



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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
DE TYPE BOW-STRING
A OUED TAMANJAR**

Présenté par :

KORICHI Aymen
SIOUANI Toufik

Encadré par :

Mr SEBAH Omar
Dr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ

REMERCIEMENT

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nos sincères remerciements à notre encadreur Mr. Omar Sebah, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions.

Nous exprimons également nos vifs remerciements à Mr. Yasser BOUZINA et Mr. Youcef BABAKHOYA pour leurs aides, leurs compréhensions et leurs précieux conseils durant le long de ce mémoire.

Pour la même occasion on tient à remercier toutes la famille de L'ENSTP particulièrement aux professeurs et surtout à Mr.FEDGHOUCHE ainsi aux responsables de la bibliothèque.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

En fin notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Dédicace

A mes très chers parents

SIOUANI KARIM

**

ADDAD FATIHA

*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.*

A mes sœurs

« Houda » et « Hadjer »

*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.*

A mon grand-père, mes grandes-mères et le reste de la famille

*Que je ne pourrais nommer de peur d'en oublier mon attachement et mes affections les plus
Sincères*

A mes meilleurs ami (e) s

*Medjitena Hind, Boukhalfa Mohamed walid, Haddad
Sidah, Briguen Saber Houssein Eddine, Ouazit Youcef, Ouazite Hamza,
Korichi Aymen, Khelifa Yacoub.....*

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

A toute la famille ENSTP

Etudiants - Enseignants

Toufik

Dédicace

*A la mémoire de celle qui a souhaité vivre juste pour me voir réussir
dans ma vie ma grand mère
Que dieu la compte parmi ses bien aimés
A mon guide dans cette vie mon grand père
A deux personnes qui rien au monde ne vaut leurs efforts
Pour mon bien-être Et mon éducation
Mes parents
A ma petite sœur qui a toujours cru en moi*

*A qui mon jamais cessé de me soutenir et de passer près de moi les
moments de peine avant même les moments de joie le long de mon
chemin A Khaled ,
sidahmed , Abdellah ,Mohamed , toufik, yacoub , asma ,maissa ,
haitham et sidra
A mes tentes et mes oncles qui ont toujours
Étaient présents pour moi.*

Aymen

الملخص:

الغرض من هذه الدراسة هو تحليل و تصميم جسر من نوع يحتوي على رواقين، طول 140 متر و عرضه 9 متر اضافة الى ممرين للراجلين عرض كل واحد منهم 1.5 متر.

القاعدة مستندة على روافد عمودية على مستندة بدورها على روافدة اساسيتين افقيتين مربوطتين الى الأقواس الحديدية بواسطة حبال اسطوانية.

البرنامج المستعمل لحساب الهيكل هو ، قمنا بدراسة الأجزاء المكونة لهذا الجسر كل على حدى و هذا لمراجعة مختلف المقاطع العرضية من حيث المقاومة(بالدراسة الساكنة).

كلمات مفتاحية: قوس ذو حبال ، روافد ، قاعدة مختلطة، خرسانة، مقاومة

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un pont type BOW-STRING comprenant deux voies de circulation d'une longueur totale de 140m et une largeur de 9m, bordé de deux trottoirs, contient deux passages piétons (1.5 chaqu'un). Le tablier repose sur des entretoises métalliques en I qui sont reliées à deux poutres principales reliées à des suspentes de l'arc. Les sollicitations sont calculées par le logiciel robot structural analyses 2018. Ensuite, on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et flambement conformément aux règlements en vigueur.

Mots clef : BOW-STRING, entretoises métalliques, tablier, béton résistance.

Summary :

The purpose of this work is the study and the conception of a bridge typifies BOW-STRING including 2 traffic lanes of a total length of 140m , and a width 9m of lined with two pavements. The apron rests (bases) on entretoises in metal which are to connect with two principal beams, the principal beams are connect with cables attached to resuming (taking back). The requests are calculated by the software structural robot analyse 2018, we proceeded then to the various cheks : cutting, buckle and draining, according to the regulations (payments) current .

Keywords : BOW-STRING, metallic entretoises, apron, concrete , resistance.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE.I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1.INTRODUCTION	5
I .2.PROPRIETE MECANIQUE DES MATERIAUX	6
I.2.1.Introduction	6
I.2.2. Propriétés des matériaux	6
I.2.3.Propriétés mécaniques des matériaux.....	6
I.2.4.Essai mécaniques	6
I.2.4.1.Essai de traction	6
I.2.4.2.Essai de dureté	7
I.2.4.3.Essais de flexion	9
I.2.4.4.Essai de fatigue	9
I.2.4.5.Essai de traction – compression	9
I.2.4.6.Essai de torsion	10
I.3.ETUDE DU PHENOMENE DE FATIGUE.....	10
I.3.1. Introduction	10
I.3.2. Fatigue et endurance	10
I.3.2.1.Définitions	10
I.3.2.2.Limite de fatigue	11
I.3.2.3. Limite d’endurance	12
I.3.3. Durée de vie	12
I.3.3.1.Contraintes appliquées	12
I.3.3.2.Contrainte nominale	12
I.3.3.3.Cycle de contrainte	12
I.3.4.Diagrammes représentatifs	13
I.3.4.1.Courbe de Wöhler	13
I.3.5.Conditions de sollicitation	14
I.3.5.1.Nature des efforts	14
I.3.5.2.Effet de surcharge et de sous charge	15
I.3.5.3. Influence des contraintes résiduelles	15
I.3.5.4. Influence de la fréquence	15
I.3.5.5.Influence de la température	15
I.3.5.5. Fatigue sous corrosion	16
CHAPITRE II.PRESENTATION DE L’OUVRAGE	
II.1.DONNEES GEOMETRIQUES	18
II.1.1.Tracé en plan	18
II.1.2.Profil en long	18
II.1.3.Profil en travers	19
II.2.DONNEES NATURELLES	20

II.2.1. Données géologiques (géotechniques)	20
II.2.2. Données sismologiques	20
II.2.3. Données climatiques	20
II.2.3.1. La température	20
II.2.3.2. La neige	21
II.2.3.3. Le vent	21
CHAPITRE III CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
III .1.INTRODUCTION	22
III .1.1.Béton	22
III .1.1.1. La résistance caractéristique à la compression	22
III .1.1.2.La résistance caractéristique à la traction	22
III .1.1.3.Module de déformation longitudinal du béton << E >>	22
III .1.1.4.Contrainte ultime de compression	23
III .1.1.5.Contrainte de calcul pour l'E.L.S	23
III .1.1.6. Coefficient de poisson	23
III .1.1.7.Déformation transversale du béton	24
III.2.LES ACIERS	24
III.2.1.Aciers d'armatures	24
III.2.1.1.Module d'élasticité longitudinale de l'acier	24
III.2.1.2.Contrainte limite de traction	24
III.2.1.3.Diagramme contrainte - déformation	24
III.2.2.Acier de la charpente	25
III.2.3. Les connecteurs	26
III.2.3.1.Coefficients partiel de sécurité sur les matériaux	26
III.2.4. Suspentes	26
CHAPITRE IV CONCEPTION GENERALE ET PRE-DIMENSIONNEMENT	
IV.1.CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	27
IV.1.1.Critères de choix du type d'ouvrage	27
IV.2. VARIANTE N°1 PONT MIXTE A BIPOUTRES	28
IV.2.1.Description de la première variante	28
IV.2.2. Pré dimensionnement de la première variante bipoutre	28
IV.3. VARIANTE N°2 PONT MIXTE QUADRI POUTRES	32
IV.3.1.Description de la variante	32
IV.3.2.Pré dimensionnement de la deuxième variante	32
IV.4. VARIANTE N°03 LE BOW STRING	34
IV.4.1.Description de la variante	34
IV.4.2. Caractéristiques géométriques de l'arc	35
IV.4.2.1. L'équation géométrique	35
IV.4.2.2.L'ouverture L	36
IV.4.2.3.La flèche f	36
IV.4.2.4.Analyse	36
IV.4.2.5.Chargement	37
IV.4.2.6.Interprétation et conclusion	39
IV.4.3. Les sections transversales de l'arc	39
IV.4.4.Poutre Maitresse	40

IV.4.5.Entretoises et poutres d'about	40
IV.4.5.1.Traverses	42
IV.4.6.Les consols	42
IV.4.7.Calcul du poids	43
IV.4.8.Définition des charges permanentes et compléments des charges permanentes	43
IV.4.8.1.Les éléments porteurs (Charges permanentes)	44
IV.4.8.2.Les éléments non porteurs (compléments des Charges permanentes)	44
IV.4.8.3.Les trottoirs	44
IV.4.8.4.Les gardes corps	44
IV.5.ANALYSE MULTICRITERES	45
IV.5.1.L'entretien	45
IV.5.2.L'esthétique	46
IV.5.3.Contraintes	46
IV.5.4.L'économie	46
IV.5.5.conclusion	48
CHAPITRE V CHARGES ET SURCHARGES	
V.1.DEFINITION ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	49
V.1.1. Les actions	49
V.1.2.Les charges permanentes CP et compléments de charges permanentes CC	49
V.1.2.1. Dalle, trottoirs, corniches et garde-corps	49
V.1.2.2.Poids de la charpente	49
V.1.3.Evaluation des surcharges	51.
V.1.3.1.Généralité	51
V.1.3.2. Système de charge A(L)	52
V.1.3.3. Système Bc	53
V.1.3.4 Système Bt	55
V.1.3.5. Système Br	56
V.1.3.6. Surcharge militaire Mc120	56
V.1.3.7. Convoi exceptionnel D240	57
V.1.3.8. Les surcharge sur trottoirs	58
V.1.3.9. le vent (W)	58
V.1.3.10. le séisme	58
V.1.3.11.Force de freinage	59
V.1.3.12. L'action thermique	59
CHAPITRE.VI MODELISATION DE LA STRUCTURE	
VI.1. INTRODUCTION	60
VI.1.1.Caractéristiques principale de logiciel Robot	60
VI.1.2 .Principes de fonctionnement de logiciel Robot	60
VI.2. MODELISATION GRAPHIQUE ET VUE EN 3D DE LA STRUCTURE 61	
VI.2.1 .Les deux tirants	61
VI.2.2.Les deux arcs	61
VI.2.3.Les entretoises	62
VI.2.4.Les suspentes	62
VI.2.5.Les traverses	63

VI.2.6.Les consoles	63
VI.2.6.Les appuis de tablier	63
VI.2.7.Modélisation globale	64
VI.3. COMBINAISONS D’ACTIONS	64
VI.3.1.Etat limite de service	64
VI.3.1.1.Combinaisons rares	64
VI.3.1.2 .Combinaisons fréquentes	65
VI.3.1.3.Combinaisons quasi permanentes	65
VI.3.2.Etat limite ultime	65
VI.3.2.1.Combinaisons fondamentales	65
VI.3.2.2.Combinaisons accidentelles	66
VI.4.MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES	66
VI.4.1.La charge AL2v	67
VI.4.1.1.La modélisation de la charge	67
VI.4.1.2.L’influence de la charge	68
VI.4.2.La charge BC2v	69
VI.4.2.1.La modélisation de la charge	69
VI.4.3.la charge D240	69
VI.4.3.1.La modélisation de la charge	70
VI.4.3.2.L’influence de la charge	70
VI.4.4.la charge MC120	70
VI.4.4.1.La modélisation de la charge	71
VI.4.4.2.L’influence de la charge	71
CHAPITRE.VII. ETUDE DE TABLIER	
VII.1.DEFINITION	73
VII.2.VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS	73
VII.2.1.Principe de vérifications	73
VII.2.1.1.La résistance à la traction et la compression	74
VII.2.1.2.Vérification en flexion composé	74
VII.2.1.3.Condition de résistance vis-à-vis de l’effort tranchant	74
VII.2.1.4.La résistance à la torsion	75
VII.2.2.Analyse et vérification des contraintes	75
VII.2.2.1.Les suspentes	76
VII.2.2.2.Vérification	76
VII.2.2.3 Arc	77
VII.2.2.4. Poutres maitresses	80
VII.2.2.5. Traverses (Contreventement)	82
VII.2.2.6. Console	83
VII.2.2.7 Vérification l’instabilité élastique	86
VII.3.ETUDE DE L’ENTRETOISE	91
VII.3.1. hypothèse de calcul	91
VII.3.2. Caractéristiques géométriques du PRS	92
VII.3.2.1.Entretoises intermédiaires	92

VII.3.2.2.Entretoisesd'about	92
VII.3.2.3.Caractéristiques géométriques de la dalle	93
VII.3.2.3.Caractéristiques géométriques de la section mixte	94
VII.3.3.Effet des sollicitations internes	97
VII.3.3.1.Le retrait de béton	97
VII.3.3.2.Effet de différence de la température	97
VII.3.3.Vérification des sollicitations internes	98
VII.4.ETUDE D'ASSEMBLAGE PAR SOUDAGE	101
VII.4.1.Introduction	101
VII.4.2.Les avantages d'assemblage par soudage	101
VII.4.3.Résistance à la fatigue	102
VII.4.4.Rupture fragile	102
VII.4.5.Déformation et contraintes résiduelles	103
VII.4 .6.Anomalies	103
VII.4.7.Principe de soudure	103
VII.4.8.2.Soudures bout a bout	103
VII.4.8.2.Soudures d'angle	105
VII.4.9. Liaison entre voussoir De l'arc	105
VII.5.ETUDE DES CONNECTEURS	106
VII.5.1.Introduction	106
VII.5.1.1. Arceaux	106
VII.5.1.2. Cornières	106
VII.5.1.3.Goujons	106
VII.5.2.Calcul de la connexion à l'ELU	107
VII.5.2.1.Résistance de calcul de des goujons à tête	107
VII.5.2.3.Calcul de la connexion à l'ELS	109
CHAPITRE IIX CALCUL DE LA DALLE	
IIX.1.INTRODUCTION	111
IIX.2.METHODE DE CALCUL	111
IIX.2.1.Moments M_x et M_y au centre de la dalle	112
IIX.3. FERRAILLAGE DE L'HOUDIS	113
IIX .3.1.dalle centrale	113
IIX.3.1.1. Ferrailage au sens transversal	113
IIX.3.1.2.Ferrailage au sens Longitudinale	115
IIX.3.1.3.Justification de la dalle vis-à-vis le poinçonnement	116
IIX.3.2.dalle en encorbellement	117
IIX.4.PREDALLE	117
IIX.4.1. Géométrie	117
IIX.4.2. calcul	118
 CHAPITRE .IX.LES EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE	
IX.1. LES APPAREILS D'APPUI	119

