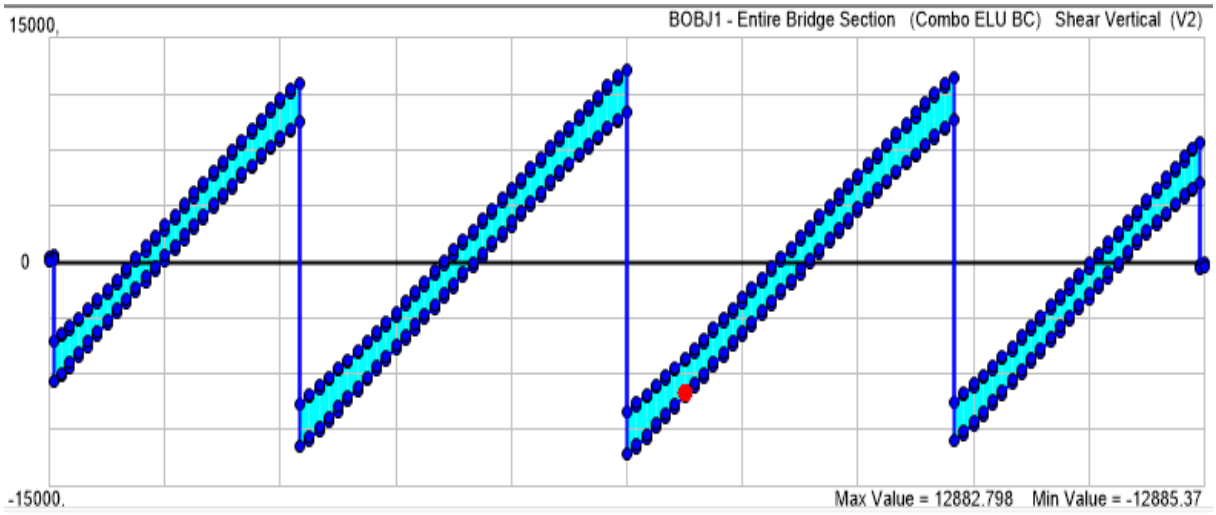


Figure 44. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1,35G+1,6BC+0.9T.

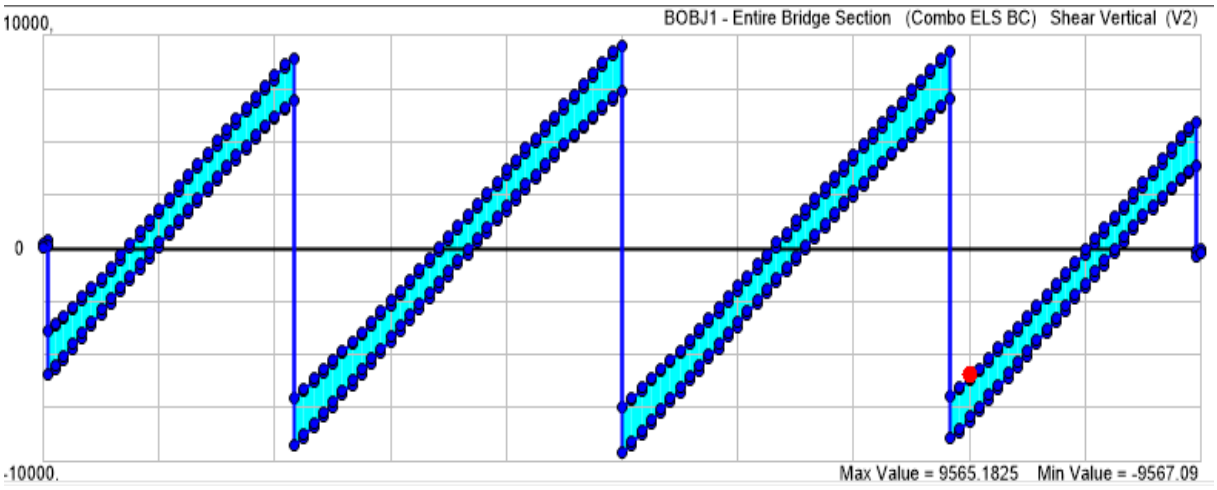


Figure 45. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2BC+0.6T.

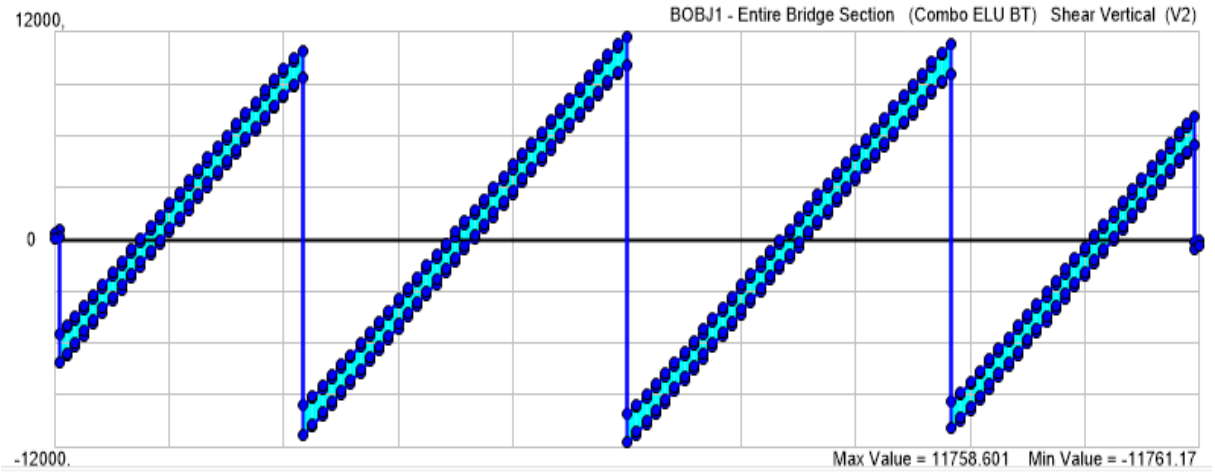


Figure 46. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1,6Bt+0.9T.

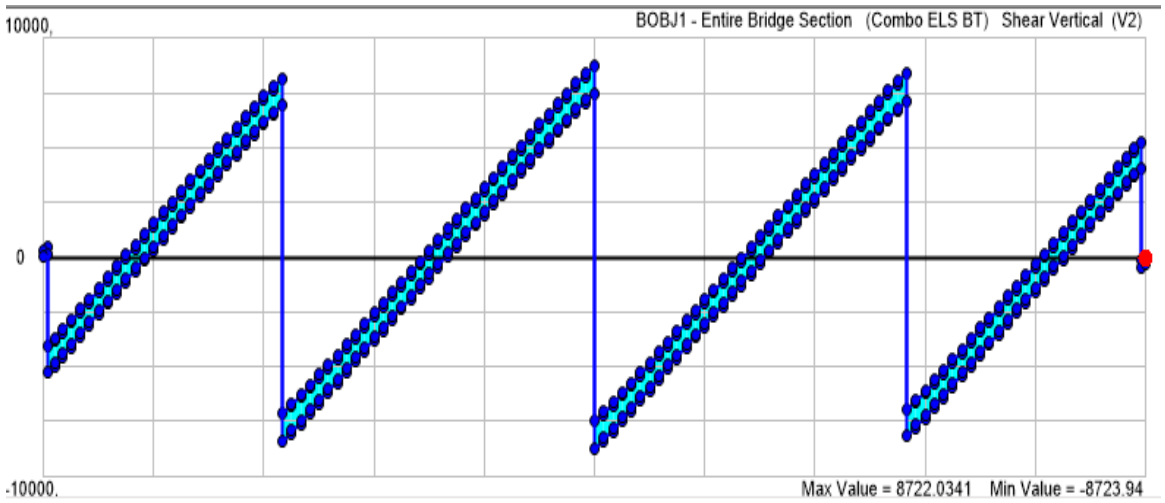


Figure 47. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2Bt+0.6T.



Figure 48. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

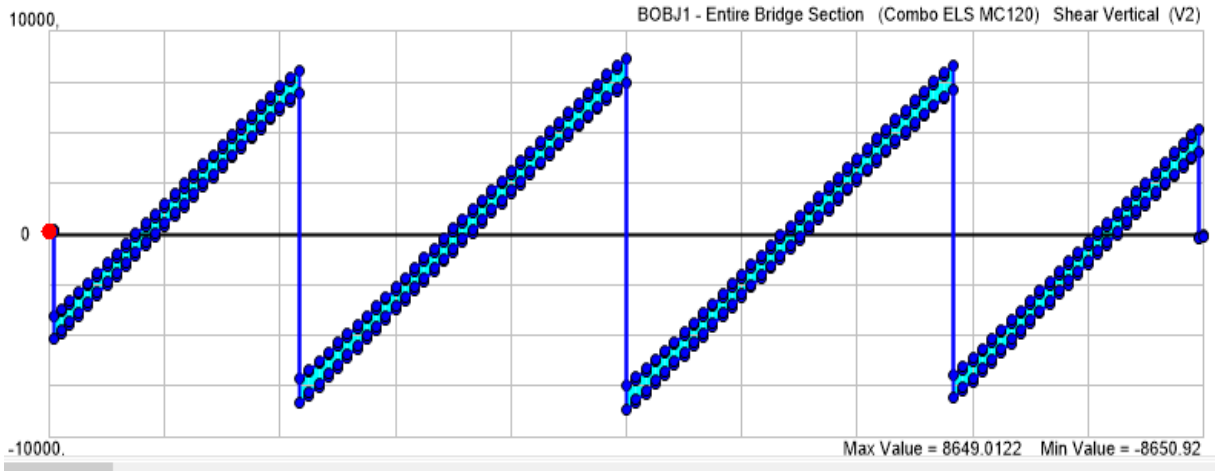


Figure 49. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2MC120+0.6T.