IX.1.1. Introduction	119
IX.1.2. Dimensionnement des appareils d'appuis	120
IX.1.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis	120
IX.1.2.2. Calcul des efforts horizontaux et déformations	120
IX.1.2.3. Hauteur nette d'élastomère	122
IX.1.2.4. Vérification de dimensionnement	122
IX.2. JOINT DE CHAUSSEE	124
IX.2.1. Introduction	124
IX.2.2. Calcul du soufflé des joints	124
IX.2. 2.1. Rotation d'extrémité sous chargement	124
IX.2. 2.2. Dilatation thermique	125
IX.2. 2.3. Retrait	125
IX.2. 2.4. Fluage	125
IX.3. Les GARGOUILLES	126
CHAPITRE X CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE	
X.1. INTRODUCTION	128
X.2. PRE DIMENSIONNEMENT	128
X.2.1. Mur garde grève	129
X.2.2. Mur de front	129
X.2.3. Sommier d'appuis	129
X.2.4. La semelle	129
X.2.5. Mur en retour	129
X.2.6- Dalle de transition	130
X.2.7. Le corbeau	130
X.2.8- Les coupes longitudinale et transversale de la culée	131
X.3. Etude de la stabilité de la culée	132
X.3.1. Etude statique de la culée	133
X.3.1.1. Evaluation des charges propre de la culée éléments de la culée plus remblais et surcharges	133
X.3.1.2. Evaluation des charges provenant de la superstructure	134
X.3.1.3. Vérification des pieux a l'ELS	135
X.3.1.4. Vérification des pieux a l'ELU	136
X.3.2. Etude sismique de la culée	137
X.3.2.1. Evaluation des charges sismiques due au tablier	138
X.3.2.2. Vérification des pieux a l'ELA	139
X.4. FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE	140
X.4.1. Mur garde grève	140
X.4.1.1. Poussée des terres	140
X.4.1.2. Force de freinage BC	141
X.4.1.3. Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur	141
X.4.2. Dalle de transition	142
X.4.2.1. Remblais	143
X.4.2.2. poids propre de la dalle	143
X.4.3. le corbeau	144
X.4.3.1. Reaction due au poids des charges permanente	144
X.4.4. Mur frontal	145

X.4.4.1.la semelle	148
X.4.5.le mur en retour	149
X.4.6.les pieux	149
Conclusion	150

LISTE DES FIGURES

Figure. I .1. Diagrammes efforts-déformation.....	7
Figure I.2. Principe de dureté brinell [1].....	8
Figure I.4. Principe de dureté Vickers. [1].....	8
Figure II.1.Cycle de contrainte de la fatigue [5].....	11
Figure II.2.Exemple de courbe de Wöhler [2].....	14
Figure .II.1. Tracé en plan de l'ouvrage.....	18
Figure. II.2.profil en long de l'ouvrage.....	19
Figure. II.3.profil en travers de l'ouvrage	19
Figure III.1. Diagramme contrainte déformation	24
Figure. IV. 1 Dimension des poutres en acier.	28
Figure IV.02 : Section de poutre sur appuie.....	30
Figure IV.03 : Section de poutre à mi travée	30
Figure IV.04 : Sections d'entretoises intermédiaires.....	32
Figure IV.05 : Sections des entretoises d'about.....	32
Figure IV.06 : section de la poutre.	34
Figure IV.7: caractéristiques géométriques d'un arc.....	35
Figure IV.8: Forme parabolique de l'arc.....	36
Figure.IV.9 : Arc bi-encasté, uniformément chargé avec $f=L/5$	37
Figure .IV.10: Effort Normal.....	38
Figure.IV.11 : Moment fléchissant	38
Figure IV.12 : Section transversale de l'arc.....	40
Figure. IV.13 : section transversale de tirant.....	41
Figure. IV.14: section transversale des entretoises.....	42
Figure .IV.15 : Section transversale d'about.....	42
Figure. IV.16 : section transversale de la traverse aux arcs.....	43
Figure .IV.17 : section transversale de l consol.....	43

Figure. V.1 Système Bc	53
Figure V.2 : système Bt.....	55
Figure .V.3: Système Br.....	56
Figure. V.4.Convoi militaires Mc120	57
Figure V.5 convoi D240.....	57
Figure VI.1 Modélisation des tirants	61
Figure VI.2 Modélisation des arcs.....	62
Figure VI.3 Modélisation des entretoises.....	62
Figure VI.4 Modélisation des suspentes	63
Figure VI.5 modélisation des traverses	63
Figure VI.6 Modélisation des consoles.....	63
Figure VI.7 Modélisation des appuis	64
Figure VI.8 Modélisation 3D de la structure.....	64
Figure VI.8 Modélisation de chargement AL2v.....	67
Figure VI.9 Diagramme de l'effort normal.....	68
Figure VI.10 Diagramme de l'effort tranchant.....	69
Figure VI.11 Diagramme de moment fléchissant.....	69
Figure VI.12 Modélisation de chargement BC2v.....	69
Figure VI.13 Diagramme de l'effort normal.....	70
Figure VI.14 Diagramme de l'effort tranchant.....	70
Figure VI.15 Diagramme de moment fléchissant.....	70
Figure VI.16 Modélisation de chargement D240.....	71
Figure VI.17 Diagramme de l'effort normal.....	71
Figure VI.18 Diagramme de l'effort tranchant.....	72
Figure VI.19 Diagramme de moment fléchissant.....	72
Figure VI.20 Modélisation de chargement MC120.....	72
Figure VI.21 Diagramme de l'effort normal.....	73
Figure VI.22 Diagramme de l'effort tranchant.....	73
Figure VI.23 Diagramme de moment fléchissant.....	73

Figure VII.1 : Modèle complet de la superstructure.....	73
Figure VII.2 : Flexion oblique.....	74
Figure.VII.3 Valeurs des efforts de traction en suspentes	76
Figure.VII.4 Diagramme des contraintes des ARCS de A12v à l'ELU.	78
Figure VII.5 Diagramme des contraintes des ARCS de D240 a l'ELU.	79
Figure.VII.6 : Diagramme des contraintes des tirants charge D240 a l'ELU.	81
Figure.VII.7: Diagramme des contraintes des tirants charge MC120 a l'ELU.	81
Figure .VII.8 Diagramme des contraintes des traverses	83
Figure. VII.9Voilement d'une plaque mince.....	88
Figure. VII.10 le développement du voilement d'une plaque mince.....	88
Figure VII.11 : Les différents types de raidissage.....	90
Figure.VII.12 : Flambement des barres	91
Figure. VII.13 : La section d'entretoise	93
Figure. VII.14 : La section d'entretoise d'about	93
Figure.VII.15 : Largeur participante d'une poutre	94
Figure.VII.16 : caractéristiques géométriques de la section mixte.....	96
Figure.VII.17 Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical.....	103
Figure.VII.18 Anomalies des soudages.	104
Figure. VII.19 Principe de soudure.....	104
Figure.VII.20 Un chanfreiner en V.....	105
Figure. VII.21.Un chanfreiné en X des semelles supérieures.	105
Figure. VII.22. Un chanfreiné en X des semelles inférieures.	106
Figure.VII.23.Exemple des soudures bout à bout complètement pénétrées	106
Figure.VII.24.Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.	108
Figure. VII.25.Mettre en place les goujons sur la poutre.....	109
Figure. VII.26. Dimension du goujon à tête ronde	110
Figure.VII.27 L'enveloppe de l'effort tranchant.	110
Figure.VII.28.Variation de flux de cisaillement.....	111
Figure. VIII.1. vue en élévation.....	111
Figure VIII.2. Moment transversale et longitudinale sur la dalle.....	112
Figure VIII.3. Carthographie de la dalle sous la combinaison (1.35G+1.35D240.....	113

Figure. VIII.4 : Ferrailage Transversale de la dalle	115
Figure VIII .5 dimensions de Br	116
Figure VIII.6 schéma de poinçonnement	116
Figure.IX.1 Appareil d'appui en élastomère	119
Figure IX.2 déformation d'appui	121
Figure. IX.3 : Schéma représentatif de rotation d'extrémité	125
Figure. IX.4 : Joint de chaussée type FT150.....	126
Figure. IX.5 L'emplacement de gargouille.	126
Figure.IX.1 Appareil d'appui en élastomère	119
Figure X.2 section du corbeau.....	130
Figure X.3 section longitudinale de la culée.	131
Figure X.4 section transversale de la culée.	132

Liste Des Tableaux

Tableau II.1 : exemple des résultats de sondage carottés N° S1.....	20
Tableau III.1. Contraintes limite d'élasticité f_y	25
Tableau III.2. Contraintes limite à la rupture f_u	25
Tableau III.3. Coefficients de sécurité à l'ELU.....	26
Tableau III.4. Coefficients de sécurité à l'ELS.....	26
Tableau IV.1 : association des valeurs de la flèche et les angles d'ouverture.....	37
Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour L=140m.....	38
Tableau IV.3 : Les charges des éléments non porteurs.....	45
Tableau IV.4 : Devis estimatif et quantitatif.....	47
Tableau V.1 Classes des ponts.....	51
Tableau V.2 : Valeur de V_0	51
Tableau V.3 : coefficient de dégressivité transversale de charge.....	52
Tableau V.4 : Cas d'une voie chargée $A(L)_{1v}$	52
Tableau V.5 : Cas de deux voies chargées $A(L)_{2v}$	52
Tableau V.6 coefficient bc.....	53
Tableau V.7 : Effort de freinage.....	59
Tableau VI.1 Les Combinaisons accidentelles.....	66
Tableau VI.2 charge et surcharge.....	67
Tableau VII.1 : valeurs des efforts maximales de traction en suspentes.....	77
Tableau VII.2. Caractéristiques géométriques de l'arc.....	78
Tableau VII.3 : Contraintes maximales dans l'arc.....	79
Tableau VII.5 : caractéristiques géométriques de l'arc.....	81
Tableau VII.6 : caractéristiques géométriques de la traverse.....	82
Tableau VII.7. Caractéristiques géométriques de l'arc.....	83
Tableau VII.8: caractéristiques géométriques de console.....	83
Tableau VII.9 : Valeur maximales des contraintes sur console.....	83
Tableau VII.10. : Coefficient d'équivalence.....	92
Tableau VII.11 : Tableau récapitulative de la section mixte d'entretoise intermédiaire.....	96

Tableau VII.12 : Tableau récapitulative de la section mixte d'entretoise d'about en Cm	96
Tableau VII .13 vérification des Contraintes dans la section intermédiaire	100
Tableau VII.14 Vérification des contraintes sur la section D'about	100
Tableau IIX.1. Combinaison et leurs moments.....	113
Tableau X.2.les charges propre générées par la culée, remblais et surcharges.....	133
Tableau X.3.les charges provenant de la superstructure.....	134
Tableau X.4. Les moments, effort horizontale et effort verticalepour chaque combinaison à l'ELS.....	134
Tableau X.5.les réactions pour chaque combinaison a l'ELS	135
Tableau X.6. Les moments, effort horizontale et effort verticale pour chaque combinaison à l'ELU.	135
Tableau X.7.les réactions pour chaque combinaison a l'ELU.....	136
Tableau X.8.les charges propre générées par la culée, remblais et surcharges dans le cas d'un séisme.	137
Tableau X.9.la sommation des moments effort horizontale et effort verticale.....	138
Tableau X.10. récapitulatif des données.....	139
Tableau X.11.les moment effort horizontale et effort verticale pour chaque combinaison a l'ELA.	139
Tableau X.12.les réactions pour chaque combinaison a l'ELA.	140
Tableau X.13.les charges propre générées par éléments de la culée, remblais et surcharges.145	145
Tableau X.14.les charges propre provenant de la superstructure tablier et charges routable. 146	146
Tableau X.15.les combinaison a L'ELS	146
Tableau X.16.les combinaison a L'ELU	147

INTRODUCTION GENERALE

I.1.introduction

Un pont est tout ouvrage permettant à une voie ou plusieurs voies de circulation (routière ou ferroviaire) de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

I.1.1.Un pont en arc :

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparentent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par un seul arc par rapport à d'autres types des ponts, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils s'exercent sur les culées un effort oblique tendant à écartier les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).

La structure permet de différencier principalement trois types de ponts en arc :

- Les ponts encastrés sur leurs points d'appui. Ces ouvrages ne peuvent être réalisés que si le sol est très résistant car ils exercent des poussées importantes sur leurs culées et le moindre déplacement de celles-ci met l'ouvrage en péril.
- Les ponts articulés aux deux points d'appui et au milieu de l'ouverture.
- Les ponts articulés aux deux points d'appui seulement.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

La réalisation d'un ouvrage d'art consiste à lui accorder des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques. L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacles franchis) qui lui sont imposés. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût pour une nécessité d'ordre budgétaire.

Mais un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art ; il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité.

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

Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaires la nécessité de les mettre en œuvre dans des conditions économiques acceptables.

Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, et marquer notamment par :

- La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation ;
- L'utilisation des possibilités énormes de l'informatique ;
- La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et les cadences ;
- Le recours très systématique au béton précontraint ;

Ainsi donc, et bien que la pérennité des grandes familles d'ouvrages et des principaux procédés d'exécution n'ait pas été démentie, le développement des besoins et des connaissances scientifiques et techniques a entraîné le recours à de nouvelles méthodes de pensée et l'utilisation de nouveaux outils.

I.2.OBJECTIF ET ORGANISATION DU MEMOIRE :

L'objectif principal de ce mémoire, est de procéder à la conception et l'étude d'un pont en arc type Bow string franchissant l'oued de TAMANDJER wilaya de JIJEL «L'ouvrage s'inscrit dans l'aménagement de la wilaya et de site touristique, Sa longueur est de 140m.

Ce mémoire de fin d'études est principalement divisé en dix (10) chapitres :

- Chapitre 01 :
Recherche bibliographique ce chapitre est consacrée a la recherche bibliographique sur le phénomène de la fatigue
- Chapitre 02 :
Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage en indiquant les données nécessaires pour sa conception
- Chapitre 03 : Caractéristiques des matériaux

Dans ce chapitre on s'intéresse aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

- Chapitre 04 : Conception et pré dimensionnement du tablier

Dans ce chapitre, on exposera le choix et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

- Chapitre 05: Calculs des charges et surcharges

Dans ce chapitre, on procède à la définition et au calcul des charges et surcharges supportées par le pont.

- Chapitre 06 : modélisation de la structure et calculs d'effort

Dans ce chapitre, on passe aux déterminations des efforts engendré par les charges et surcharges supportées par le pont et les répartir transversalement.

- Chapitre 07 : Etude de tablier

Dans ce chapitre, on exposera le calcul de la section mixte et de l'ossature métallique ainsi les vérifications des poutres maitresses et les entretoises vis-à-vis des instabilités.

- Chapitre 08 : Calcul de la dalle

Dans ce chapitre, on exposera la détermination des ferraillements longitudinaux et transversaux de la dalle de compression.

- Chapitre 09 : Equipements de l'ouvrage

Dans ce chapitre, on exprimera le calcul des équipements de pont car ils sont très importants pour la construction de ce dernier.

- Chapitre 10 : Etude des culées

Dans ce chapitre, on précède à l'étude des deux culées avec le calcul des sections de ferraillement.

CHAPITRE.I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.INTRODUCTION :

Toute pièce mécanique en fonctionnement normal est soumise à un certain nombre de sollicitations d'origines diverses, de valeurs maximales généralement connues mais variables dans le temps - modestes par rapport aux caractéristiques mécaniques du matériau utilisé. La répétition de ces efforts mènent la pièce ou la structure à la rupture, ce qui est appelé phénomène de fatigue.

Le problème de la fatigue des structures est présent dans les domaines des constructions, maritimes, aéronautiques, et bien d'autres encore. Les premières études systématiques de ce phénomène, furent effectuées en 1869 par l'ingénieur des chemins de fer bavarois A. Wöhler, dans le cadre des recherches sur la rupture des essieux de wagon. Il supposa que, comme dans un organisme vivant, la répétition des contraintes « fatiguent » le matériau en diminuant ses capacités de résistance. Cette idée ne correspond pas à la réalité physique, mais le terme est resté comme nom générique de ce phénomène. L'étude de la fatigue des matériaux fait l'objet, aujourd'hui encore, de nombreux travaux de recherche, pour les métaux essentiellement. Le problème physique de la fatigue est lié à la micro géométrie de la surface du matériau et à sa structure atomique même, et donc à sa composition chimique.

L'objet de cette étude est de déterminer le comportement des éprouvettes de matériau (acier et l'aluminium) sous sollicitations de contraintes périodiques à amplitude constante, analogue à celles qui se produisent dans la pratique lors des sollicitations de service.

Ce travail comporte deux parties:

- La première est une recherche bibliographique, qui comporte des généralités sur les Propriétés mécaniques des matériaux et quelques essais mécaniques.
- la deuxième partie rassemble les rappels de définitions, des diagrammes représentatifs de la fatigue, de l'endommagement par fatigue ainsi que les facteurs qui peuvent influencer sur l'endurance de la pièce ou de la structure.

I .2.PROPRIETE MECANIQUE DES MATERIAUX :

I.2.1.Introduction :

Nous définissons les matériaux comme les solides utilisés par l'homme pour la fabrication d'objet qui constitue le support de son cadre de vie.

Effet aucun objet ne peut être réalisé sans matériaux, tous les secteurs de l'activité humaine dépendent du choix des matériaux, l'utilisation de ces matériaux pose la question du choix du matériau le mieux adapté aux applications envisagées.

Les critères de choix doivent tenir compte des facteurs suivants:

- Des fonctions principales de la construction. C'est à dire des modes de mise en charge de température, et condition générale d'utilisation.
- Du Comportement intrinsèque du matériau : résistance à la rupture l'usure, conductibilité.
- Du prix de revient des diverses solutions possibles En service, les matériaux sont sollicités par les charges ou des forces provoquant des déformations il est important de connaître les conditions des déformations et des ruptures.

I.2.2. Propriétés des matériaux:

Le comportement d'un matériau est caractérisé par sa réaction à une sollicitation, on définit une propriété d'un matériau comme étant la mesure d'un comportement par un essai. On peut distinguer trois catégories de propriétés selon le type de sollicitation extérieure.

- Les propriétés mécaniques: qui reflètent le comportement des matériaux de formes par des systèmes de forces.
- Les propriétés physiques; qui mesurent les comportements des matériaux soumis à l'action de la température.
- Les propriétés chimiques: qui caractérisent le comportement des matériaux soumis à un environnement plus ou moins agressif.

I.2.3. Propriétés mécaniques des matériaux:

Les propriétés mécaniques des matériaux sont mesurées par des essais mécaniques normalisés à l'aide d'éprouvette standard soumis à des conditions de mise en charge bien définies.

Les essais sont nombreux mais nous nous contentons de traiter seulement quelques types les plus utilisés. A partir d'essais de traction de dureté, de résilience et de fatigue on peut connaître les caractéristiques essentielles du matériau.

I.2.4. Essai mécaniques

I.2.4.1. Essai de traction:

L'éprouvette de longueur initiale L_0 , de section S , subit une force croissante jusqu'à la rupture. Le graphe traduit la relation entre les allongements de l'éprouvette et la force F .

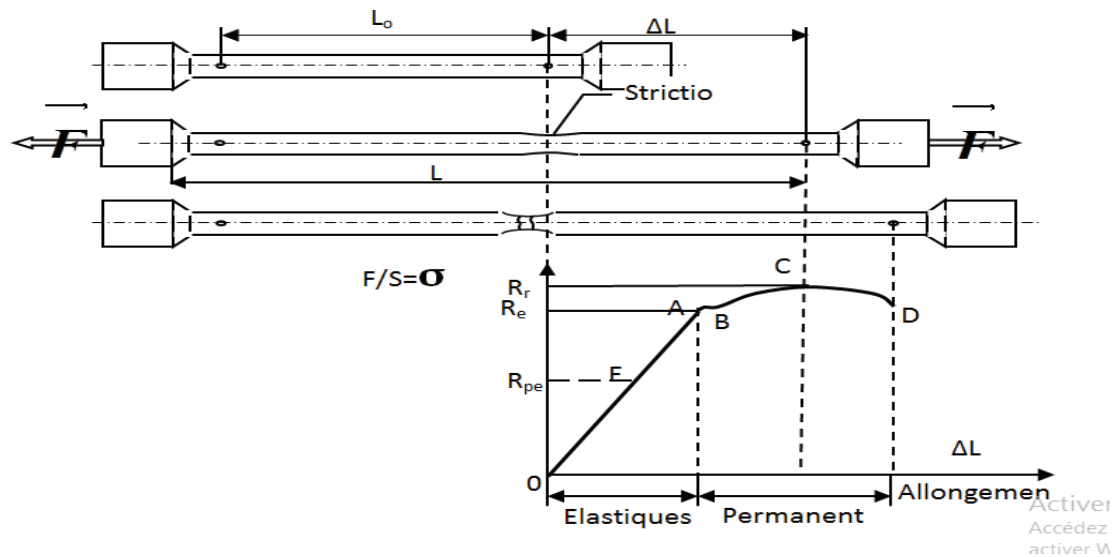


Figure. I.1. Diagrammes efforts-déformation

Re et Rm, sont exprimés en (N.mm²) sur le diagramme effort - déformation que représente On observe les phases successives suivantes:

- Entre les points 0 et A une phase élastique ou la déformation réversible, et où il y a proportionnalité entre charge et déformation, au moins en première approximation c'est la loi de Hooke, $\sigma = E.\varepsilon$
- De A à B, une déformation permanente homogène appelée aussi déformation plastique répartie.
- De B à C la déformation plastique se localise dans une petite portion de l'éprouvette et n'est plus homogène c'est la striction, on aboutit à la rupture en C .[1]

I.2.4.2.Les essais de dureté:

La dureté quantifie la résistance d'un matériau à la pénétration sous une certaine charge F (valeur sans dimension) Elle est fonction de:

- Déformations élastiques et plastiques.
- Forces de frottements sur la surface du matériau.
- Géométrie du pénétrateur.
- Force appliqué.

1) Essai de dureté Brinell:

L'essai a été édité dès 1924. IL consiste à faire pénétrer dans le métal à tester, une bille polie de forme sphérique en acier trempé ou en carbure de tungstène (Fig. I.2). Le diamètre D utilisé peut valoir 1 mm, 2,5 mm,5mm et 10mm. La charge appliquée sur le métal est maintenue pendant 15 à 30 s selon le solide. Après l'annulation de la charge, la bille laisse dans le métal une empreinte circulaire permanente dont on mesure le diamètre d. [1]

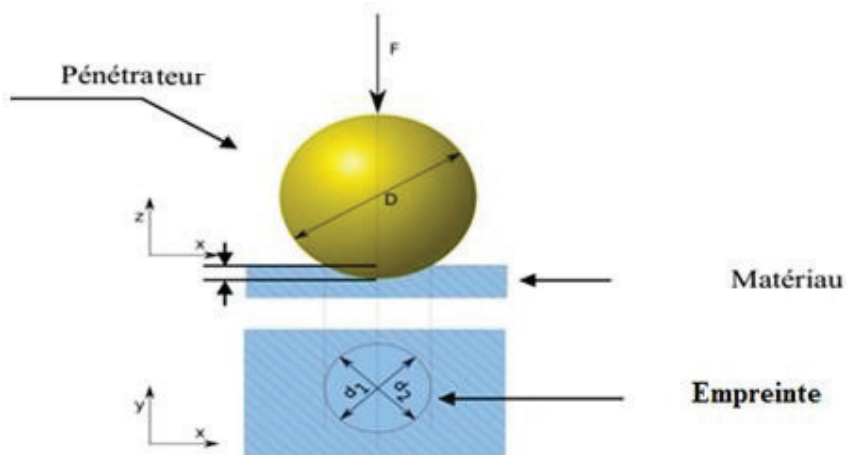


Figure I.2. Principe de dureté brinell [1].

La force f étant exprimée en (kg), le diamètre de l'empreinte d'en (mm) et la dureté Brinell HB est exprimée en (kgf/mm²) selon la relation suivante :

$$HB = \frac{2P}{\pi D(D - \sqrt{D^2 - d^2})}$$

Avec :

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

2) Essai de dureté Vickers:

IL consiste à imprimer dans le métal testé une empreinte avec un pénétrateur en diamant de forme géométrique pyramidale à base carrée et d'angle au sommet entre deux faces opposées de 136°, sous l'action d'une force connue. On mesure la diagonale de l'empreinte carrée laissée par le pénétrateur (fig. I.4).

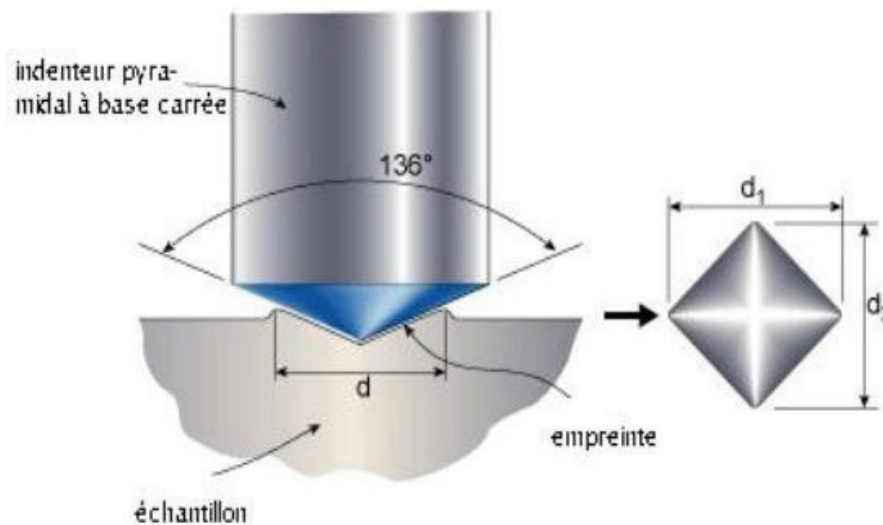


Figure I.3. Principe de dureté Vickers. [1].

Généralement la gamme des forces utilisables (5 à 100 kg) permet d'appliquer cette méthode avec toutes les dimensions d'échantillons. Pour des raisons de fiabilité de l'essai, la force est choisie de telle manière à donner une empreinte ayant la diagonale moyenne inférieure aux deux tiers de l'épaisseur. D'autres sources préconisent que la profondeur de pénétration ne dépasse pas le huitième de l'épaisseur de la pièce à tester [2].

La force F étant exprimée en (kg), le diamètre de l'empreinte d'en (mm) et la dureté Vickers est exprimée en (kgf/mm²) selon la relation suivante :

$$HV = \frac{1.854P}{d^2}$$

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2}$$

L'essai de Vickers est celui qui fournit la plus grande diversité de renseignement. Il possède deux avantages principaux: être souvent non destructifs et pouvoir être répété un grand nombre de fois; c'est-à-dire se prêter à une interprétation statistique (dislocation des diagonales d'empreinte suivant une loi gaussienne) [2].

I.2.4.3. Essais de flexion :

Cet essai a pour but de déterminer la variation de la flèche (f_m) due à la charge qui s'applique au milieu qui développe une flexion simple (figI.5).

En variant les nuances de la poutre et leur dimension pour mesurer expérimentalement (f_m), puis faire une identification entre les deux résultats (f_m)_{th}=(f_m)_{exp} puis extraire la valeur de "E"[3].

On démontre théoriquement que:

$$f_m = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I_z}$$

Avec :

$$I_z = \frac{bh^3}{12}$$

$$\rightarrow f_m = \frac{F \cdot l^3}{4 \cdot E \cdot bh^3} \text{ ce qui donne } E_{exp} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot f_m \cdot I_z}$$

F : Force concentrée appliquée au point (A).

l : distance mesure entre les appuis (mm).

b : base de la poutre (mm).

h : hauteur de la poutre (mm).

I_z : moment d'inertie de (S) par rapport à l'axe (z).

f_m : flèche mesurée au point (A).

E_{exp} : module d'élasticité longitudinal recherché.

I.2.4.4. Essai de fatigue:

Pour simplifier la machine d'essai et la conduite d'essai de fatigue on applique aux éprouvettes des contraintes maximales variant suivant une loi harmonique.

Pour connaître dans tous les cas l'endurance des matériaux c'est à dire l'amplitude à résister au phénomène de fatigue il suffit d'exercer sur des éprouvettes échantillons des contraintes Variables alternées, ondulées, répétés ... et ceci avec tous les modes de sollicitations, simples ou composés parmi tous les types d'essais de fatigue nous signalerons les plus utilisés. [4]

1) Essai de traction – compression :

l'éprouvette généralement cylindrique, est fixe a un bati par l'intermédiaire d'un dynamomètre et l'autre extrémité sur un organe spécial qui peut être animé d'un mouvement harmonique de faible amplitude initialement on applique a l'éprouvette une force statique constante F_m qui peut être soit puis sollicité n l'éprouvette par une force variable suivent une loi harmonique l'effort sur l'éprouvette varie suivant la loi [5]:

- $F = F_m + F_0 \sin(\omega t)$.
- F_m : force statique constante.
- F₀ sin(ωt) : force variable suivant une loi harmonique a amplitude maximale F₀.

2) Essai de torsion :

le principe de fonctionnement de la machine d'essai de fatigue en torsion est la pièce en torsion en lui imposant un couple variable suivant la loi [4] :

$$M=M_m+M_0\sin(\omega t)$$

M_m : moment de torsion statique constante.

$M_0\sin(\omega t)$: moment variable suivant une loi harmonique a amplitude maximale M_0 .

I.3.ETUDE DU PHENOMENE DE FATIGUE :

I.3.1.Introduction :

L'expérience industrielle montre que les ruptures de pièces de machines ou de structure en fonctionnement normal, sont le plus souvent dues à la fatigue.

Habituellement, le phénomène de la fatigue est présenté comme un processus par lequel des dommages s'accumulent dans le matériau lors de l'application de charges variables.

Ces dégradations peuvent éventuellement provoquer une rupture, même si la charge maximale est bien inférieure à celle qui est requise pour atteindre la limite d'élasticité du matériau. En fait la fatigue est un phénomène qui produit localement une diminution de la résistance du matériau de construction. Ce matériau peut être un alliage métallique, un polymère ou un matériau composite comme le béton armé ou un plastique renforcé par des fibres.

Afin de préciser les différents aspects de la fatigue des métaux, nous donnons les définitions nécessaires du phénomène de fatigue des éprouvettes de petites dimensions, sollicitées dans des conditions simples, permettant de distinguer les différents domaines où la fatigue peut apparaître ou non. Nous décrirons ensuite les modifications des propriétés physiques et structurales qui accompagnent la répétition des cycles d'efforts et qui conduisent à la fissuration du métal. Enfin, nous énumérerons brièvement les principaux facteurs dont dépend l'endurance d'une pièce, qu'ils soient d'ordre métallurgique, géométrique, liés aux conditions de sollicitation, ou dépendants des conditions d'environnement [1].