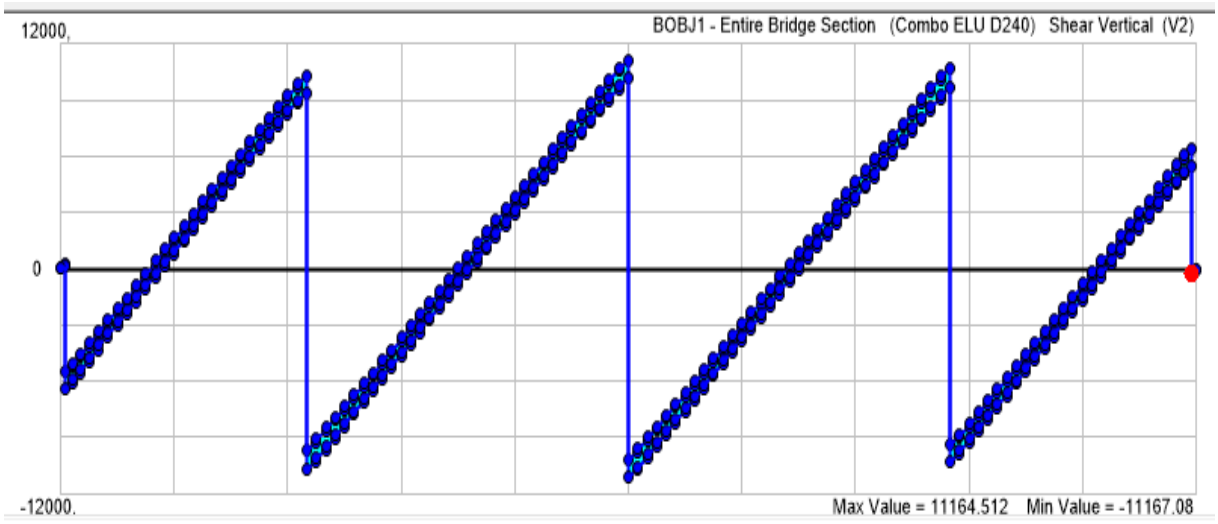


Figure 50. Effort tranchant maximal sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

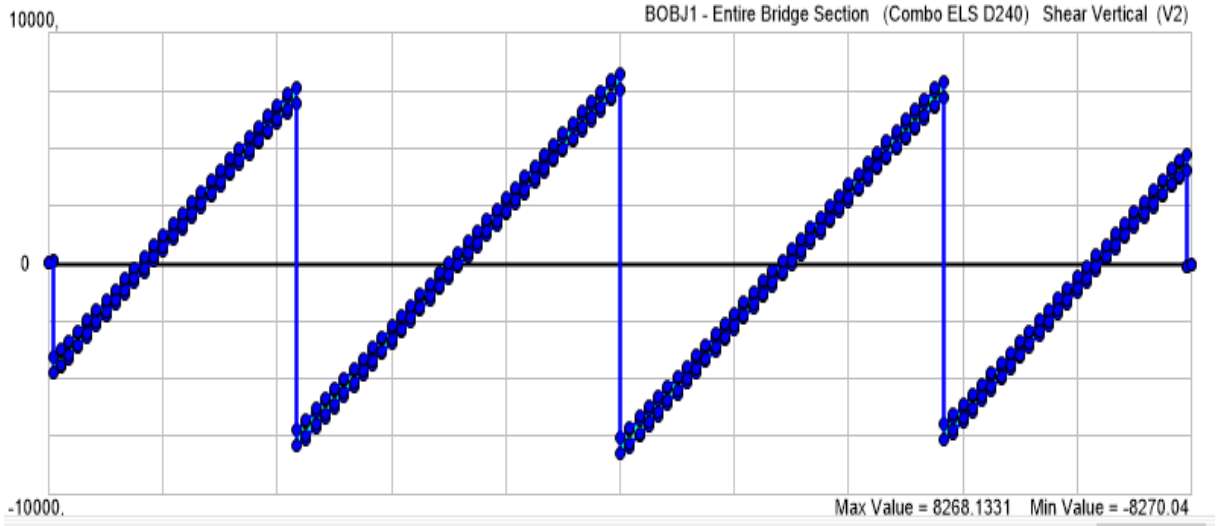


Figure 51. Effort tranchant maximal sous la combinaison G+1,2D240+0.6T.

ANNEXE VI.3. LES REACTIONS D'APPUI MAXIMALES

a) Sur piles

- **E.L.U**

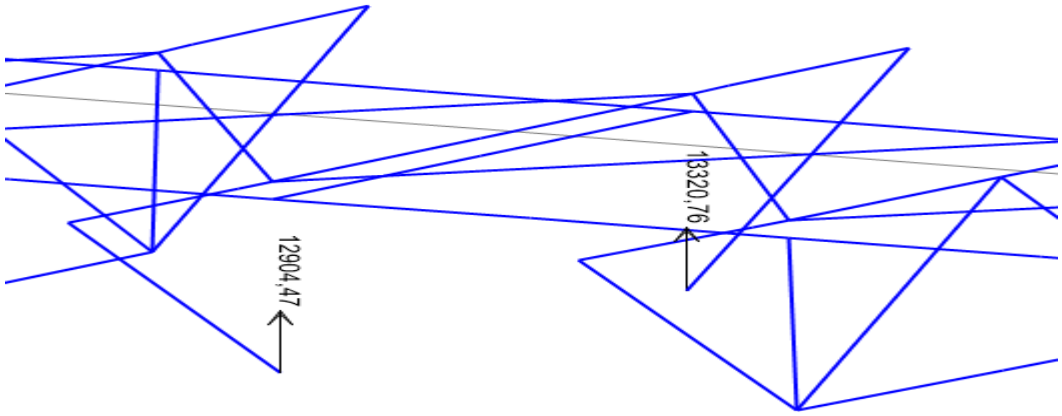


Figure 52. Réaction d'appui maximale sous la combinaison 1.35G+1.6AL8+0.9T (pile2).

- **E.L.S**

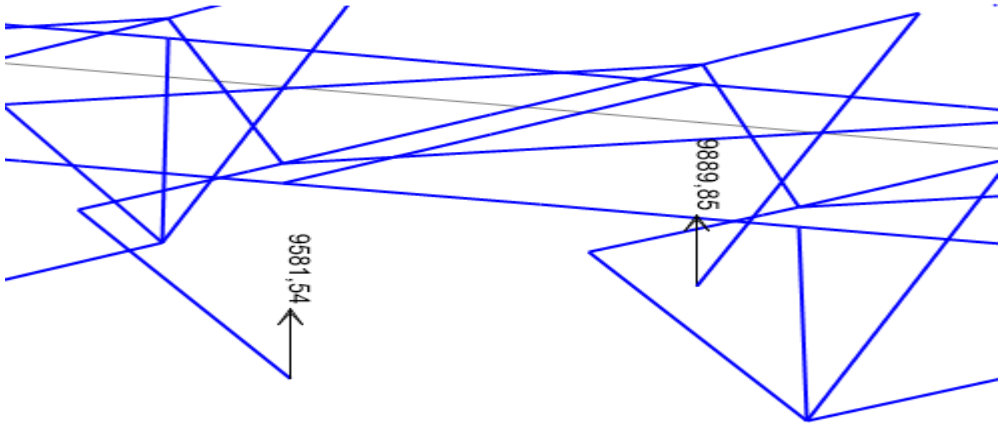


Figure 53. Réaction d'appui maximale sous la combinaison G+1.2AL8+0.6T (pile2).

b) Sur culées

- **E.L.U**

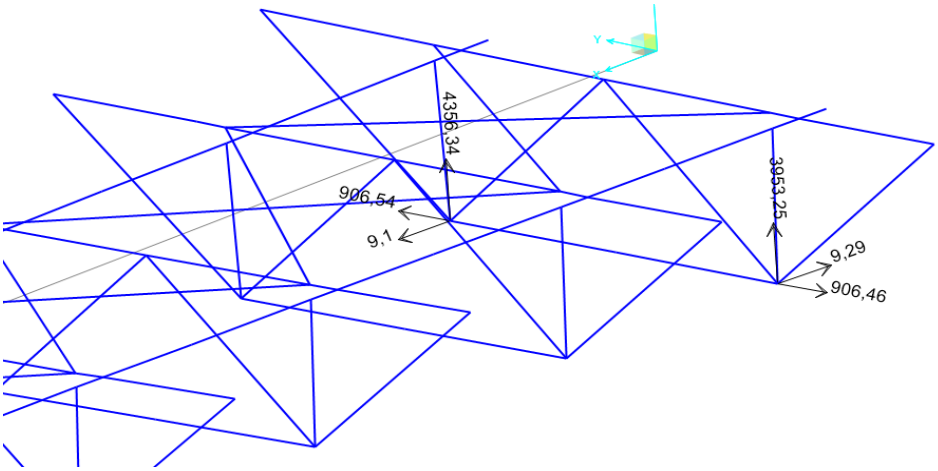


Figure 54. Réaction d'appui maximale sous la combinaison 1,35G+1,6BC+0,9T (culée 1).

- **E.L.S**

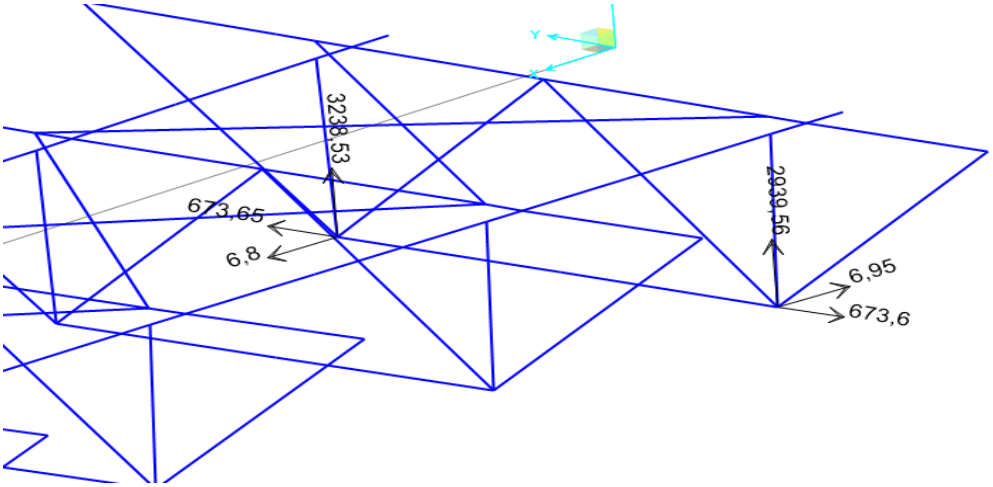


Figure 55. Réaction d'appui maximale sous la combinaison G+1,2BC+0,6T (culée 1).

ANNEXE VI.4. CARTOGRAPHIE DES EFFORTS INTERNES

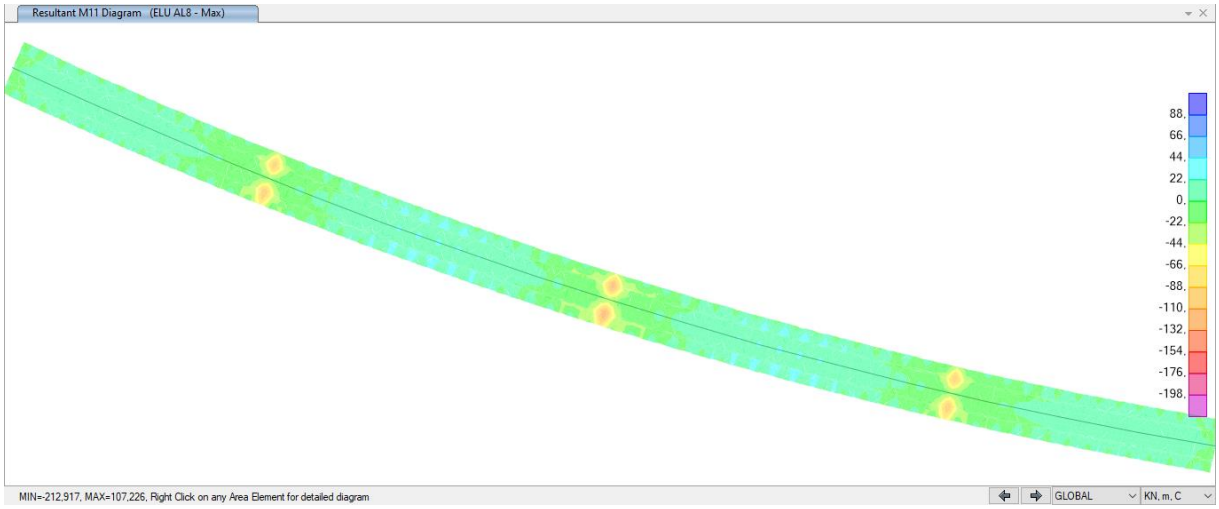


Figure 56. Cartographie de moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL8+0.9T.