I.3.2. Fatigue et endurance :

I.3.2.1.Définitions :

La fatigue désigne l'endommagement d'une pièce sous l'effet d'efforts variables : forces appliquées, vibrations, rafales de vent... Alors que la pièce est conçue pour résister à des efforts donnés, l'application et le retrait d'efforts plus faibles peut provoquer sa rupture : si une vis de diamètre 6 mm peut tenir un objet d'une tonne, elle peut en revanche casser si on lui suspend un objet de 100 kg un million de fois de suite.

La fatigue est un processus (succession de mécanismes) qui sous l'action de contraintes ou déformations variables dans le temps modifie les propriétés locales d'un matériau. Ces dernières peuvent entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la structure. La fatigue est notamment caractérisée par une étendue de variation de contrainte qui peut être bien inférieure à la limite d'élasticité du matériau. Les étapes principales de la ruine par fatigue d'un assemblage sont l'amorçage de fissures (si des défauts ne sont pas déjà présents dans le matériau), la propagation de fissures et la rupture finale.

Les contraintes sont définies par l'amplitude maximale atteinte au cours d'un cycle σ_{max} par la valeur moyenne de la contrainte σ_m par le rapport de la contrainte minimale à la contrainte maximale R.[1](Voir figure I.5)

En générale, la fatigue se produit sans déformation, plastique d'ensemble, mais avec une déformation plastique très localisée, d'abord autour des défauts à fond d'entaille ou en surface, ensuite à l'extrémité de la fissure une fois que celle-ci s'est formée. Il en résulte que la mesure de cette déformation est extrêmement difficile.

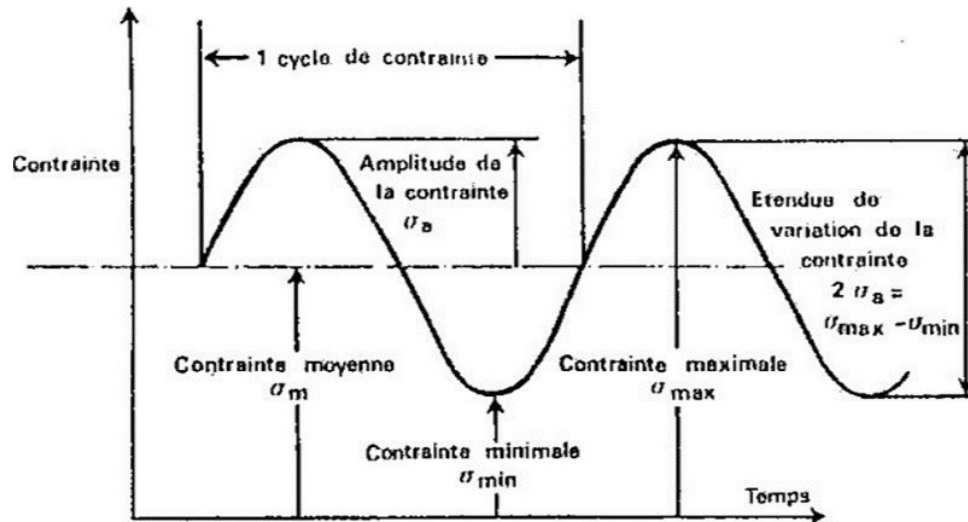


Figure I.5.Cycle de contrainte de la fatigue [5].

En général, la fatigue a lieu lorsqu'on est en présence d'efforts variables dans le temps. Ce qui est bien particulier à la fatigue et qui en fait le danger, c'est que la rupture peut se produire pour des contraintes apparentes relativement faibles, souvent bien inférieures à la traction et même à la limite d'élasticité du métal, lorsque leur application est répétée un grand nombre de fois [1].

I.3.2.2.Limite de fatigue :

Pour une contrainte moyenne σ_m donnée, c'est la plus grande amplitude de contrainte pour laquelle il n'est pas observé de rupture après un nombre infini de cycle. Dans le cas particulier des aciers, il est expérimentalement constaté que ce nombre infini peut être ramené à 107 cycles. En revanche, pour les aciers en présence de corrosion et pour certains alliages d'aluminium, de cuivre ou de titane, cette limite de fatigue reste théorique et sans intérêt puisque tous les mécanismes ont une durée de vie limitée par suite de l'usure, la corrosion ou d'autres causes inhérentes à leur service même; on est donc conduit à utiliser une autre grandeur appelée limite d'endurance [2].

I.3.2.3. Limite d'endurance :

Pour une contrainte moyenne σ_m , la limite d'endurance est la plus grande amplitude de contrainte pour laquelle il est constaté 50% de rupture après un nombre fini N (appelé censure) de sollicitations. La limite d'endurance en contraintes purement alternées s'écrit $\sigma_D(N)$ [3].

Cette valeur peut être déterminée à l'aide de méthodes statistiques. Dans le cas des aciers, la censure est généralement de cycles, mais on peut déterminer expérimentalement la limite

d'endurance pour des censures différentes, suivant la nature du matériau ou de la pièce essayée. Ce sera par exemple cycles pour un rail de chemin de fer, 2*cycles Pour une pièce soudée d'après plusieurs auteurs et particulièrement de la référence [2].

I.3.3. Durée de vie :

La durée de vie est généralement mesurée par le nombre de cycles à rupture N. L'exécution de n cycles (n<N) entraîne un certain endommagement de la pièce qu'il est important de chiffrer car il détermine sa capacité de vie résiduelle et donc peut indiquer s'il faut ou non remplacer la pièce pour éviter un accident [1].

I.3.3.1. Contraintes appliquées :

En service ou au cours d'essai de laboratoire, les efforts appliqués peuvent être des sollicitations de type simples, par exemple de traction-compression, de flexion ou de torsion, ou résulter d'une combinaison de ces sollicitations [2].

Généralement, au cours d'essais de fatigue, la contrainte appliquée varie suivant une fonction du temps approximativement sinusoïdale, ceci en raison des seules possibilités de fonctionnement des machines ou pour des raisons de commodité dans le traitement des résultats d'essai.

I.3.3.2. Contrainte nominale :

La contrainte prise en charge au cours de l'essai de fatigue est une contrainte nominale. Elle est calculée par rapport à la section nette de la pièce ou de l'éprouvette considérée, à l'aide de formules usuelles de la résistance des matériaux et relative au domaine élastique. Elle ne fait pas intervenir la concentration de contrainte due à des entailles, ou à d'autres causes [2].

La contrainte calculée est exprimée en newton par millimètre carré (N/mm²) ou en Mega pascal (1 MPa= 1 N/mm²).

I.3.3.3. Cycle de contrainte :

C'est la plus petite partie de la fonction contrainte-temps qui se répète périodiquement. Il existe plusieurs termes et symboles pour décrire le cycle de contrainte, parmi lesquels on peut citer [2] :

- la contrainte maximale (σ_{max}) : valeur maximale algébrique de la contrainte au cours d'un cycle de contrainte ;
- la contrainte minimale (σ_{min}) : valeur minimale algébrique de la contrainte au cours d'un cycle de contrainte ;
- la contrainte moyenne (σ_m) qui est définie par la valeur algébrique :

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_{min} + \sigma_{max})}{2}$$

- l'amplitude de contrainte (σ_a), appelée aussi contrainte alternée, définie par la valeur :

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{2}$$

- le rapport de contrainte (R_σ), définie par le rapport algébrique : $R_\sigma = \sigma_{max} / \sigma_{min}$.
- L'étendu de variation de la contrainte ($2R_\sigma$) qui est la différence algébrique entre la contrainte maximale et la contrainte minimale du cycle de contrainte :

$$2R_{\sigma} = (\sigma_{max} - \sigma_{min})$$

I.3.4. Diagrammes représentatifs :

Pour présenter de manière facilement utilisable les résultats d'essais de fatigue, il existe un assez grand nombre de méthodes ou arrangement possibles, des paramètres utilisés en fatigue :

- Temps : sous la forme d'un nombre de cycles N [2].
- contraintes.
- statiques (Re, Rm) .
- dynamiques ($\sigma_m, \sigma_a, \sigma_{max}, \sigma_{min}, \sigma_D$) .

Parmi toutes les méthodes existantes, nous développerons les plus utilisées et les plus riches en renseignements [2].

I.3.4.1. Courbe de Wöhler :

Cette courbe est appelée courbe S-N (Stress-number of cycles) dans les pays anglo-saxons.

Universellement connue, la courbe de Wöhler est la plus ancienne et la seule qui permet de visualiser la tenue de la pièce ou des matériaux dans tout le domaine de la fatigue.

Chaque pièce est soumise à des cycles d'efforts périodiques, NR est le nombre de cycles

au bout duquel la rupture se produit. Pour plus de commodité, ce nombre NR est reporté en abscisse sur une échelle logarithmique et la contrainte est reportée en ordonnée sur une échelle linéaire [2].

Pour tracer une telle courbe, on réalise généralement des essais à contrainte moyenne constante et on fait varier l'amplitude du cycle de contrainte appliquée.

Ainsi, à chaque pièce essayée correspond donc un point du plan (T, N) et à partir d'un certain nombre d'essais à contraintes généralement décroissantes, on peut tracer une courbe qui a l'allure donnée sur la (figure II.2).

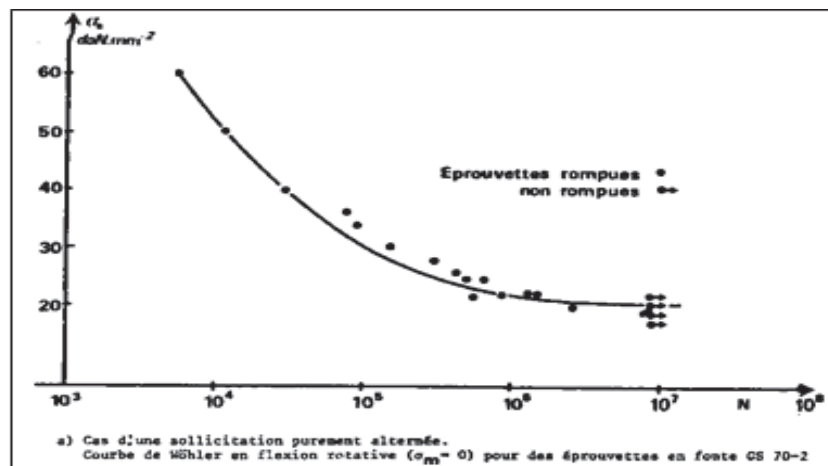


Figure I.6. Exemple de courbe de Wöhler [2].

Dans le cas des aciers, la courbe de Wöhler présente en général une asymptote horizontale correspondant à une contrainte dont la valeur est, par définition, la limite de fatigue.

En revanche, pour certains alliages d'aluminium, de cuivre, ou titane et dans le cas d'essais de fatigue sous corrosion, la courbe de Wöhler ne prend pas d'asymptote pour les grands nombres de cycles et il n'est pas sûr que la limite de fatigue existe. Une courbe de Wöhler comprend trois domaines [2] :

- le domaine de la fatigue olygocyclique où les ruptures, précédées d'une déformation plastique globale notable, surviennent après un petit nombre de cycles ($NR < 105$) ;
- le domaine d'endurance limitée ($NR > 105$ cycles) où les ruptures surviennent systématiquement après un nombre limité de cycles croissant, avec la décroissance de la contrainte.
- Entre ces deux derniers domaines, la courbe de Wöhler présente un coude plus ou moins prononcé, compris entre 106 et 107 cycles. Pour certains alliages d'aluminium, ce coude est beaucoup moins net.

I.3.5. Conditions de sollicitation :

I.3.5.1. Nature des efforts :

Pour une même éprouvette, essayée sous une même amplitude de la contrainte périodique, à la même fréquence et à la même température, la répartition et, par suite, les gradients des contraintes à travers la section la plus chargée, seront différents selon la nature des efforts appliqués. Pour des efforts axiaux, traction ou compression, les contraintes sont uniformes dans la section, tandis qu'en flexion ou en torsion elles sont maximales en surface et nulles au centre sur la fibre neutre. Ces différences de gradient, qui entraînent des variations importantes dans le volume de métal déformé, conduisent à des différences de limite d'endurance σ_D qui décroît de la flexion (plane ou rotative) à la traction-compression puis à la torsion [4].

I.3.5.2. Effet de surcharge et de sous charge :

Une surcharge temporaire peut conduire à dépasser localement la charge de rupture du matériau et produire un endommagement irréversible sous forme d'une fissure.

Celle-ci pourra se propager ensuite, sous l'effet de la concentration de contrainte qu'elle Provoque à son extrémité, même une sous contrainte moyenne qui autrement ne conduirait Pas à rupture : c'est l'effet de surcharge (over stressing), d'autant plus grand à craindre que le matériau est plus sensible à l'effet d'entaille.

Inversement, si l'on soumet le matériau à des contraintes périodiques inférieures à sa limite d'endurance on peut avoir localement des micro-déformations plastiques, qui relâcheront les concentrations de contraintes et écrouiront, le matériau, le rendant apte à supporter des contraintes plus élevées : Ces, l'effet de sous-charge (under stressing) qui pour, es matériaux les plus adaptables, penne, de relever la limite d'endurance de façon sensible (10 à 20 %).

I.3.5.3. Influence des contraintes résiduelles :

Aux contraintes appliquées se superpose l'effet des contraintes résiduelles, qu'elles soient à l'échelle microscopique, par exemple entre grains voisins, ou à l'échelle macroscopique de la pièce, par suite des usinages ou des traitements thermiques.

Toute contrainte résiduelle stable ayant un sens opposé à la contrainte de travail aura une influence bénéfique sur la limite d'endurance. Dans le cas où cette contrainte résiduelle peut être quantifiée, sa valeur sera donc ajoutée algébriquement à la contrainte moyenne σ_m de travail correspondante si elles sont dans le même plan, et géométriquement si elles sont dans des plans différents, (traction et flexion/torsion). Dans le cas où elle ne peut être estimée, mais où il existe de bonnes raisons de croire qu'elle se soustrait à la contrainte de travail, sa non prise en compte ira dans le sens de la sécurité [3].

I.3.5.4. Influence de la fréquence :

Par suite de l'existence de frottement intérieur, il y a retard de la déformation sur la contrainte. Dans le cas de contraintes périodiques, on voit apparaître alors un cycle d'hystérésis de la déformation en fonction de la contrainte dont l'inclinaison varie avec la séquence des cycles. Si cette fréquence augmente, la déformation plastique maximale atteinte par une même amplitude de contrainte diminue et, par suite, l'endurance se trouve augmentée, tout au moins tant que cette augmentation de fréquence n'entraîne pas un échauffement de l'éprouvette. Inversement si la fréquence diminue, il en sera de même de l'endurance, principalement à cause de l'environnement.[4]

I.3.5.5. Influence de la température :

La limite d'élasticité et la résistance à la traction diminuent lorsque la température s'élève, il en sera de même de la limite d'endurance qui leur, est, proportionnelle ; par contre,

l'augmentation des possibilités d'écoulement avec l'élévation de température diminue la sensibilité à l'effet d'entaille. Ceci tant que n'apparaissent pas des phénomènes durcissant au cours même de l'essai de fatigue (comme le vieillissement dynamique sous contrainte) qui alors, élèvent les caractéristiques mécaniques, pour calculer l'effet de l'élévation de température sur la limite d'endurance, à partir des courbes de variation de résistance à la traction ou de dureté à chaud, il est nécessaire de tenir compte des vitesses de déformation dont dépendent la position et l'amplitude des phénomènes durcissant qui peuvent se produire [4].

I.3.5.6. Fatigue sous corrosion : [6]

Lorsqu'une pièce est soumise à un environnement agressif, son comportement en fatigue est modifié. L'action du milieu intervient sur le temps d'amorçage d'une fissure et sur la vitesse de propagation de celle-ci

La réduction du temps d'amorçage est liée soit aux piqûres de corrosion, soit à la dissolution des couches métalliques de surface. Dans ce dernier cas, les différents mécanismes possibles sont les suivants :

- réduction de l'énergie de surface favorisant la formation des marches de glissement,
- dissolution des obstacles de surface aux empilements de dislocations,

- attaque électrochimique des régions déformées plastiquement,
- attaque électrochimique jusqu'à rupture d'un film protecteur en surface.

Un environnement gazeux peut avoir également une influence importante sur la limite d'endurance, c'est le cas en particulier de l'acier dans l'air humide. On attribue généralement ce phénomène à une fragilisation par l'hydrogène produit par la dissociation de la vapeur d'eau près des sites d'amorçage.

Signalant seulement que, pour supprimer la fissuration en milieu corrosif, de nombreux moyens ont été essayés; par exemple, l'emploi d'un acier inattaquable dans le milieu considéré, l'exécution d'un revêtement protecteur, une modification de la composition superficielle (phosphatation, nitruration, cémentation), l'usage des inhibiteurs de corrosion, le développement de précontraintes superficielles de compression (grenailage), etc.

Solution :

La prévention de la rupture par fatigue repose sur la maîtrise de différents ingrédients :

- la connaissance du chargement
- la conception de la pièce :
- choix du matériau
- optimisation des formes : concentration de contraintes, état de surface
- maîtrise des températures
- maîtrise du processus d'élaboration (caractéristiques minimales du matériau)
- maîtrise des contraintes résiduelles
- prévision de la durée de vie et des durées entre inspections (tolérance au dommage basée sur la mécanique de la rupture)
 - le contrôle de son utilisation : inspections périodiques, validation des hypothèses initiales (températures, chargement).

CHAPITRE II.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

II.1.DONNEES GEOMETRIQUES :

II.1.1.Tracé en plan :

Ce projet fait partie de l'aménagement de la wilaya de JIJEL a oued TAMANDJER au PK L'ouvrage présente un pont en arc droit de type Bow string, le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée est dans la figure suivante :

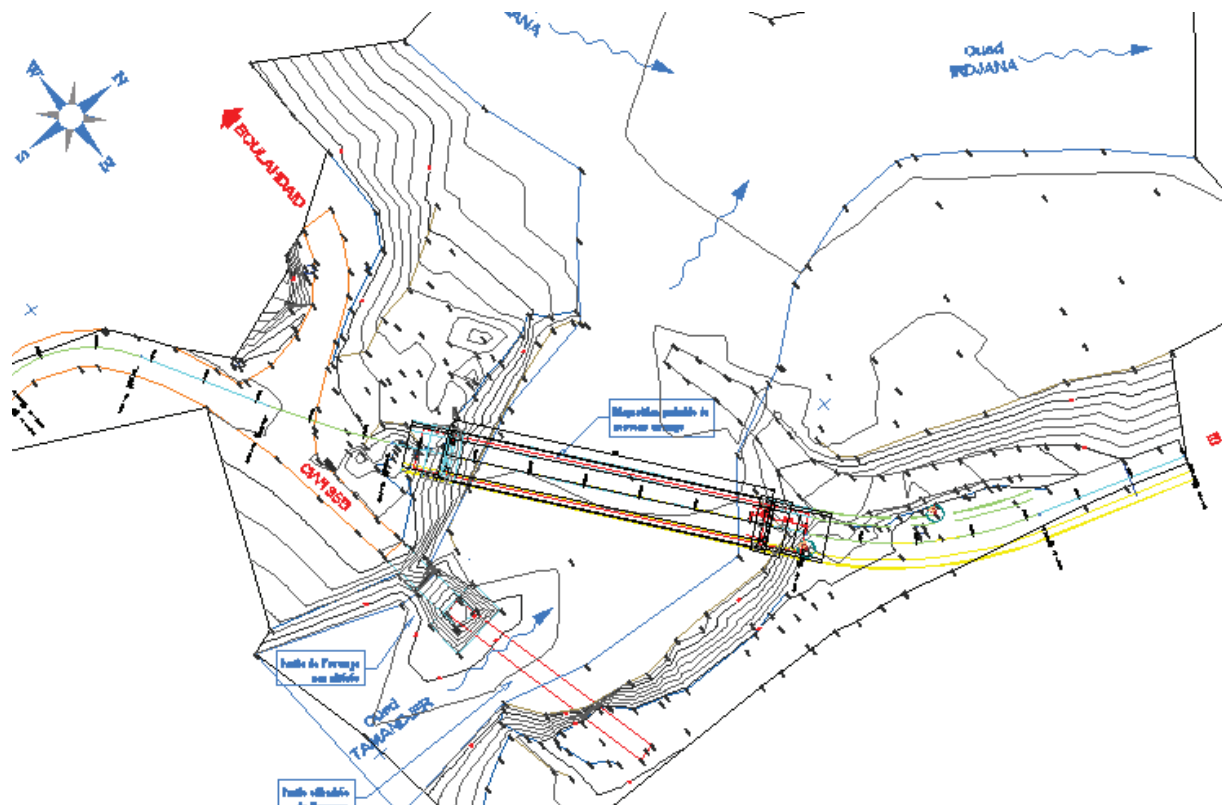


Figure .II.1. Tracé en plan de l'ouvrage

II.1.2.Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles. Longitudinalement dans notre cas sur l'ouvrage est droit

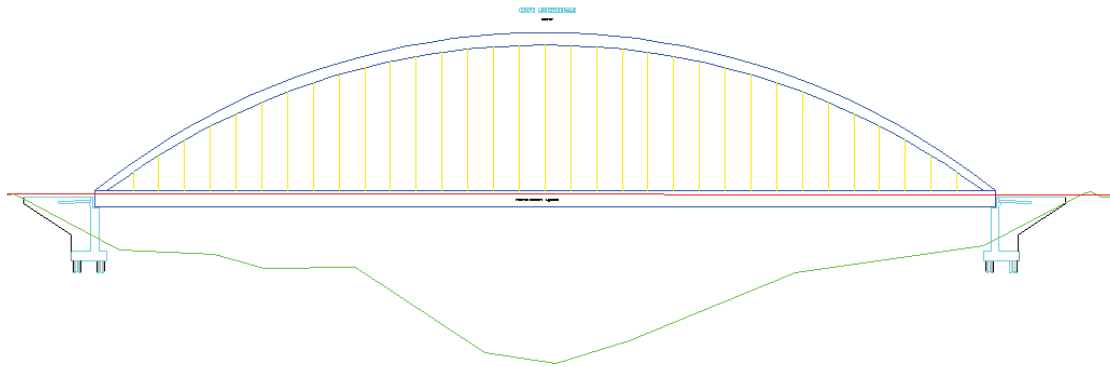


Fig. II.2.profil en long de l'ouvrage

II.1.3.Profil en travers :

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

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 8$ m.
- Nombre de voies de circulations = 02 voies.
- Dévers unique de 2,5 %.

- Largeur de trottoir : $l = 1.5$ m

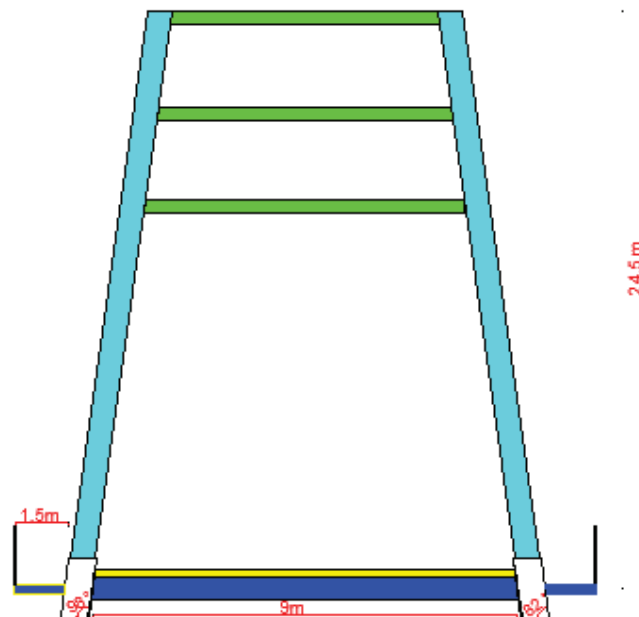


Fig. II.3.profil en travers de l'ouvrage

II.2.DONNEES NATURELLES :

II.2.1.Données géologiques (géotechniques) :

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix de type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance, paramètre rhéologique pour les problèmes de tassement et de fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

Dans les terrains abritant les fondations on peut distinguer de bas en haut :

La synthèse des résultats des deux sondages de 25 m de profondeur S-1 et S-2 permet de révéler un sous-sol marneux, surmontés par des dépôts alluvionnaire continuité des blocs centimétrique dégrés et de granite, Ces marnes sont parfois localement fissurées Ce complexe argilo-marneux est recouvert d'une couche de terre végétale d'environ 50cm d'épaisseur et droit des sondages par une plus couche d'argiles limoneuse peu sableuse d'environ 3.0m d'épaisseur.

Tableau II.1 : exemple des résultats de sondage carottés N° S1.

Profondeur (m)	Nature du sol
0-0.50	Terre végétale
0.50-2.00	Argile limoneuse peu sableuse noirâtre
2.00-5.00	Dépôt alluvionnaire continuité des blocs centimétriques dégrés et de granite
3.00-25.00	Marne grisâtre très compacte parfois fissuré

II.2.2.Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de JIJEL est classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (RPOA2008).

II.2.3. Données climatiques :

II.2.3.1. La température :

Les effets de température sont bien pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 30^{\circ}\text{C}$).

II.2.3.2. La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

II.2.3.3. Le vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (D.T.R charges à appliquer pour les calculs des ponts routes) leur intensité assimilé à une valeur caractéristique vaut :

- 2 KN/m^2 pour les ouvrages en service.
- 1.25 KN/m^2 pour les ouvrages en cours de construction.

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III .1.INTRODUCTION :

En matière de génie civil (acier, béton,...), le choix des matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés.

III .1.1.Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28jours notée f_{c28} , avec un contrôle strict, et une masse volumique normale ($\rho =25 \text{ KN/m}^3$).
Le béton est dosé à **400 kg/m3** de ciment **CPA 325**.

III .1.1.1. La résistance caractéristique à la compression :

Pour un béton âgé de j jours,

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{On a :} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,410 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

\Rightarrow

$$f_{c28} = \left\{ \begin{array}{l} 35 \text{ MPa} \text{ Pour le béton de la superstructure.} \\ 25 \text{ MPa} \text{ Pour le béton de l'infrastructure.} \end{array} \right.$$

III .1.1.2.La résistance caractéristique à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6+0,06f_{cj}$$

$$f_{t28} = \left\{ \begin{array}{l} 0,6+0,06f_{c28} = 0,6+ 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6+0,06f_{c28} = 0,6+0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa).} \end{array} \right.$$

III .1.1.3.Module de déformation longitudinal du béton « E » :

- Module de déformation instantané :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000\sqrt[3]{35} = 36000 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 11000\sqrt[3]{25} = 32160 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12103 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10820 \text{ MPa}$$

III .1.1.4. Contrainte ultime de compression :

$$F_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$$

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{En situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$F_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,87 \text{ MPa En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$F_{bu} = \begin{cases} 14,17 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ 18,48 \text{ MPa En situations accidentelles pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

III .1.1.5. Contrainte de calcul pour l'E.L.S :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction} \end{cases}$$

III .1.1.6. 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 0,15. Au cas d'un béton fissuré, ν devient nul. On prend pour les

calculs de béton la valeur. $\nu = 0,3$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

III.1.1.7. Déformation transversale du béton :

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

III.2. LES ACIERS :

III.2.1. Aciers d'armatures :

Les aciers utilisés dans notre ouvrage sont de classe **FeE500** avec une limite d'élasticité $F_e = 500$ MPa.

III.2.1.1. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité de l'acier est de : $E_s = 210000$ MPa.

III.2.1.2. Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situations durables ou transitoires.} \\ 1 & \text{En situations accidentelles.} \end{cases}$$

En fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} F_e, 110\sqrt{\mu f_{tj}}\right)$

En fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} F_e, 90\sqrt{\mu f_{tj}}\right)$

Avec : $\mu = 1,6$ Aciers à haute adhérence. et $\mu = 1$ Pour rond lisse.

III.2.1.3. Diagramme contrainte - déformation :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :

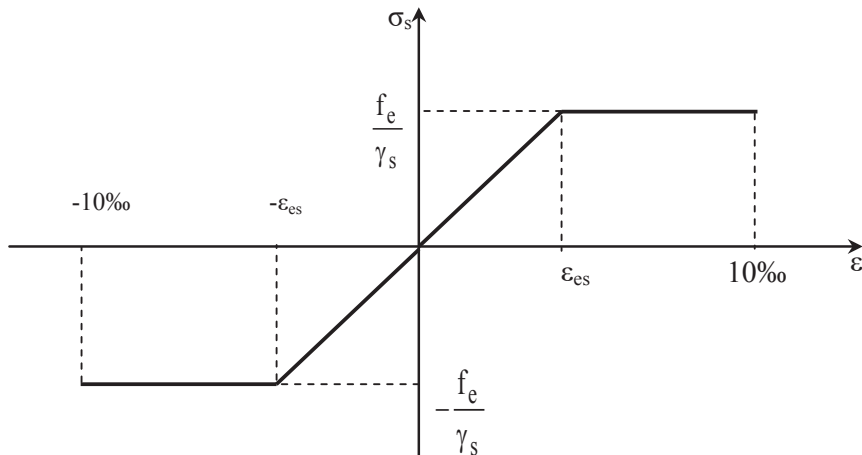


Figure III.1. Diagramme contrainte déformation

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

F_e : contrainte élastique de l'acier.

ε_s : déformation élastique de l'acier.

III.2.2. Acier de la charpente :

En construction, on définit un acier par :

- Sa limite élastique σ_e qui représente la contrainte.
- Sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales et des raidissements transversaux est un acier de type S355.

- Tableau des Contraintes limite d'élasticité f_y :

Tableau III.1. Contraintes limite d'élasticité f_y

épaisseur de plaque (t)	$t \leq 16\text{mm}$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$40 < t \leq 63$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
f_y	355 MPa	345 MPa	335 MPa	325 MPa	315 MPa	295 MPa

- Tableau des Contraintes limite à la rupture f_u :

Tableau III.2. Contraintes limite à la rupture f_u

épaisseur de plaque (t)	$t \leq 3\text{ mm}$	$3 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$	$200 < t \leq 250$
f_u	510 MPa	490 MPa	470 MPa	450 MPa

Pour les aciers couverts par le présent Eurocode, on doit prendre en compte dans calculs les valeurs de propriétés suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E_a = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- Module de cisaillement $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Coefficient de poisson $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique $\rho_a = 78\text{KN/m}^3$.