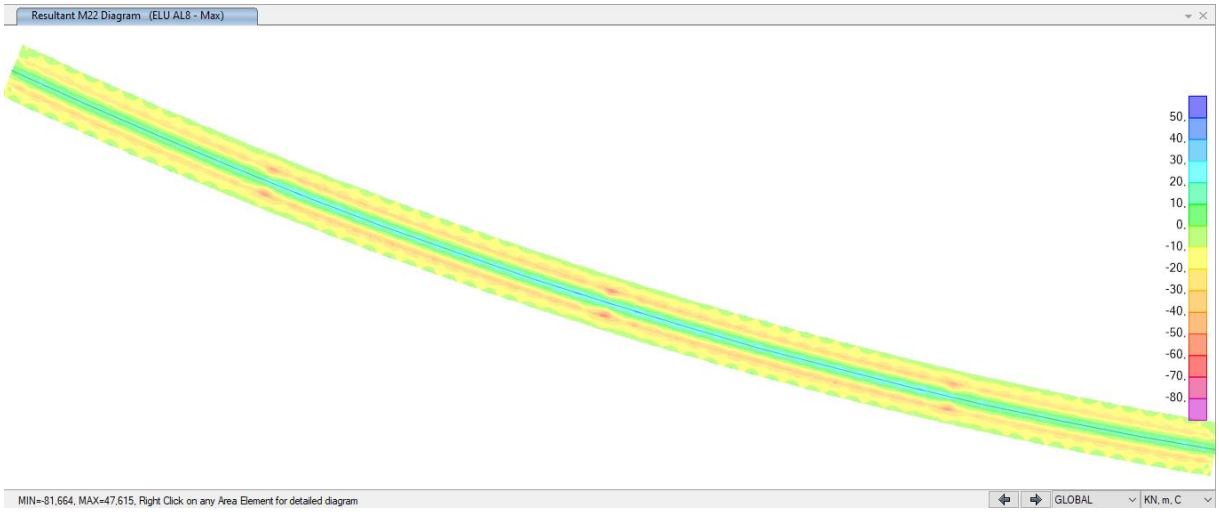


Figure 57. Cartographie de moment fléchissant transversal sous la combinaison 1.35G+1.6AL8+0.9T.

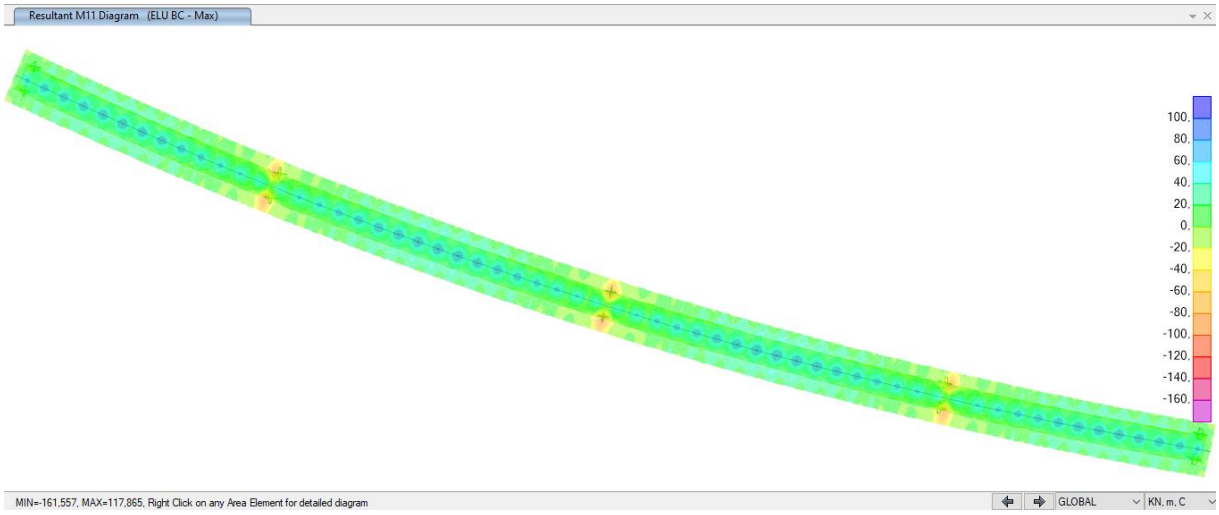


Figure58. Cartographie de moment fléchissant longitudinal maximale sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

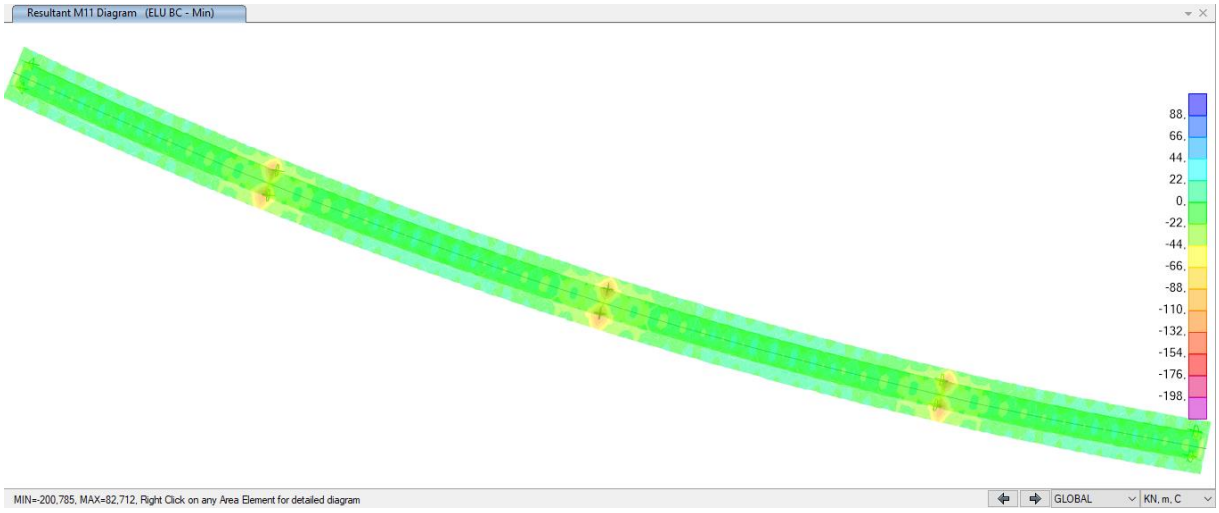


Figure 59. Cartographie de moment fléchissant longitudinal minimale sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

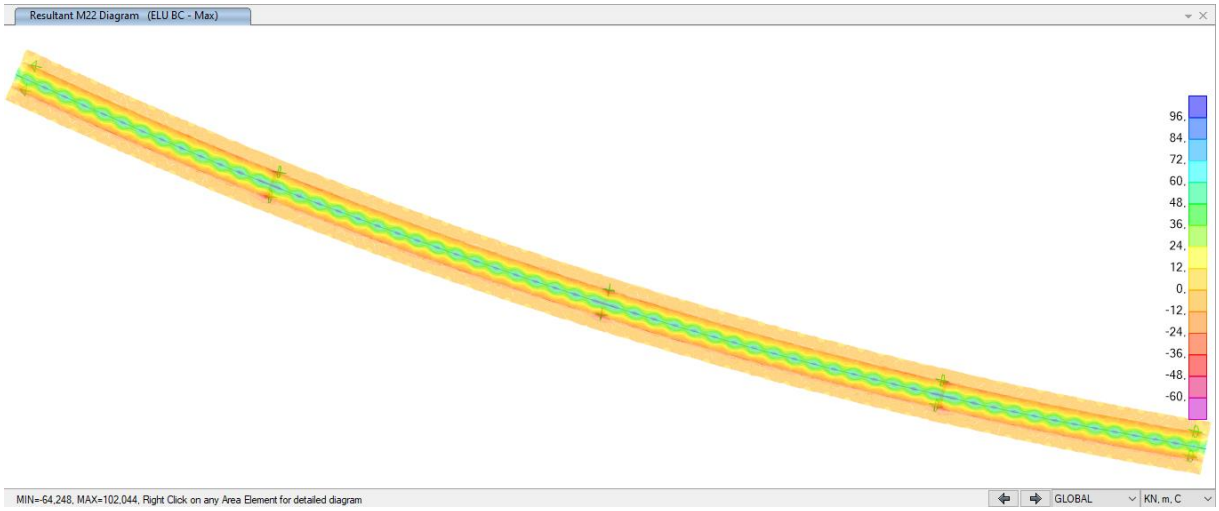


Figure 60. Cartographie de moment fléchissant transversal maximale sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

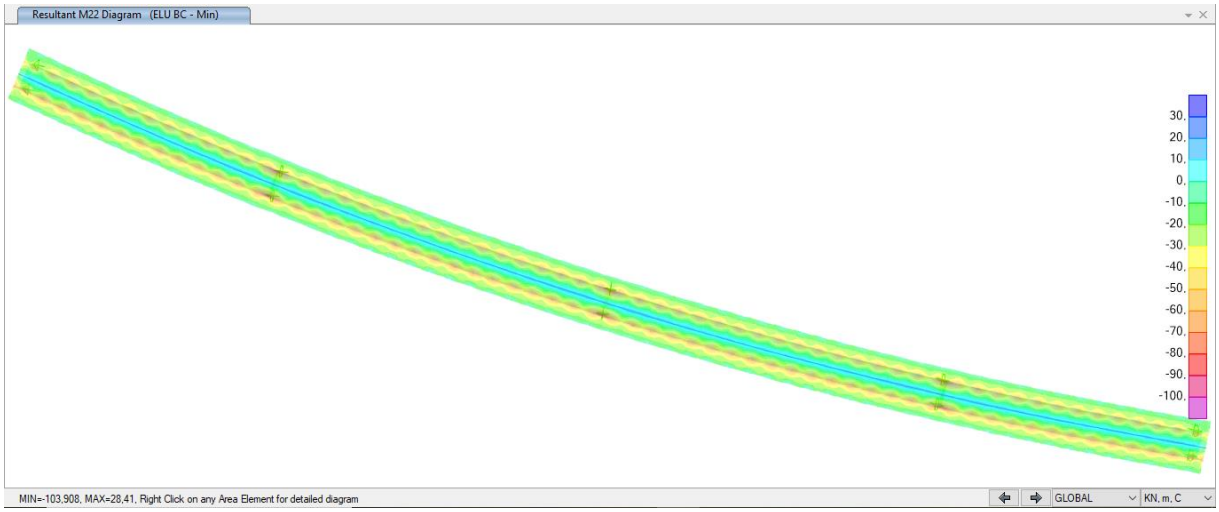


Figure 61. Cartographie de moment fléchissant transversal minimale sous la combinaison 1.35G+1.6BC+0.9T.

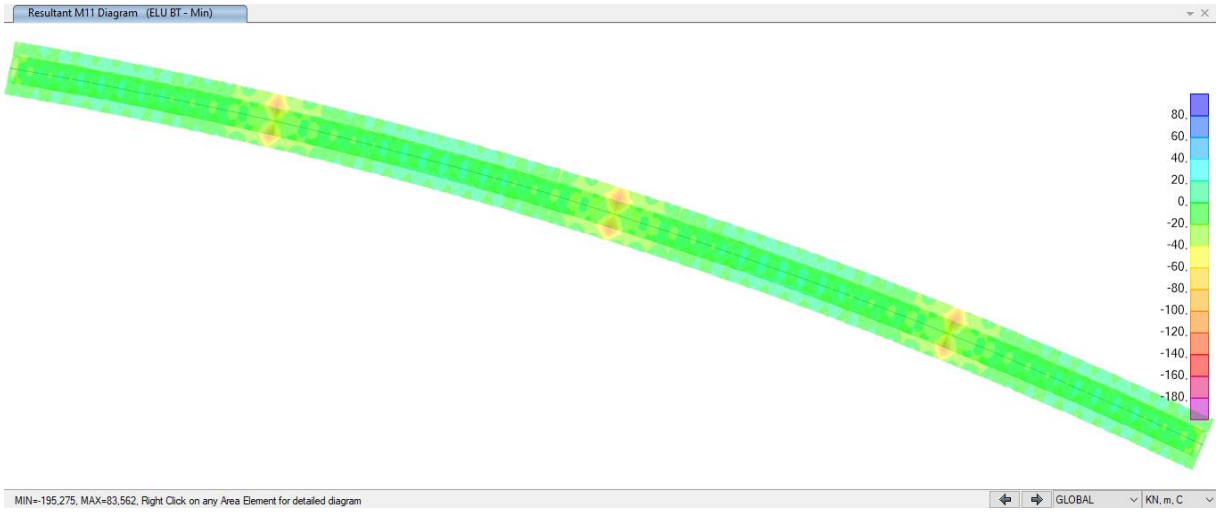


Figure 62. Cartographie de moment fléchissant longitudinal minimale sous la combinaison 1.35G+1.6Bt+0.9T.

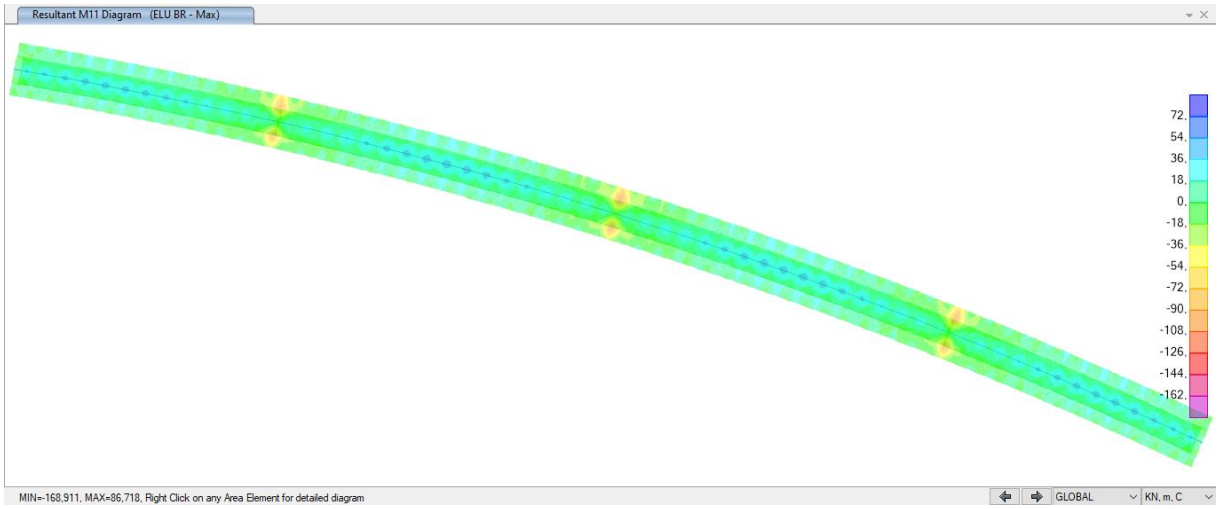


Figure 63. Cartographie de moment fléchissant longitudinal maximale sous la combinaison 1.35G+1.6Br+0.9T.

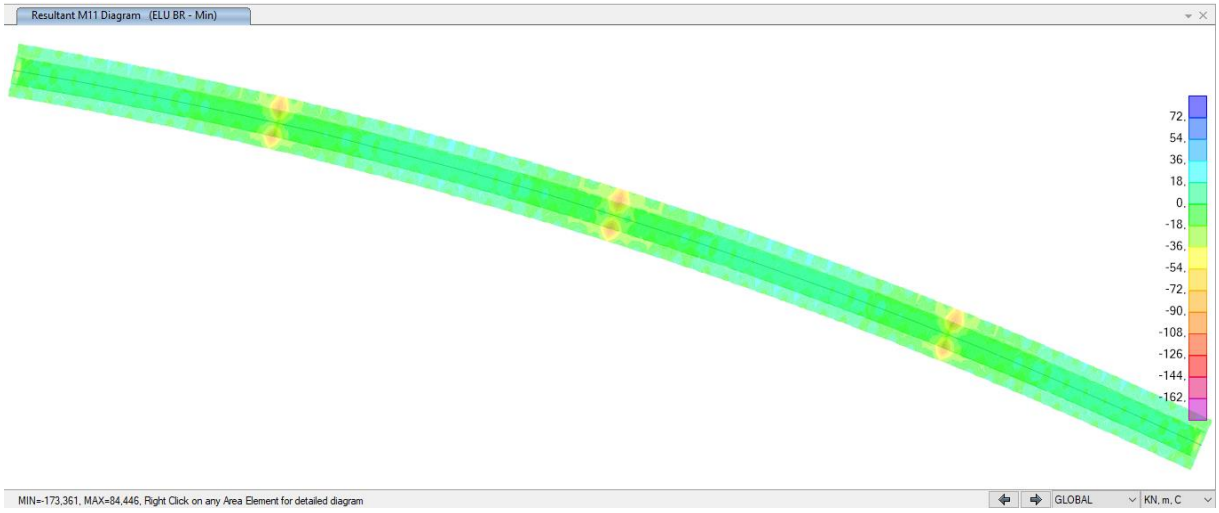


Figure 64. Cartographie de moment fléchissant longitudinal minimale sous la combinaison 1.35G+1.6Br+0.9T.

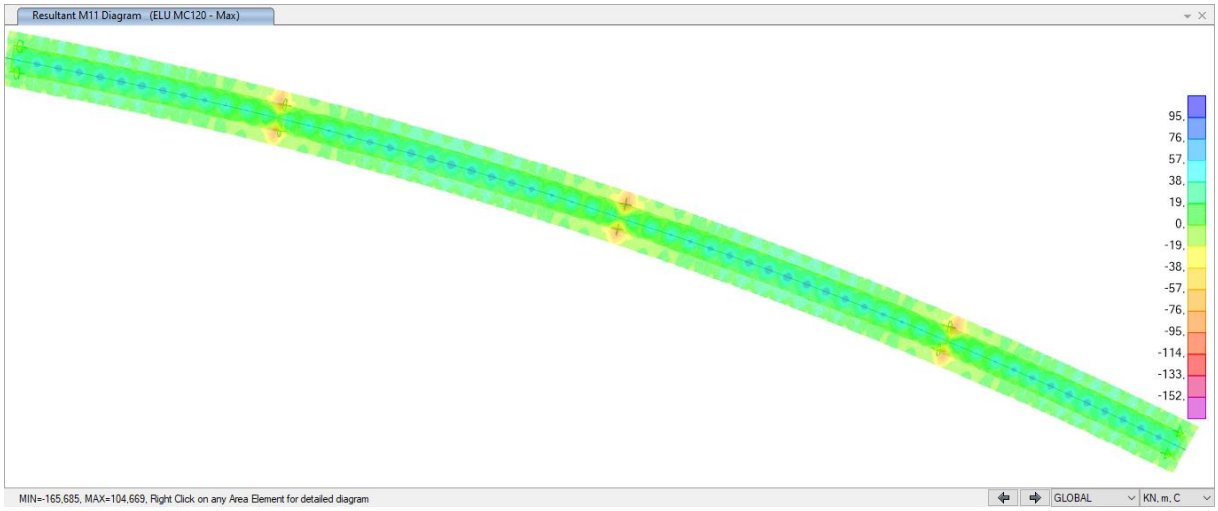


Figure 65. Cartographie de moment fléchissant longitudinal maximale sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

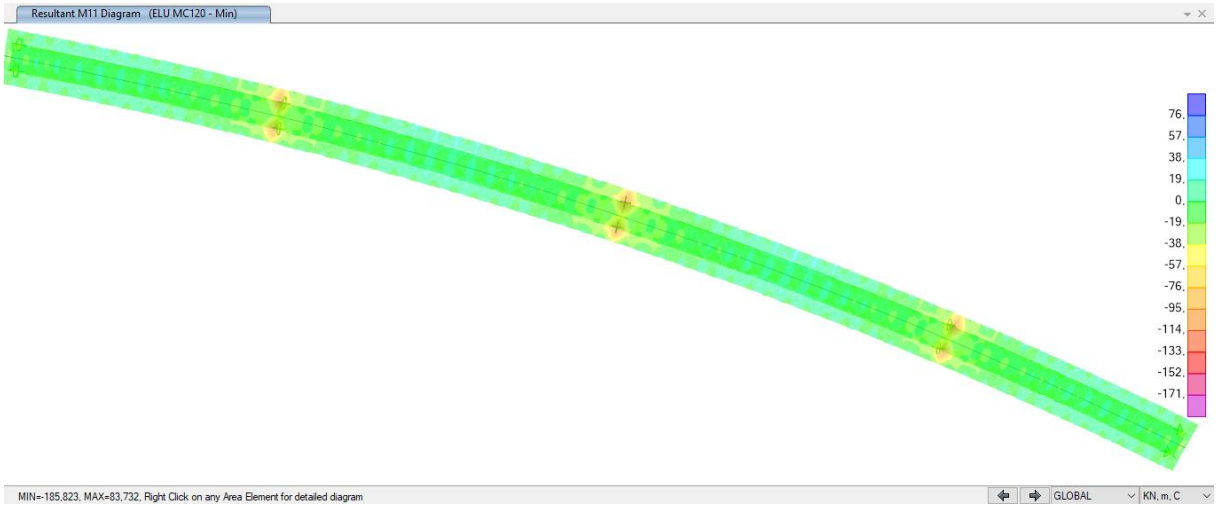


Figure 66. Cartographie de moment fléchissant longitudinal minimale sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