III.2.3. Les connecteurs :

On a retenue des goujons en aciers S355

III.2.3.1. Coefficients partiel de sécurité sur les matériaux :

➤ Pour l'ELU :

Tableau III.3. Coefficients de sécurité à l'ELU.

Situation de projet	γ_b (béton)	γ_s (acier passif)	γ_M (la charpente)	γ_v (goujons)
Durable et transitoire	1,15	1,5	$\gamma_{M0} = 1,0$ plastification, instabilité local	1,25
			$\gamma_{M1} = 1,1$ instabilité de l'élément.	
			$\gamma_{M2} = 1,25$ ruine de la section nette tendue	

➤ Pour l'ELS :

Tableau III.4. Coefficients de sécurité à l'ELS

γ_b (béton)	γ_s (acier passif)	$\gamma_{M.ser}$ (la charpente)	γ_v (goujons)
1,0	1,0	1,0	1,25

III.2.4. Suspentes :

Le système de suspension utilisée dans notre projet est un système de barre en acier carbone Macalloy 460, avec :

- Une résistance limite d'élasticité de 460N/mm^2 .
- Une résistance limite à la rupture de 610N/mm^2

CHAPITRE IV : CONCEPTION GENERALE ET PRE-DIMENSIONNEMENT

IV.1.CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

L'objectif dans ce chapitre est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

IV.1.1.Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la constitution du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits.

Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage sont :

- Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

Après examen de l'ensemble des données d'entrée de la conception à savoir, le tracé en plan de la route et l'obstacle franchie un oued ajoutant à ça l'aménagement prévu ce qui nous donne une portée minimale de 140 m le choix des variantes devient limité à notre avis à trois type (bien sûr en tenant compte de l'aspect économique et esthétique vu qu'il ya un aménagement touristique pour cette zone). Nous proposons les trois variantes suivantes :

- Variante 1 : pont mixte a bipoutres.

- Variante 2 : pont mixte quadri poutre.

➤ Variante 3 : pont mixte Bow string.

IV.2. VARIANTE N°1 : PONT MIXTE A BIPOUTRES :

IV.2.1. Description de la première variante :

L'ouvrage est de longueur totale de 140m, nous proposons 2 travées de poutres métalliques de 70 m de long, et une largeur de 13.10m avec 2 poutres principales raccordées entre eux avec des entretoises.

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature (des gougeons). Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses : milieu urbain ou rural avec des portées principale de 30 m à 130 m.

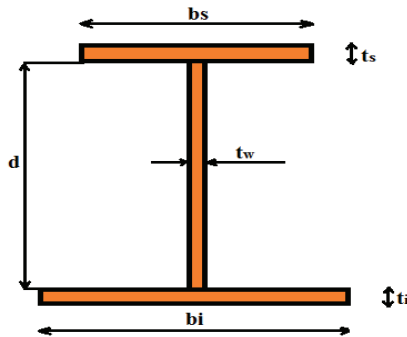


Figure. IV. 1 Dimension des poutres en acier.

IV.2.2. Pré dimensionnement de la première variante bipoutre :

Le pré-dimensionnement est fait selon le document SETRA « Pont mixtes acier-béton»

Dans notre cas on a 2 travées de 70 m.

L_t : Largeur Totale du tablier =13.15m

X : porté déterminante

✓ Epaisseur de la dalle :

Pour $E \geq 6m$, on prend :

- $e_m = 25cm$.

- $e_p = 30cm$.

✓ Entraxe entre poutres :

On a $0.5 * Lt \leq E \leq 0.55Lt$

Donc : $6.575m \leq E \leq 7.23 m$

On prend $E = 7 m$

✓ Elancement de la poutre :

On : $\frac{X}{25} \leq H \leq \frac{X}{22}$

Donc : $\frac{70}{25} \leq H \leq \frac{70}{22}$ le résultat est : $\leq 2.8m \leq H \leq 3.18m$

On prend : $H = 3m$.

✓ L'épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- de l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Une condition conduit à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0,005 H$$

Donc $t_w = 18mm$

✓ Largeur et épaisseur des semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- de résistance.
- d'instabilité.

Une condition d'usinage et de voilement local conduit en général à

$$400mm \leq B \leq 1300mm$$

A-Semelle inferieur :

➤ Sur appui.

Selon Le guide SETRA : $b_i = 900mm$ $t_i = 55mm$

➤ A mi- travée.

On prend : $b_i = 900\text{mm}$ $t_i = 45\text{ mm}$

B-Semelle supérieur :

➤ Sur appui :

Selon Le guide SETRA : $b_s = 700\text{mm}$ $t_s = 35\text{mm}$

➤ Sur mi travée :

On prend : $b_s = 700\text{mm}$ $t_s = 30\text{ mm}$

➤ Le nombre de poutre N : On prend un espacement (d) entre les poutres égale à 7.00m

Donc : $N = L/d$ avec $L=12.50\text{m}$, D'où $N=2$ poutres

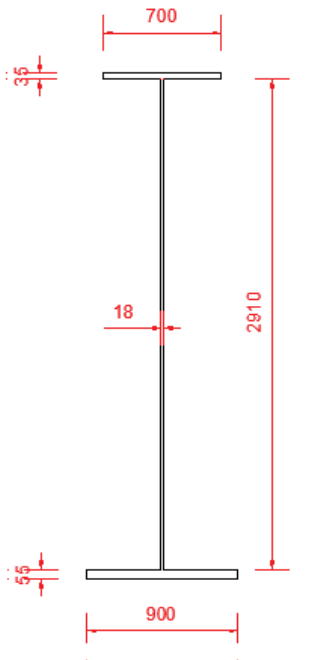


Figure IV.02 : Section de poutre sur appui.

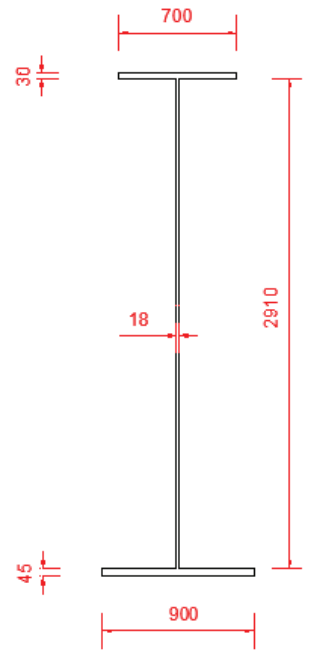


Figure IV.03 : Section de poutre à mi travée

✓ Entretoise :

L'élancement des entretoises d'après SETRA :

$H_e=1500\text{mm}$

L'âme :

$10 < t_w < 25\text{mm}$

On a pris une épaisseur $t_w = 20\text{mm}$.

Semelle :

$$220 < B_s < 500 \text{ mm}$$

$$220 < b_i < 500 \text{ mm}$$

Pour cette variante le choix des largeurs des semelles est de :

Entretoise d'about :

$$B_s = 400 \text{ mm} ; b_i = 400 \text{ mm.}$$

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs est de :

$$t_s = 40 \text{ mm} ; t_i = 40 \text{ mm.}$$

Entretoise intermédiaire :

$$B_s = 300 \text{ mm} ; b_i = 300 \text{ mm.}$$

Ainsi que leurs épaisseurs respectifs est de :

$$t_s = 30 \text{ mm} ; t_i = 30 \text{ mm.}$$

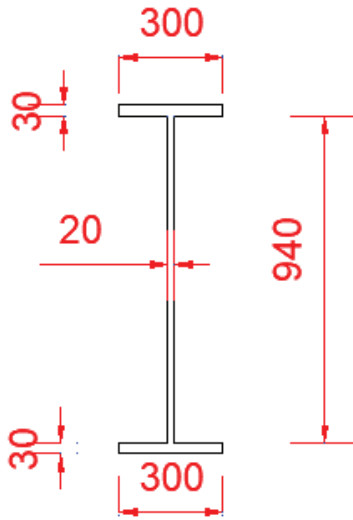


Figure IV.04 : Sections d'entretoises intermédiaires

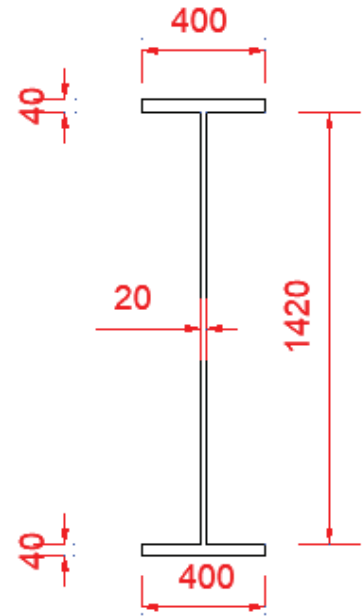


Figure IV.05 : Sections des entretoises d'about.

✓ Calcul du Poids :

❖ Poutres principales :

1) Tronçon de poutre mi-travée

$$\text{Semelle supérieure} : 0.7 \times 0.03 \times 7.85 = 0.16485 \text{ t/ml}$$

$$\text{Semelle inférieure} : 0.9 \times 0.055 \times 7.85 = 0.388575 \text{ t/ml}$$

$$\text{Ame} : 2.91 \times 0.18 \times 7.85 = 0.411183 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids (t/ml)} : 0.16485 + 0.388575 + 0.411183 = 0.964608 \text{ t/ml}$$

2) Tronçon de poutre sur appuis

Semelle supérieure : $0.7 \times 0.035 \times 7.85 = 0.192325 \text{ t/ml}$

Semelle supérieure : $0.9 \times 0.055 \times 7.85 = 0.388575 \text{ t/ml}$

Ame : $2.91 \times 0.018 \times 7.85 = 0.411183 \text{ t/ml}$

Poids (t/ml) : $0.192325 + 0.388575 + 0.411183 = 0.992083 \text{ t/ml}$

Pour avoir un poids total de la poutre, on multiplie le poids du tronçon sur appui $\times 0.4$ et le poids du tronçon intermédiaire $\times 0.6$.

Poids total d'une poutre en t / ml = 0.975598 t/ml .

Poids de 2 poutres $0.975598 \times 2 = 1.951196 \text{ t/ml}$

Poids total des poutres = $0.975598 \times 140 \times 2 = 273.16744 \text{ t}$

Le poids des entretoise et accessoires, on prend 20% de plus par rapport au poids total des deux poutres.

Poids total du tablier = $327.800928 \text{ tonnes}$

❖ Dalle :

$$PD = \gamma_B \times eD \times 12 = 0.20 \times 2.5 \times 13.10 = 9.825 \text{ t/ml}$$

IV.3. VARIANTE N°2 : PONT MIXTE QUADRI POUTRES :

IV.3.1. Description de la variante :

L'ouvrage est de longueur totale de 140m, nous proposons 2 travées de poutres métalliques de 70 m de long, et une largeur de 13.10m avec 4 poutres principales avec des dimensions moins importante par rapport à la variante bipoutre.

IV.3.2. Pré dimensionnement de la deuxième variante :

✓ 1-Le pré dimensionnement de la dalle :

La dalle est en général d'épaisseur variable, 300mm au droit des poutres et 250mm entre les poutres (a mis travée).

✓ 2-Pré dimensionnement de la poutre

À l'aide du document SETRA PONT MIXTE on fait le pré dimensionnement de la poutre en I.

✓ Nombre de poutres

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement des poutres.

$$N = \frac{L_t}{d}$$

L_t : Largeur du tablier égale à 13.10m.

E : Entraxe entre deux poutres égales à 3 m.

$$N = \frac{13.15}{3} = 4.38 \text{ on prend}$$

On prend : 4 poutres

✓ Élancement de poutre

Selon SETRA, Pour un ouvrage continu on préconise un élancement de $L/30$ sur appui et $L/40$ en travée.

On prend la poutre à inertie constant :

$$H = \frac{L}{35} = \frac{70}{35} = 2\text{m}$$

Semelle supérieure

- La largeur de la semelle supérieure.

$$400 \leq b_s \leq 800 \text{ mm d'où on prend : } b_s = 600\text{mm}$$

- épaisseur de la semelle supérieure.

$$t_s = 30\text{mm}$$

✓ Semelle inférieure

- L'épaisseur de la semelle inférieure.

$$500 \leq b_i \leq 1200\text{mm d'où on prend : } b_i = 850\text{mm}$$

- épaisseur de la semelle inférieure.

$$t_i = 40\text{mm}$$

✓ L'âme : $t_w = 20\text{mm}$

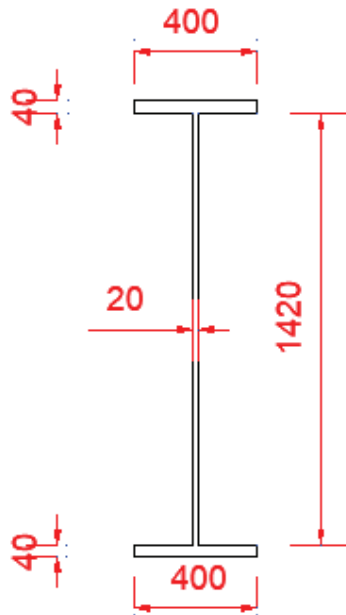


Figure.IV.06 : section de la poutre.

✓ Calcul du poids :

Semelle supérieure : $0.6 \times 0.03 \times 7.85 = 0.1413 \text{ t/ml}$

Semelle inférieure : $0.85 \times 0.04 \times 7.85 = 0.2669 \text{ t/ml}$

Ame : $1.93 \times 0.2 \times 7.85 = 0.30301 \text{ t/ml}$

Poids d'une poutre (t/ml) : $0.1413 + 0.2669 + 0.30301 = 0.71121 \text{ t/ml}$

Poids de 4 poutres $0.71121 \times 4 = 2.84484 \text{ t/ml}$

Poids totale des poutres $0.71121 \times 140 \times 4 = 398.2776 \text{ t}$

❖ Dalle :

$PD = \gamma_B \times eD \times 12 = 0.20 \times 2.5 \times 13.10 = 9.825 \text{ t/ml}$

IV.4. VARIANTE N°03 : LE BOW STRING :

IV.4.1. Description de la variante :

L'ouvrage projeté est un pont mixte de type bow-string à une seule travée de 140m de longueur formé de deux arcs métalliques inclinés reliés par des suspentes avec deux tirants de rives qui sont des poutres métalliques longitudinales solidarifiées avec des pièces de pont sur lesquelles repose la dalle et la plateforme. Le contreventement supérieur entre les arcs est constitué de traverses plus des consols pour supporter les trottoirs.

La largeur utile sur le tablier est de 13.10 m et une chaussée de 9m pour la circulation des véhicules encadrés par deux trottoirs piétons de 1.5m chacun, qui repose sur des consols, les trottoirs et la chaussée sont séparées par les deux poutres principales.