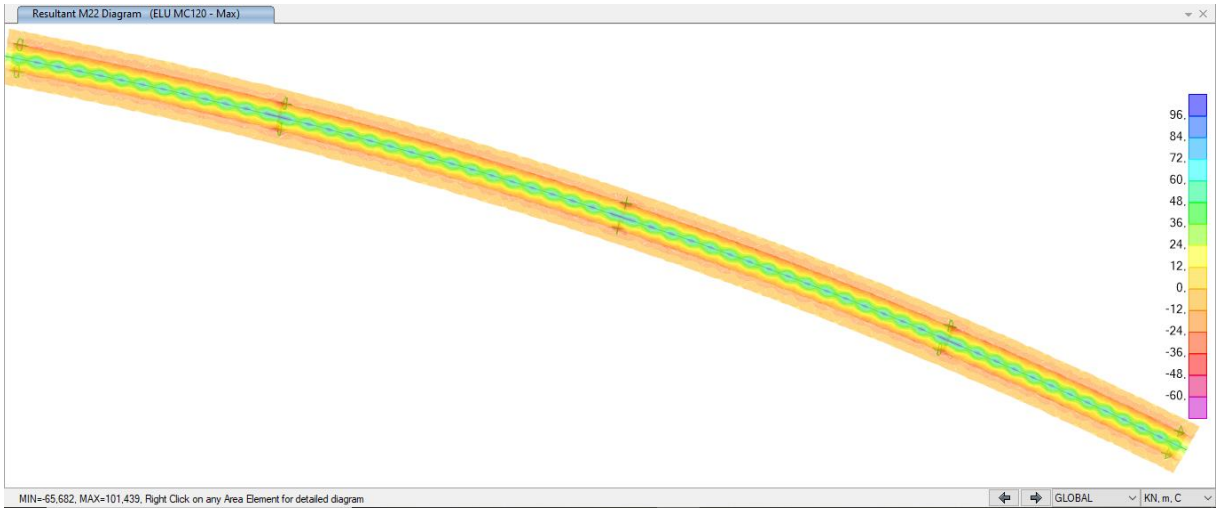


Figure 67. Cartographie de moment fléchissant transversal maximale sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

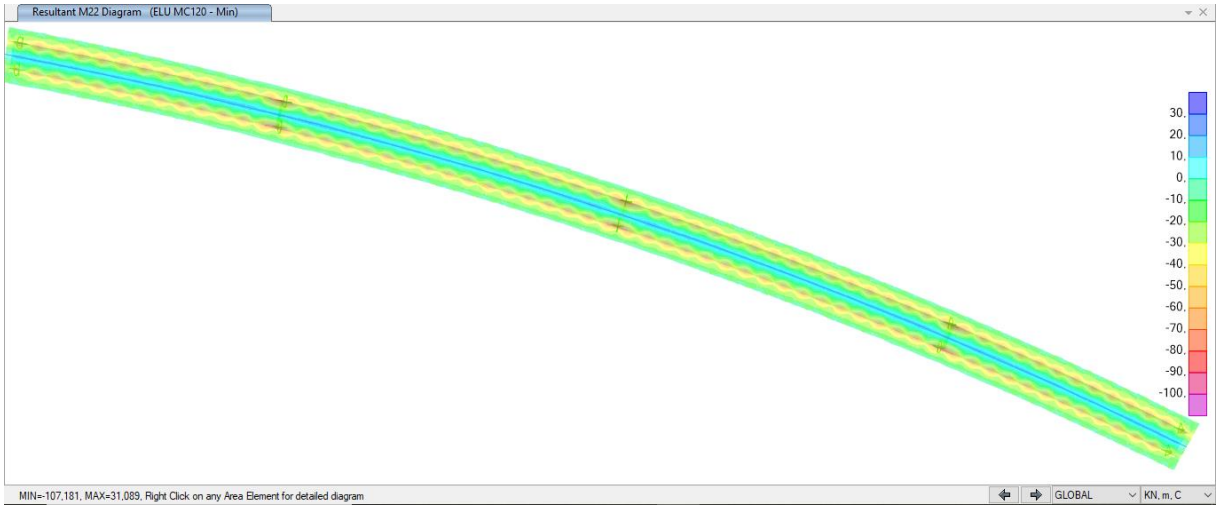


Figure 68. Cartographie de moment fléchissant transversal minimale sous la combinaison 1.35G+1.35MC120+0.9T.

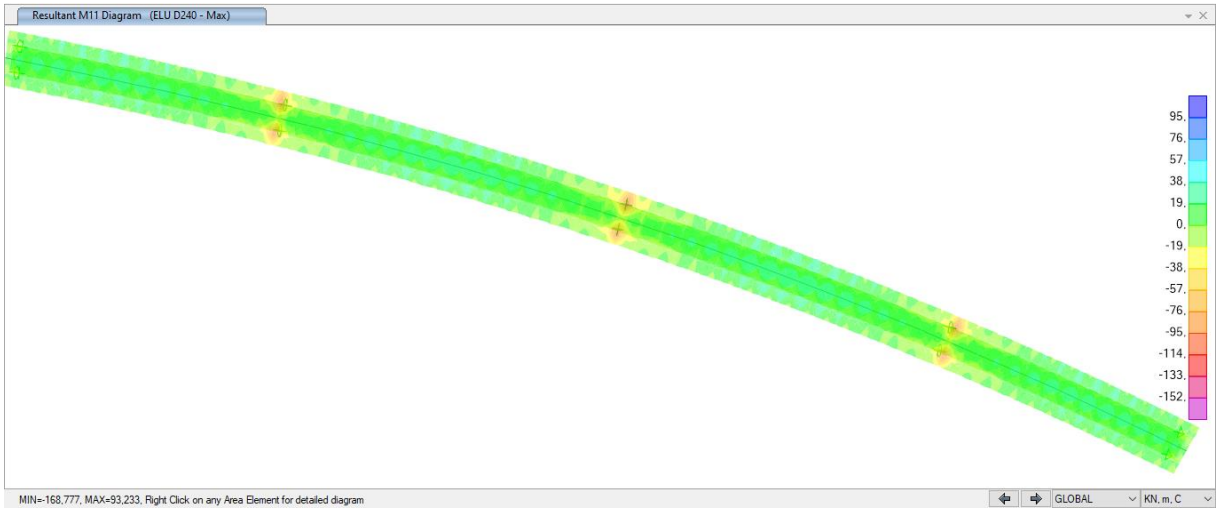


Figure 69. Cartographie de moment fléchissant longitudinal maximale sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

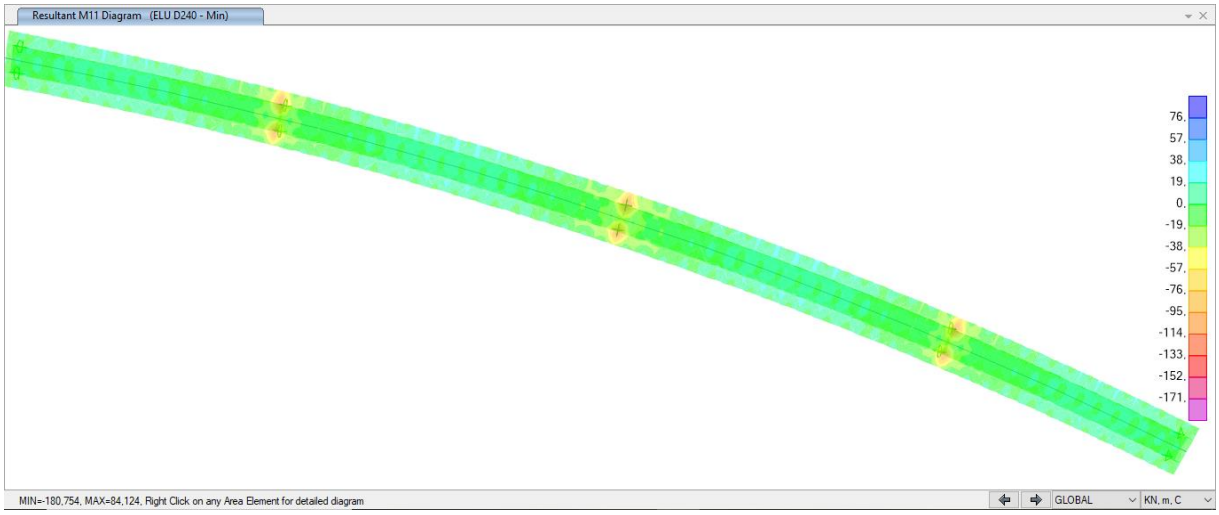


Figure 70. Cartographie de moment fléchissant longitudinal minimale sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

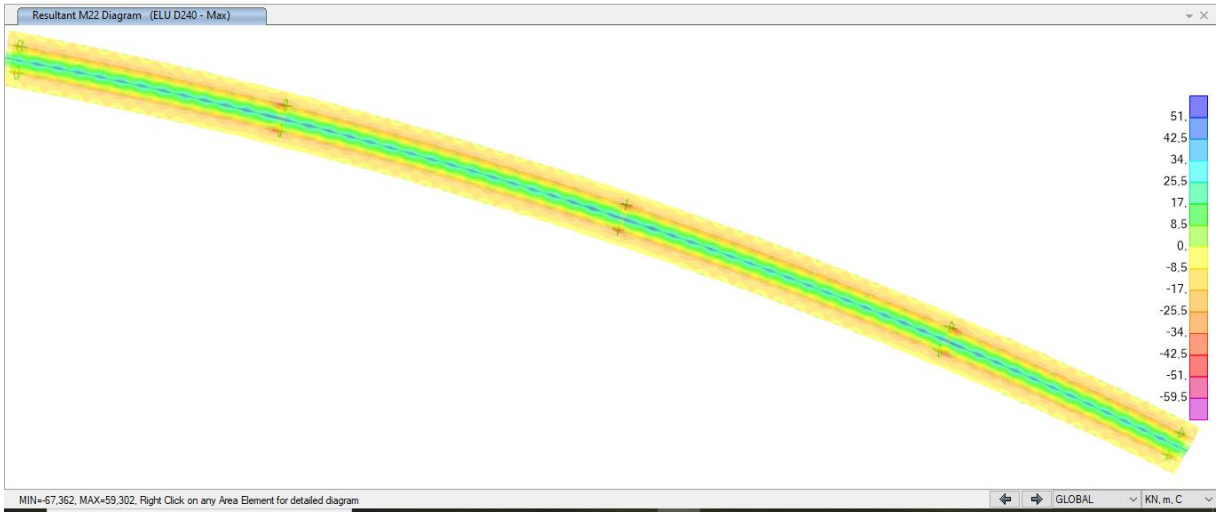


Figure 71. Cartographie de moment fléchissant transversal maximale sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

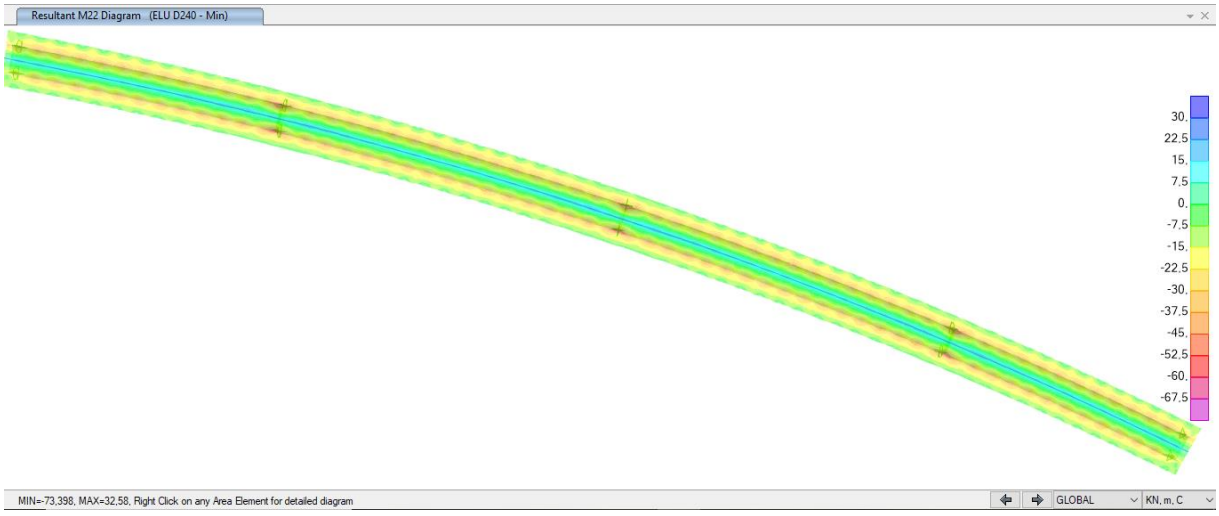


Figure 72. Cartographie de moment fléchissant transversal minimale sous la combinaison 1.35G+1.35D240+0.9T.

Annexes VII : Etude de la section mixte

ANNEXE VII.1. HYPOTHESES PHASES DE CONSTRUCTION

Les hypothèses concernant les phases de construction sont importantes pour toutes les vérifications pendant la mise en place de l'ossature métallique et en cours de bétonnage. Elles sont aussi nécessaires pour déterminer les valeurs des coefficients d'équivalence acier/béton. Enfin, le calcul des sollicitations dans le tablier doit tenir compte des phases de construction.

Le phasage de construction suivant a été retenu :

• mise en place de la charpente métallique ;

• coulage en place des plots du hourdis supérieur par pianotage :

La longueur totale de 300 m a été découpée en 24 plots de bétonnage identiques de 12,5 m de long. Ils sont coulés dans l'ordre en utilisant un équipage mobile.

Le début du coulage du premier plot correspond à l'origine des temps dont la définition est nécessaire pour déterminer les âges respectifs des plots de béton.

Le temps de réalisation de chaque plot est évalué à 3 jours ouvrables. Le premier jour est consacré au bétonnage, le deuxième jour à la prise du béton, et le troisième jour au déplacement de l'équipage mobile. Cette séquence permet de respecter une résistance minimale du béton de 20 MPa avant décoffrage. Cette mesure permet de ne pas endommager un béton partiellement durci dont le fonctionnement mixte serait sollicité par les en phases ultérieures de bétonnage.

La dalle est ainsi complètement réalisée en 102 jours (incluant les jours chômés de fin de semaine).

• mise en place des superstructures :

Elle est supposée terminée en 44 jours de façon que le tablier soit entièrement réalisé à la date t = 102 + 44 = 146 jours.

ANNEXE VII.2. CLASSIFICATIONS DE SECTIONS TRANSVERSALES

1. Définition des classes de section transversale

Les 4 classes sont les suivantes :

Classe 1 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.

Classe 2 : Section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.

Classe 3 : Section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.

Classe 4 : Section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

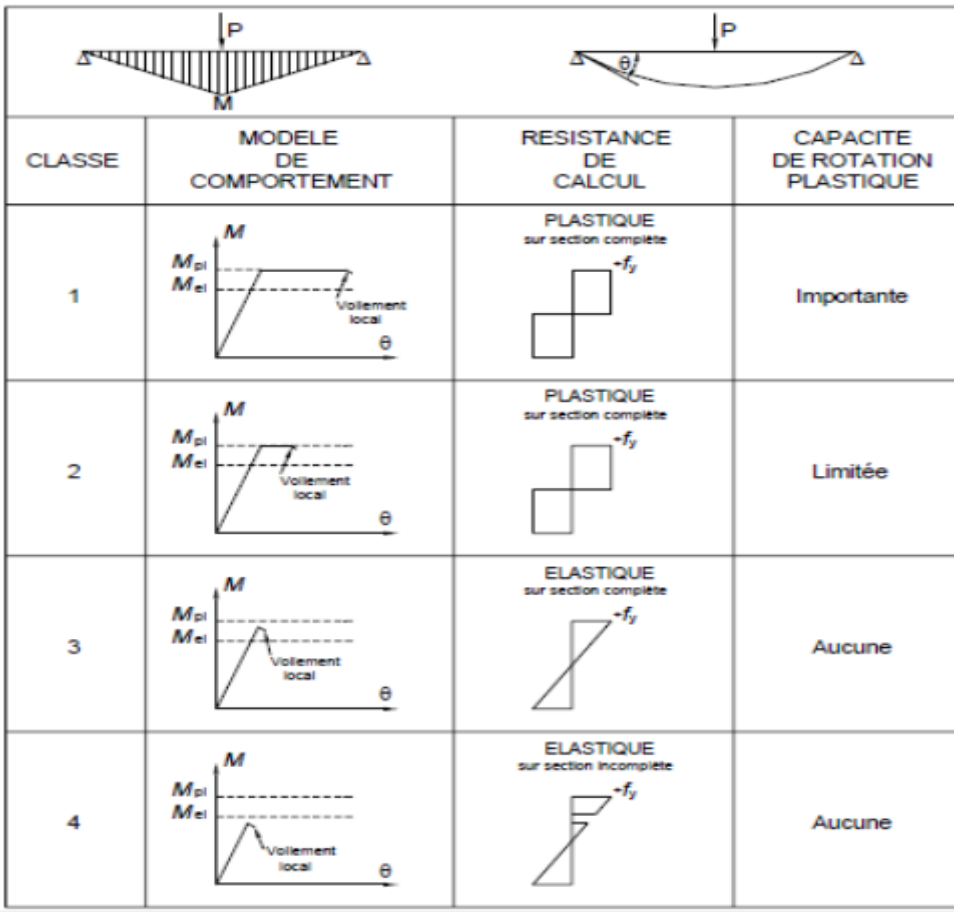
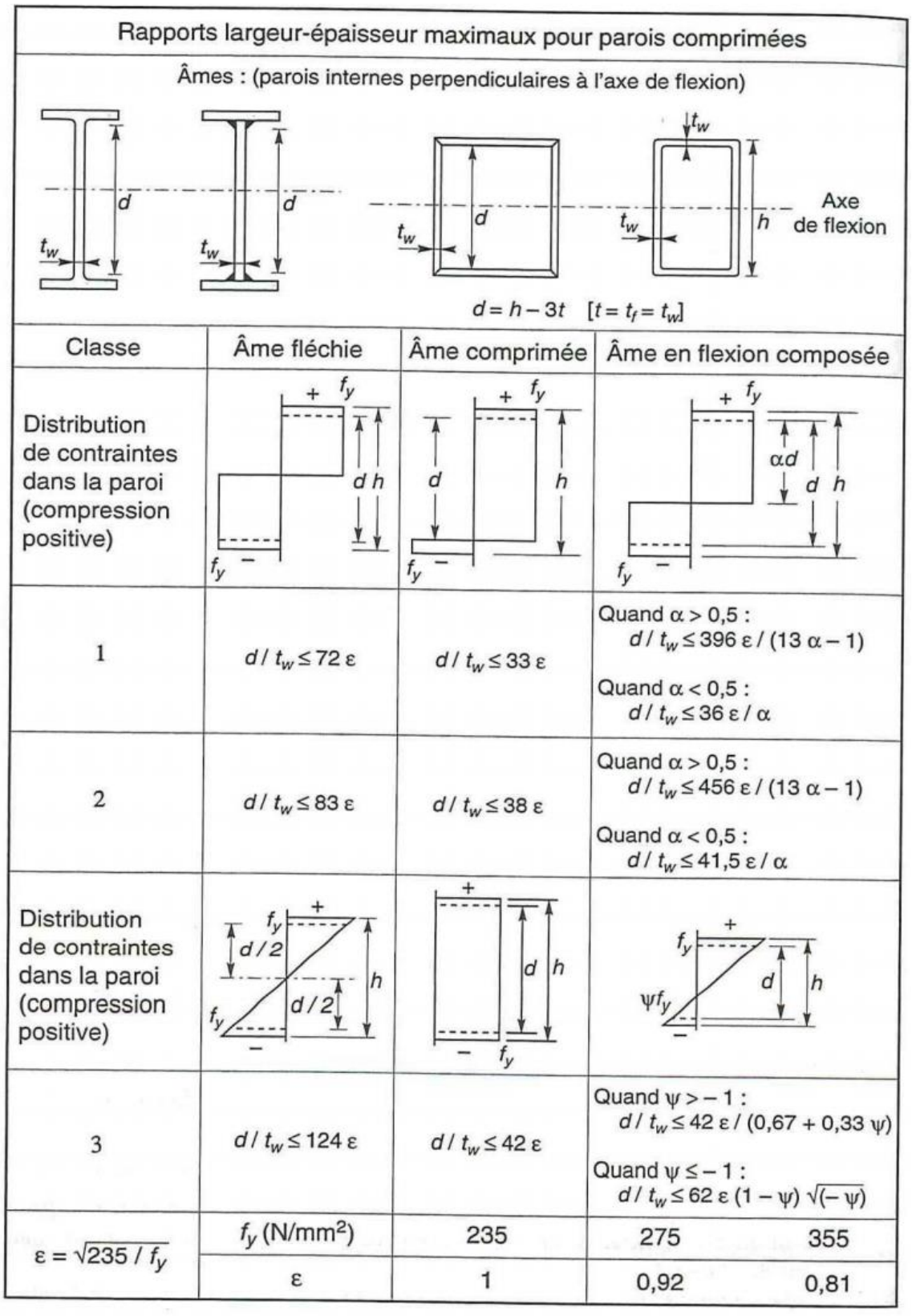