IV.4.2. Caractéristiques géométriques de l'arc :

Les dimensions d'ensemble sont caractérisés par son ouverture L , mesurée entre ses naissances, et sa flèche f , qui représente la distance entre la ligne joignant ses naissances et le point le plus haut de la fibre moyenne, et l'angle α (étant la tangente entre la fibre moyenne et l'horizontal).

Ces caractéristiques sont représentées dans la figure suivante :

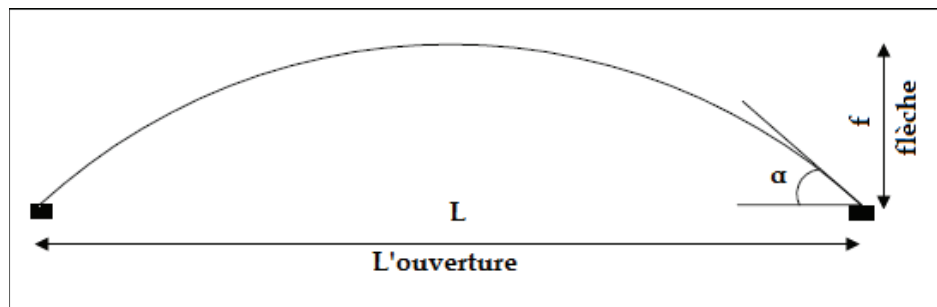


Figure IV.7: caractéristiques géométriques d'un arc.

IV.4.2.1. L'équation géométrique :

La forme générale de l'équation de la ligne moyenne d'une parabole symétrique par rapport à l'axe Z s'écrit :

$$Z = \frac{4f}{L^2} \cdot x(L - x)$$

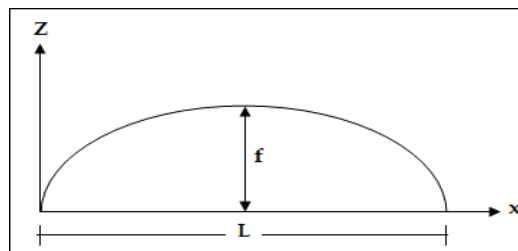


Figure IV.8: Forme parabolique de l'arc

Avec :

f : la flèche de l'arc (m).

L : l'ouverture de l'arc(m).

x : l'abscisse.

Z : la hauteur correspondante.

Selon l'équation de la tangente l'angle α est donné par la formule suivante :

$$\alpha = \arccos \frac{L}{\sqrt{L^2 + 16f^2}}$$

IV.4.2.2.L'ouverture L :

L'ouverture de l'arc dépend principalement de l'obstacle à franchir (oued, route ...).

Dans notre cas le pont franchit un oued plus les travaux d'aménagement de cet oued.

La longueur totale est de : $L = 140m$.

Donc l'ouverture de l'arc est de 140 m .

IV.4.2.3.La flèche f :

La valeur de la flèche f est comprise entre $\frac{1}{5}$ et $\frac{1}{8}$ de l'ouverture L pour des raisons économique et esthétiques, elle se rapproche de $\frac{1}{6}$ de L.

$$\text{On a } L = 140m : 17.5m \leq f \leq 28m$$

Dans les ponts en arc, les arcs ne sont en général que modérément sollicités en flexion composée dont l'effet de M est minimal devant N.

Pour déterminer l'influence des deux paramètres (f, α) sur le comportement mécanique de l'arc, l'idée est de réaliser plusieurs modèles d'analyse concernant l'arc pour tirer en finalité la valeur de chaque dimension

IV.4.2.4.Analyse :

➤ Hypothèse de l'analyse :

L'ouverture L est fixée : $L = 140m$.

La flèche f est variable.

Les valeurs des flèches considérées pour cette étude sont représentées dans le tableau suivant

Tableau IV.1 : association des valeurs de la flèche et les angles d'ouverture

L(m)	f(m)	α
140	$(L/5)=28$	38.66
140	$(L/6)=23.33$	33.68
140	$(L/7)= 20$	29.74

IV.4.2.5.Chargement :

Soit la figure suivante qui représente un arc bi-encasté, uniformément chargé :

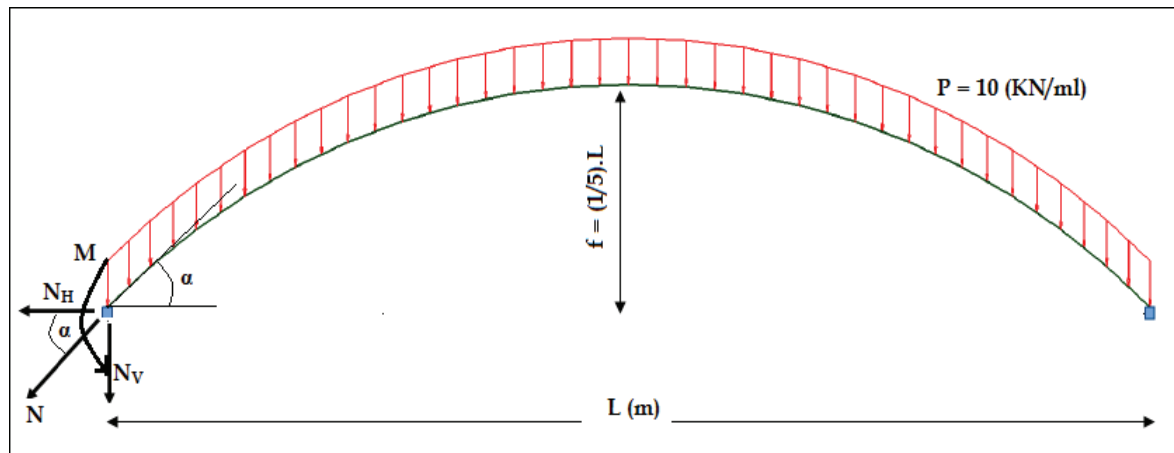


Figure.IV.9 : Arc bi-encasté, uniformément chargé avec $f=L/5$.

Avec :

P : une charge unitaire uniformément répartie ($P=1t/ml$)

N : l'effort normal engendré dans l'arc.

N^H : la composante horizontale de l'effort normal, (appelée *poussée*). $N^H = N \cdot \cos\alpha$

N^V : la composante verticale de l'effort normal. $N^V = N \cdot \sin\alpha$

M : moment d'encastrement.

➤ Résultats :

Les résultats sont obtenus en utilisant Le ROBOT 2015 :

Exemple : 1er cas :

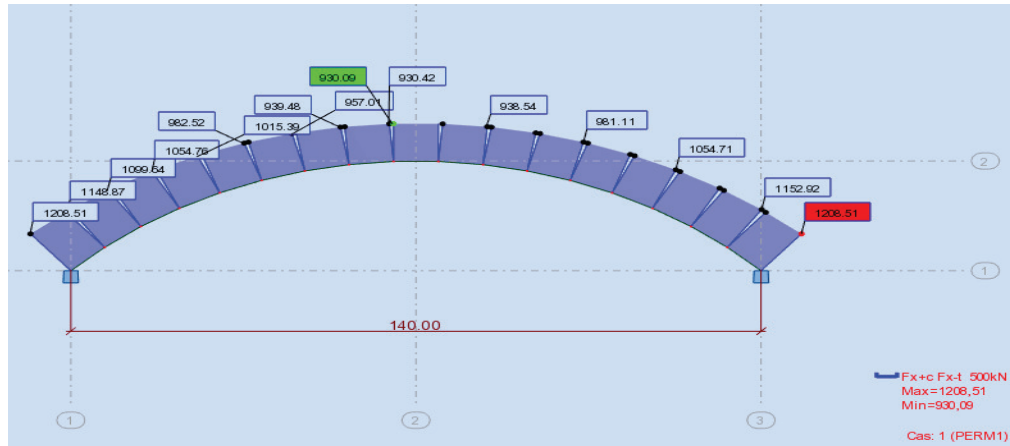


Figure .IV.10: Effort Normal

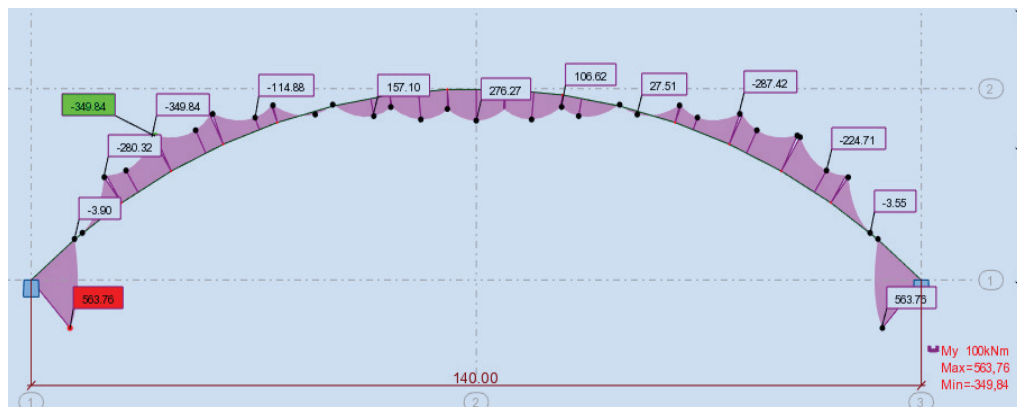


Figure.IV.11 : Moment fléchissant

D'après ces diagrammes on remarque que l'effort normal varie de 930.76kN à 1208.51kN et le moment fléchissant varie 0 de à 536.76kN.m.

Les autres diagrammes sont représentés en annexe A, de ce mémoire.

Les valeurs maximales des efforts normaux et des moments fléchissant sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau .IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus pour L=140m.

F(m)	Mmax (KN.m)	Nmax(KN)	M ^{max} /N ^{max}
1 ^{er} cas : 28m	536.76	1208.51	0.44
2 ^{eme} cas :23.33m	340.26	1329.06	0.25
3 ^{eme} cas :20m	244.21	1464.33	0.16

IV.4.2.6. Interprétation et conclusion :

En analysant les résultats précédents, et en calculant le ratio M_{max}/N_{max} pour chaque cas, on remarque :

- Si la flèche diminue l'effort normal augmente, et par conséquent la composante verticale (poussée) augmente.
- Il y a une relation inversement proportionnelle entre le ratio M/N et la flèche f .
- La composante horizontale minimale correspond à un ratio M/N max, d'où une flèche de $f=28m$.

De ces résultats, les caractéristiques géométriques de l'arc définitif sont :

- La portée : $L= 140m$.
- La flèche : $f= 24.50m$
- L'orientation $\alpha = 35$.

IV.4.3. Les sections transversales de l'arc : (traité de génie civil)

D'après le livre traité en génie civile, l'élanement

Donc : $\frac{L}{45} \leq h_1 + h_2 \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 0.71m \leq h_2 \leq 2.26m$.

Tel que : h_1 : l'élanement de la poutre tirant, $h_1= 2.4m$

h_2 : l'élanement de la poutre arc $h_2 = 1.9m$.

Les dimensionnements de la section arc sont conçu à partir des documents et les experts de l'entreprise SAPTA.

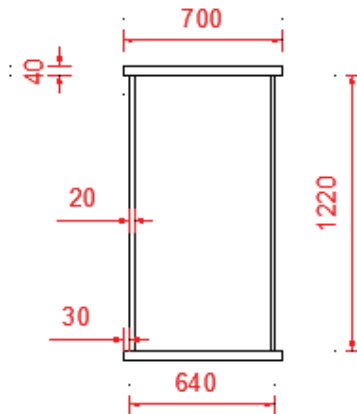


Figure IV.12 : Section transversale de l'arc.

IV.4.4.Poutre Maitresse (Tirant) :

C'est des poutres caissons a âmes inclinées

Les dimensions de la section transversales des Tirants sont prises des documents et les experts de l'entreprise de SAPTA,

- $b_s = 1000\text{mm}$. $B_i = 1100\text{mm}$.
- $T_w = 30\text{mm}$.
- $t_s = 35\text{mm}$ $T_i = 45\text{mm}$.
- L'élanement de la poutre λ doit vérifier la condition suivante :

$$h \geq \frac{L}{60} \rightarrow h \geq 2.33m$$

- On prend $h = 2400\text{ mm}$

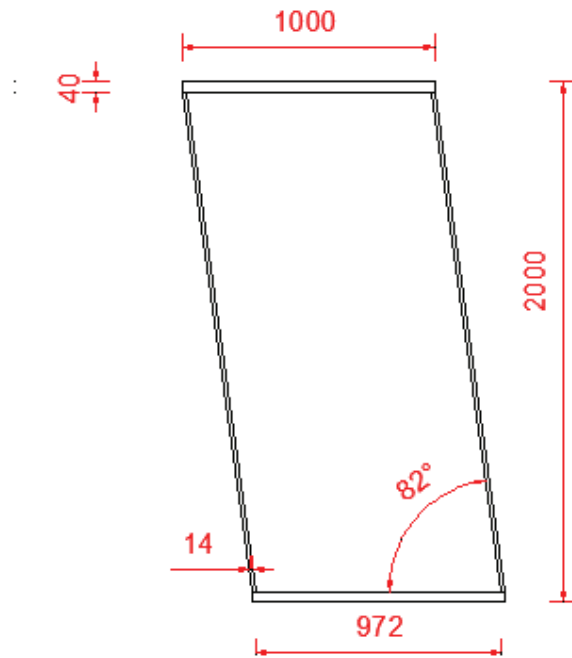


Figure. IV.13 : section transversale de tirant.

IV.4.5.Entretoises et poutres d'about :

La section transversale de tablier doit être rigidifié par des entretoises qui jouent le double rôle : reprend les charges de la dalle et les transmettre aux tirants. Elle travaille essentiellement en flexion simple.

Les poutres d'about sont disposées aux extrémités du pont pour reprendre les grands efforts engendrés par l'arc.

✓ Espacement :

Entretoise : Les tirants sont reliés par des pièces de pont tous les 4m, donc les deux tirants sont reliés tous le long de l'ouverture par 37entretoises.

Poutre d'about : deux poutre dans chaque extrémité espace de 2 m

✓ Section :

On considère que chacune des pièces des ponts est une poutre bi encastée de 9 m de long. Les dimensions de la section sont prises des documentations et des experts de l'entreprise SAPTA.

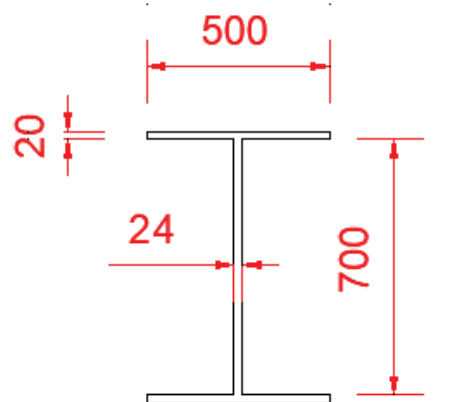


Figure. IV.14: section transversale des entretoises.

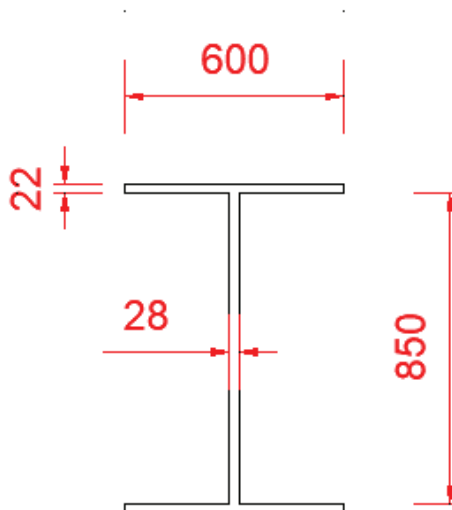


Figure .IV.15 : Section transversale d'about.