Figure 1. **Principe de classification des sections (cas de la flexion simple).**



Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

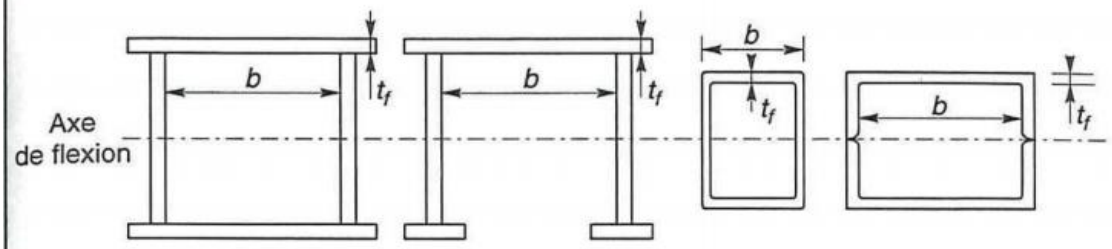
$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]$

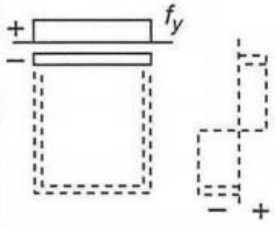
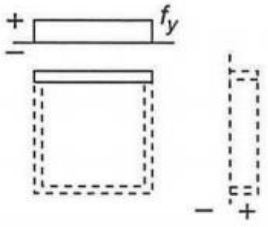
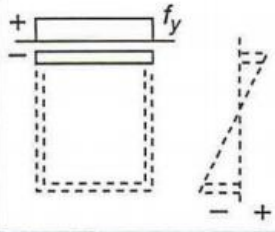
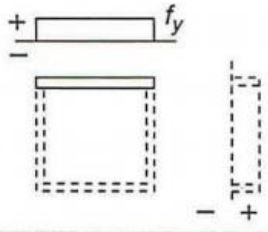
Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d / t_w \le 72\,\varepsilon$	$d / t_w \le 33\,\varepsilon$	Quand $\alpha > 0{,}5$: $d / t_w \le 396\,\varepsilon / (13\,\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0{,}5$: $d / t_w \le 36\,\varepsilon / \alpha$	
2	$d / t_w \le 83\,\varepsilon$	$d / t_w \le 38\,\varepsilon$	Quand $\alpha > 0{,}5$: $d / t_w \le 456\,\varepsilon / (13\,\alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0{,}5$: $d / t_w \le 41{,}5\,\varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d / t_w \le 124\,\varepsilon$	$d / t_w \le 42\,\varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d / t_w \le 42\,\varepsilon / (0{,}67 + 0{,}33\,\psi)$ Quand $\psi \le -1$: $d / t_w \le 62\,\varepsilon\,(1 - \psi)\,\sqrt{(-\psi)}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Figure 2. Rapport largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3).

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

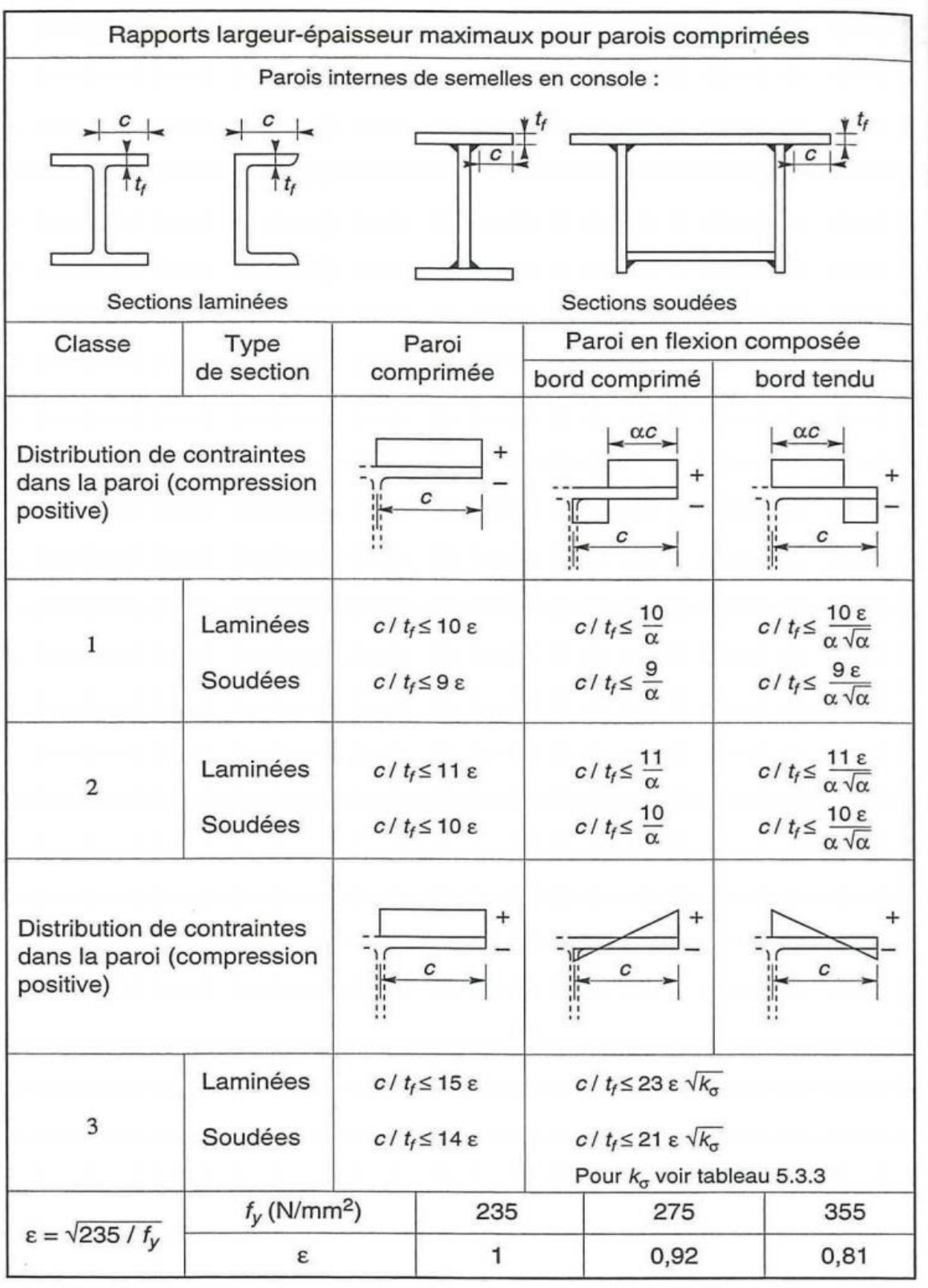
Parois internes de semelles : (parois internes parallèles à l'axe de flexion)



Classe	Type	Section fléchie	Section comprimée
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)			
1	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 33\,\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 33\,\varepsilon$	$b / t_f \leq 42\,\varepsilon$
2	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 38\,\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 38\,\varepsilon$	$b / t_f \leq 42\,\varepsilon$
Distribution de contraintes dans la paroi et sur la hauteur de la section (compression positive)			
3	Sections creuses laminées	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\,\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \leq 42\,\varepsilon$
	Autres	$b / t_f \leq 42\,\varepsilon$	$b / t_f \leq 42\,\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Figure 3. Rapport largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (tableau 100 B Tableau 5.3.1. de l'Eurocode 3).



Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

Parois internes de semelles en console :

Sections laminées — Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \le 10\,\varepsilon$	$c / t_f \le \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \le \frac{10\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \le 9\,\varepsilon$	$c / t_f \le \frac{9}{\alpha}$	$c / t_f \le \frac{9\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \le 11\,\varepsilon$	$c / t_f \le \frac{11}{\alpha}$	$c / t_f \le \frac{11\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \le 10\,\varepsilon$	$c / t_f \le \frac{10}{\alpha}$	$c / t_f \le \frac{10\,\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \le 15\,\varepsilon$	$c / t_f \le 23\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
	Soudées	$c / t_f \le 14\,\varepsilon$	$c / t_f \le 21\,\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$	
			Pour k_σ voir tableau 5.3.3	

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Figure 4. Rapport largeur / épaisseur maximaux pour les parois comprimées (tableau 100 C Tableau 5.3.1. de l'Eurocode).

ANNEXE VII.3. LARGEUR EFFICACE DE LA TOLE DE FOND

$b_{eff} = \beta\, b_o$

$\mathbf{K=\alpha_0.b_0 /Le}$

$\alpha_0 = (1 + A_{sl} / b_0 t)^{0.5}$

Tableau 1. Facteur de largeur efficace β

K=α₀.b₀ /Le	**emplacement de la vérification**	**valeur β**
≤ 0,02		**β** = 1,0
(0,02) — 0,70	**zone de moment positif**	**β** =β_1= **1 / (1+6,4κ²)**
	zone de moment négatif	$\beta=\beta_2$=**1/ [1+6,0 (κ – (1 / 2 500 κ))+ 1,6 κ²]**
> 0,70	**zone de moment positif**	$\beta = \beta_1$= **1/5,9 κ**
	zone de moment négatif	$\beta = \beta_2$= **1/8.6 κ**
tout κ	**appui d'extrémité**	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\, \beta_1$ mais $\beta_0 < \beta_1$
tout κ	**Console**	$\beta_0 = (0,55 + 0,025/\kappa)\, \beta_1$ mais $\beta_0 < \beta_1$

ANNEXE VII.4. CALCUL DU RETRAIT

1. Retrait endogène

$\varepsilon_{ca}(t) = \beta as(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty)$

$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5\,(f_c28 - 10).\, 10^{-6} = 6.25\times10^{-5}$

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2\sqrt{t}) = 0.902$ Pour notre projet, on considère : t =135 jours

$$\mathbf{\varepsilon_{ca}(t) = 5{,}638\times10^{-5}}$$

2. Retrait de dessiccation

$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, ts).\, k_h.\varepsilon_{cd,0}$

$\varepsilon_{cd,0} = 0.85\times[(220 + 110\alpha_{ds1}).\exp(-\alpha_{ds2}\times fcm/10)].10^{-6}.\beta_{RH}$

$\beta_{RH} = 1.55\left[1 - \left(\frac{100}{RH}\right)^3\right]$ Avec RH : l'humidité relative retenue pour le projet, dans notre cas RH= 75%

D'où : $\beta_{RH} = 0.896$

Les coefficients α_{ds1} et α_{ds2} traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale, on a : $\alpha_{ds1}= 4$ et $\alpha_{ds2}= 0{,}12$.

Alors : $\varepsilon_{cd,0} = 3\times10^{-4}$

kh: dépend du rayon moyen $h_0 = 2Ac/U$ où Ac représente l'aire de la section de béton et U le périmètre exposé à la dessiccation. C'est donc le périmètre en contact direct avec l'atmosphère (en soustrayant la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité).

- Ac = 4,238 m^2
- U = 26,5- 13 – 2*1,1 = 11,3 m

$\Big\}$ h_0= 750 mm

Et donc : kh = 0.7 (selon le tableau 3.3 EN1992-1-1-2004).

$\beta ds(t, ts) = \frac{t-ts}{t-ts+0.04\sqrt{h_0^3}} = 0.077$

t_s : L'âge du béton au début du retrait de dessiccation et qui est égal à 1jour par hypothèse.
t : L'âge du béton à l'instant considéré (jours).

On prendra $t=t_0$ =70 Jours

Après calcul, on retrouve les résultats suivants :

$$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t) = 1{,}627\times10^{-5}}$$

A long terme :

$$\beta_{ds}(\infty, ts) = 1$$

$$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(\infty) = 2{,}1\times10^{-4}}$$

3. Retrait thermique

$\varepsilon_{th} = \alpha_{th}^{c}\times\Delta T/2$

Avec : $\alpha_{th}^{c}= 10*10^{-6}$ par °C (coefficient de dilatation thermique)

ΔT= 20°C

Donc : $\boldsymbol{\varepsilon_{th} = 10^{-4}}$

4. Bilan des retraits à court terme

Pour les vérifications à la mise en service, on applique à chaque plot de bétonnage dès que le béton est mis en œuvre, un retrait :

$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{th}$

$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(t) = 1{,}726\times10^{-4}}$

5. Bilan des retraits à long terme

$\varepsilon_{cs}(\infty) = \varepsilon_{ca}(\infty) + \varepsilon_{cd}(\infty)$

$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}(\infty) = 2{,}725\times10^{-4}}$

ANNEXE VII.5. CALCUL DU MOMENT DE FLEXION PLASTIQUE SUR PILE

Résistance plastique de toutes les armatures de la dalle :

On a alors un ferraillage de 130HA20 aves **AS =408.46 cm2**

$N_s = N_{su} + N_{sl} = (A_{tsur} + A_{tslr})\, fsk/\gamma s = 408{,}46\times10^{-4}\times434.78 = 17{,}759$ MN

- Résistance plastique de la semelle supérieure, en acier :

$N_{atf} = A_{atf} * f_{yf}/\gamma_{M0} = 0.055 * 335 = 18{,}425$ MN

- Résistance plastique de l'âme, en acier :

$N_{aw} = A_{aw} * f_{yw}/\gamma_{M0} = 0.06 * 345 = 20.7$ MN

- Résistance plastique de la semelle inférieure, en acier :

$N_{abf} = A_{abf} * f_{yf}/\gamma_{M0} = 0.23 * 345 = 79.35$ MN

- Résistance plastique de la partie en acier :

$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 118{,}475$ MN

On a maintenant le moment plastique correspondant à cette section :

$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 280{,}23$ MN.m

$W_{pl,y} = (tw \times h2)/4 + (b - tw)(h - tf)tf = 0{,}8935\ m^3$

On calcul le moment calculée sans participation de l'aire de l'âme ;

$M_{f,Rd} = N_s + N_{abf+bi}.\frac{fyf}{\gamma_{M0}}$

$M_{f,Rd} = 174{,}159$ MN.m

ANNEXE VII.6. NOUVELLES DIMENSIONS DE LA SECTION DU CAISSON SUR PILE

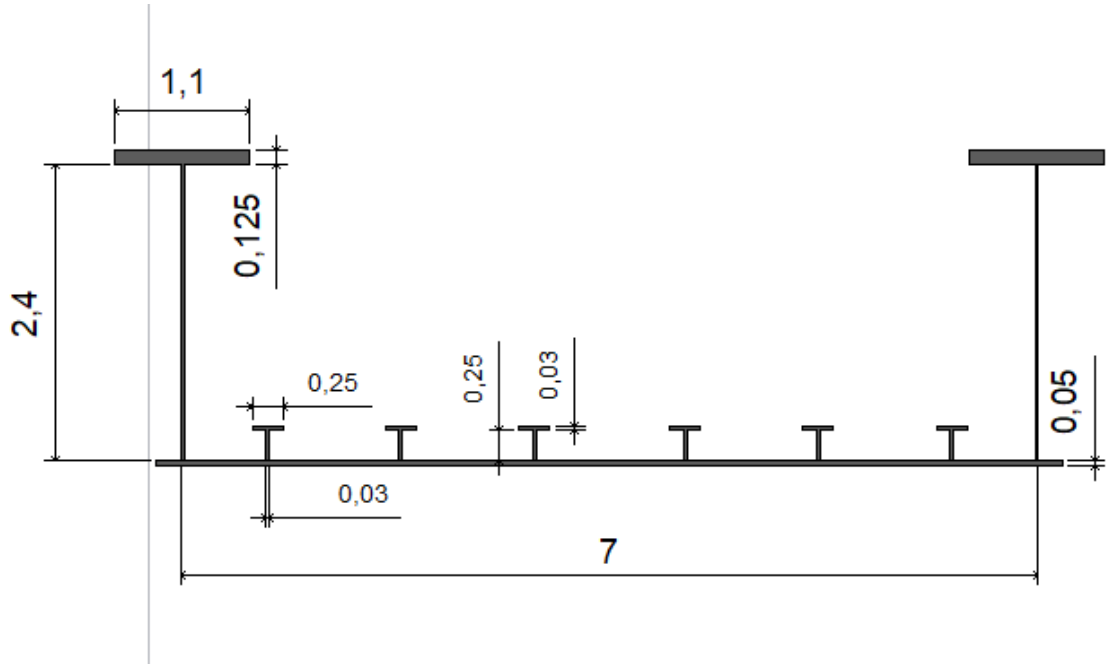


Figure 5. Dimensions de la section du caisson sur pile.

ANNEXE VII.7. JUSTIFICATION A L'ELU A MI-TRAVEE

Vérification en flexion à mi-travée

1. **Sollicitations**

   M_{Ed} = 115,995 MN.m

2. **Classification de la section**
   - La tôle de fond est tendue : pas de problème de voilement, elle est donc de classe 1 ;
   - La semelle supérieure est mixte et connectée à la dalle selon les recommandations de l'EN1994-2, 6.6 : Classe 1 ;
   - Pour la classification de l'âme en acier, la position de l'Axe Neutre Plastique (ANP) est déterminée de la façon suivante :

○ Résistance plastique de la section de béton comprimé :

$N_c = A_c * 0.85 * f_{cd} = 2{,}119 * 0{,}85 * 35 = 63{,}04$ MN

○ Résistance plastique de la semelle supérieure, en acier :

$N_{atf} = A_{atf} * f_{yd} = 0.055 * 335 = 18{,}425$ MN

○ Résistance plastique de l'âme, en acier :

$N_{aw} = A_{aw} * f_{yw} = 0.06 * 345 = 20.7$ MN

○ Résistance plastique de la semelle inférieure, en acier :

$N_{abf} = A_{abf} * f_{yf} = 0.23 * 345 = 79.35$ MN

- Résistance plastique de la partie en acier :

$N_a = N_{atf} + N_{aw} + N_{abf} = 118,475$ MN

On a aussi :

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située au-dessus de la nappe supérieure d'armatures :

$N_{cur} = 0.85 A_{cur} f_{ck}/\gamma_c = 0.85 f_{cd} \times c \times b_{eff} = 19.83 \times 0.05 \times 6,5 = 6,445$ MN

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située entre les nappes d'armatures :

$N_{clur} = 0.85 A_{clur} . f_{ck}\gamma_c = 0.85 f_{cd} \times (e - 2c) \times b_{eff} = 19.83 \times (0.25 - 2 \times 0.05) \times 6,5 = 19,33$ MN

- Résistance plastique de la partie comprimée en béton située en dessous de la nappe inférieure d'armatures :

$N_{clr} = 0.85 A_{clr} . f_{ck}\gamma_c = 0.85 f_{cd} \times c \times beff = 6,445$ MN

- Résistance plastique de la nappe inférieure d'armatures :

$N_{sl} = A_{tslr} . f_{sk}/\gamma s = 100.035 \times 10^{-4} \times 434.78 = 4.349$ MN

- Résistance plastique de la nappe supérieure d'armatures :

$N_{su} = A_{tsur} . f_{sk}/\gamma_s = 4.349$ MN

Le tableau suivant permet de déterminer la position de l'axe neutre (ANP) :

Tableau 2. Position de l'axe neutre en fonction des contraintes.

RELATIONS	POSITION ANP
$N_{abf} \geq N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle inférieure
$N_{abf} + N_{aw} \geq N_{aft} + N_c$ et $N_{abf} < N_{aw} + N_{atf} + N_c$	ANP dans l'âme
$N_a \geq N_c$ et $N_{abf} + N_{aw} < N_{atf} + N_c$	ANP dans la semelle supérieure
$N_a \geq N_{cur} + N_{clur}$ et $N_a < N_c$	ANP dans la dalle, sous la nappe inférieure
$N_a + N_{sl} \geq N_{cur}$ et $N_a + N_{sl} < N_{cur} + N_{clur}$	ANP dans la dalle, entre les deux nappes
$N_a + N_{sl} + N_{su} < N_{cur}$	ANP dans la dalle, au-dessus de la nappe supérieure

Dans notre cas :

Nabf +Naw= 100,05 MN ≥ Natf +Nc= 81,465 MN

Et Nabf= 79,35 < Naw +Natf +Nc= 102,165 MN

D'où, l'axe neutre se trouve dans l'âme, donc il y a le risque de voilement

$\sigma_{sup} = M_a . \frac{V_{s,a} - t_{fs}}{I_a} + M_c . \frac{V_s - t_{fs}}{I} = 150{,}43$ MPa

$\sigma_{inf} = M_a . \frac{V_{i,a} - t_{fi}}{I_a} + M_c . \frac{V_i - t_{fi}}{I} = -94{,}887$ MPa

$\psi = \sigma_{sup} / \sigma_{inf} = -1{,}585 \leq -1$

$h_w/t_w = 2400 / 25 = 96 \leq 62\varepsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)} = 166{,}54$ / $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fyw}}$

Donc l'âme est de classe 3.

Conclusion :

La section à mi- travée est de classe 3, on procède donc à une analyse élastique.

ANNEXE VII.8. ASSEMBLAGES



Figure 6. Assemblage par soudure âme & semelle sup et entretoise.



Figure 7. Assemblage par soudure Tôle de fond.