IV.4.5.1.Traverses :

Le rôle principal des traverses c'est d'assurer le contreventement des deux arcs

La section de la traverse est conçue à partir des documents et des experts de l'entreprise SAPTA :

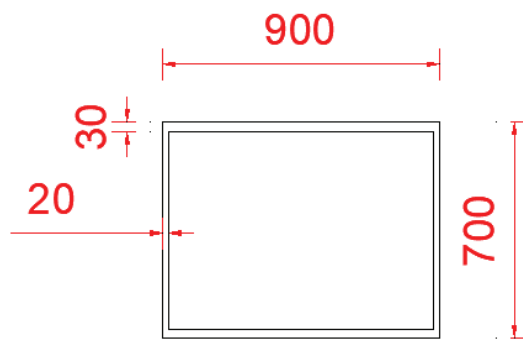


Figure. IV.16 : section transversale de la traverse aux arcs.

IV.4.6.Les consols :

C'est des IPE400 encastré en extrémité espace de 4 m pour supporter les deux trottoirs

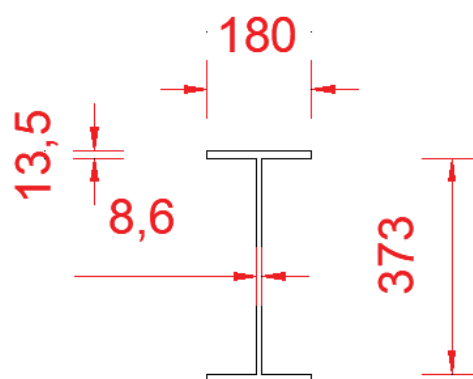


Figure .IV.17 : section transversale de l'consol

IV.4.7.Calcul du poids :

❖ Poutre Arc :

Semelle supérieur et inférieur $0.95*0.04*7.85*2=0.5966$ t/ml

Ame $1.82*0.02*7.85*2=0.57148$ t/ml

Poids de la poutre $0.5966+0.57148=1.16808$ t/ml

❖ Poutre maitresse :

Semelle supérieur et inférieur $1.1*0.04*7.85*2=0.6908$ t/ml

Ame $2.4*0.014*7.85*2=0.52752$ t/ml

Poids de la poutre $0.6908+0.52752=1.21832$ t/ml

❖ L'entretoise :

Semelle inférieur et supérieur $0.5*0.02*7.85*2=0.157$ t/ml

Ame $0.7*0.024*7.85=0.13188$ t/ml

Poids de la poutre $0.157+0.13188=0.28888$ t/ml

❖ Poutre d'about :

Semelle supérieur et inférieur $0.6*0.022*7.85*2=0.2724$ t/ml

Ame $0.028*0.85*7.85=0.18683$ t/ml

Poids de la poutre $0.2724+0.18683=0.39407$ t/ml

❖ traverse :

Semelle supérieur et inférieur $0.7*0.02*7.85*2=0.2198$ t/ml

Ame $0.54*0.03*7.85=0.12717$ t/ml

Poids de la poutre $0.2198+0.12717= 0.34697$ t/ml

❖ consol :

Semelle supérieur et inférieur $0.18*0.0135*7.85*2=0.038151$ t/ml.

Ame $0.373*0.0086*7.85=0.025184$ t/ml.

Poids de la poutre $0.038151+0.025184=0.06515$ t/ml.

Poids totale de la charpente est de 3.48147 t/ml.

IV.4.8.Définition des charges permanentes et compléments des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des Charges permanentes sont des éléments non porteurs et des installations fixes, on les appelle accessoires.

IV.4.8.1.Les éléments porteurs (Charges permanentes) :

Ces charges sont appelées CP :

Variante 1: $P_t = 19.51196 \text{ KN/ml}$

Variante 2 : $P_t = 28.4484 \text{ KN/ml}$

Variante 3 : $P_t = 34.8147 \text{ KN/ml}$

IV.4.8.2.Les éléments non porteurs (compléments des Charges permanentes) :

Ces charges sont appelées CCP, et concernent :

- ✓ Les trottoirs.
- ✓ Le revêtement et étanchéité.
- ✓ Les gardes corps.
- ✓ Les glissières de sécurité.

IV.4.8.3.Les trottoirs

Pour un seul trottoir : $P_{tro}=1.5*0.1*25=3.75 \text{ KN/ml}$

Pour deux trottoirs : $P_{tro} = 7.5 \text{ KN/ml}$

- Le revêtement et étanchéité

$P_{rev}=25*9*0.08= 18 \text{ KN/ml}$

$P_{eta}=24*9*0.035=7.56 \text{ KN/ml}$

IV.4.8.4.Les gardes corps

Le poids du garde-corps est $P = 1.25 \text{ KN/ml}$

Le poids des deux gardes corps $P = 1.25*2 = 2.5 \text{ KN/ml}$

Le poids des glissières $P=0.6 \text{ KN/ml}$

Le poids les deux $P=0.6*2=1.2 \text{ KN/ml}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.3 : Les charges des éléments non porteurs.

Superstructure	Charges KN/ml
Trottoirs	7.5
Etanchéité	7.56
Revêtement	18
Garde-corps	2.5
Glissières	1.2
Σ	42,84

IV.5.ANALYSE MULTICRITERES :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- ❖ L'économie.
- ❖ L'entretien.
- ❖ L'esthétique.
- ❖ L'exécution.

Et on essaiera aussi de prendre en considération le délai de réalisation de chaque variante.

✓ Pont mixte (bipoutre et quadri poutre) :

- Rapidité d'exécution de ce type.
- Légèreté par rapport au tablier mixte isostatique et bien sûr par rapport au tablier caisson béton armé ce qui induit une diminution dans les dimensions des appuis et fondations.
- Possibilité de franchir des grandes portées (30-150m)
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé ou la pose de la dalle préfabriquée.
- Précision d'usinage des poutres.

✓ Pont en arc Bow string :

- Possibilité de franchir des portées de plus de 200 m
- Libérer l'espace inférieur pour avoir des aménagements.
- Gabarit plus important par rapport au bipoutre et quadri poutre dont on est obligé de remonter le profil en long pour arriver au même gabarit.
- Evite la réalisation d'une infrastructure importante.
- Moins sensible à la qualité du sol de fondation.

IV.5.1.L'entretien :

Pont mixte bipoutre quadri poutre et Bow string ont un problème d'entretien périodique contre la corrosion mais ce problème a été réglé par l'utilisation des peintures de protection à caractéristique résistante au phénomène d'oxydation mais pour les deux premières variantes un autre problème s'impose c'est l'entretien des appareils d'appuis de la pile posés dans l'oued

IV.5.2.L'esthétique :

Le Bow string a une parfaite intégration du site et c'est important vu l'impact de l'esthétique sur l'environnement

IV.5.3.Contraintes :

Un tirant d'eau important dans cette zone
Aménagement des bords de l'oued, une route avec une chaussée de 6 m plus une esplanade afin de promouvoir le tourisme dans cette zone

IV.5.4.L'économie :

Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une simplification des formes.

Nous avons donc à développer quelques idées générales et à donner quelques ratios permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques, en dernier nous allons faire un devis estimatif et quantitatif.

➤ Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

- le tablier :

Dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la Portée.

- les appuis (piles et culées) :

Hors fondations, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural.

- Les fondations :

Dont l'estimation précise est toujours délicate car, malgré les sondages, leur exécution réserve souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère d'une solution à l'autre.

Le prix des fondations est rapporté de façon très sommaire au mètre cube de béton de semelle et/ou de pieu. Il comprend le béton, les armatures, le coffrage, le forage des pieux, etc.

Le Bow string ne nécessite pas une infrastructure importante seulement des culées

- Les prix généraux :

Comprennent des prestations rémunérées par des prix souvent forfaitaires, l'installation de chantier, études d'exécution, épreuves, contrôles de laboratoire, etc.

On adopte en moyenne une valeur de l'ordre de 12 % du prix total de l'ouvrage.

- Tablier :

Aciers passifs : 140 à 180 kg par m³ de béton.

Aciers actifs : 70 à 95 kg par m³ de béton

Tableau .IV.4 : Devis estimatif et quantitatif

Quantités et prix unitaire	PONT MIXTE BIPOUTRE	PONT MIXTE QUADRIPOUTRE	PONT ARCBOW STRING
Volume du béton tablier (m ³)	550.2	552.2	378
Tonnage d'acier PRS /ensemble de poutre (t/ml)	1.951 +20%	2.844 +20%	3.415
Tonnage d'acier PRS totale (t)	327.800	398.277	840
Tonnage d'acier passif (t)	254	254	254
Tonnage d'acier actif (t)	-	-	-
Nombre d'appareil d'appuis (U)	2	4	4
Nombre de joints de chaussées (Ml)	3	3	2
Prix unitaire acier passif (DA/t)	150 000	150 000	150 000
Prix unitaire acier actif (DA/Kg)	-	-	-
Prix unitaire de béton (DA/m ³)	21000	21000	21000
Prix unitaire acier PRS (DA/t)	320000	320000	320000
Prix unitaire appareil d'appuis	90 000.00	90 000.00	90 000.00
Prix unitaire du joint de chaussée (DA/ml)	80 000.00	80 000.00	80 000.00
Cout total béton (DA)	11554200	11554200	7938000
Cout total PRS (DA)	104640000	127360000	208800000
Cout total acier passifs (DA)	38 100 000	38 100 000	38 100 000
Cout total acier actif (DA)	-	-	-

Cout total des joints de chaussées (DA)	240000	240000	160000
Cout total des appareils d'appuis (DA)	360000	360000	180000
Prix totale des piles et fondations pour pile (DA)	17827010	17827010	-
Cout final de tablier (DA)	171921210	195441210	248033000

IV.5.5.conclusion :

Après la comparaison entre les trois variantes selon les critères de choix cités précédemment on a opté pour la variante pont en arc Bow string car elle répond mieux aux critères de choix et elle est compatible aux conditions naturelles et environnementales imposées par le site surtout la partie respect du gabarit de la route et de l'aménagement de l'oued.

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

V.1.DEFINITION ET EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

L'objectif dans ce chapitre est d'évaluer l'ensemble des charges et surcharges qui seront et qui peuvent être appliqués sur notre pont avant d'être combinés pour obtenir la combinaison dimensionnant l'ouvrage (combinaison la plus défavorable).

V.1.1. Les actions :

Les actions appliquées à un pont sont de 3 types :

- Les actions hors trafics
- Les actions dues aux trafics
- Les actions accidentelles

V.1.2.Les charges permanentes CP et compléments de charges permanentes CCP :

V.1.2.1. Dalle, trottoirs, corniches et garde-corps :

- La largeur de la dalle 9m et épaisseur 0.25m avec goussets. Donc :

- Poids de dalle : $P_D = \gamma_B \times e_D \times 9 = 25 \times 0.3 \times 9 = 67.5 \text{ KN/ml}$
 - Trottoirs : $2 \times 1.5 \times 0.10 \times 25 = 7.5 \text{ KN/ml}$.
 - Gardes corps + glissière : $2 \times 1.25 + 2 \times 0.6 = 3.7 \text{ KN/ml}$.
 - Revêtement et chape d'étanchéité :
 - $25 \times 9 \times 0.08 + 24 \times 9 \times 0.035 = 25.56 \text{ KN/ml}$.
- Total CCP : 104.26 KN/ml.

V.1.2.2.Poids de la charpente :

Selon le calcul fait dans le chapitre précédant :

Le poids total de la charpente métallique égale à : 84044KN

Soit : CP2 : $84044/140 = 60.031 \text{ KN/ml}$.

Poids propre de tablier : $G = CP + CCP$

$G(\text{KN/ml}) = 60.031 + 104.26 \approx 164.291 \text{ KN/ml}$

$G(t) = G(\text{KN/ml}) \times L = 164.291 \times 140 = 23000.74 \text{ KN} = 2300.074 \text{ t}$.

V.1.3.Évaluation des surcharges :

V.1.3.1.Généralité :

D'après Le document technique réglementaire(RCPR), les surcharges routier à utilisées pour dimensionnement sont les suivantes :

- Système de type A(l).
- Système B (Bc, Br., Bt).
- Surcharge militaire Mc120.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Convoi exceptionnel D240.
- Charge accidentelle : séisme et vent.
- Force de freinage.
- L'action thermique.

- Nombre de voies :

La largeur chargeable égale 8m.

Donc nombre des voies $N=E(Lc/3)=2$ donc trois voies.

- Classe des ponts :

Selon fascicule 61 titre II

Tableau V.1 Classes des ponts.

La classe	La largeur rouables
1	$L_r \geq 7m.$
2	$5.50 \leq L_r < 7m.$
3	$L_r < 5.5m$

On a $L_r=8m$ donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

En fonction de la classe du pont

$$a_2 = V_0 / V$$

V : largeur d'une voie égale 4m.

Tableau IV.2 : Valeur de V_0

V_0 : dépend de la classe.

$$V = L_c / N = 8 / 2 = 4m$$

Dans notre cas $V_0 = 3.5 m$ (pont 1ère classe).

$$a_2 = 3.5 / 4 = 0.875 \text{ donc } a_2 = 0.875$$

Classe de pont	V_0
1er	3,5
2eme	3
3eme	2,75

V.1.3.2. Système de charge A(L) :

Selon le RCPR :

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

a₁ : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Tableau V.3 : coefficient de dégressivité transversale de charge.

Classe du pont	Nombre de voies chargées		
	1	2	3
1	1	1	0.9
2	1	0.9	/
3	0.9	0.8	/

➤ Cas d'une voie chargée A(L)_{1v} :

Pont de 1^{er} classe d'une voie chargée ; donc a₁=1

$$A(L)_{1v} = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

Cas de Charge A(L) pour une voie chargée :

Tableau V.4 : Cas d'une voie chargée A(L)_{1v}

Cas	Longueur chargée e	laportée	A(L) Kg/m ²	a ₁	a ₂	larguer chargée	A(L) 1v KN/ml
1	140	140	4.67	1	0.875	4	16.35

➤ Cas de deux voies chargées A(L)_{2v} :

Pont de 1^{er} classe de deux voies chargées ; donc a₁=1

$$A(L)_{2v} = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

Cas de Charge A(L) pour deux voies chargées :

Tableau V.5 : Cas de deux voies chargées A(L)_{2v}

Cas	Longueur chargée e	laportée	A(L) KN/m ²	a ₁	a ₂	larguer chargée	A(L) 1v KN/ml
1	140	140	4.67	1	0.875	8,00	32.72

V.1.3.3. Système Bc :

C'est un camion comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatique, et répond aux caractéristique suivante :

- Charge total 300KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière 120KN
- Charge portée par l'essieu avant 60KN
- Longueur d'encombrement 10.5m
- Distance des essieux arrière 2.50m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 4.50m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0.25m de coté
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0.20m de coté

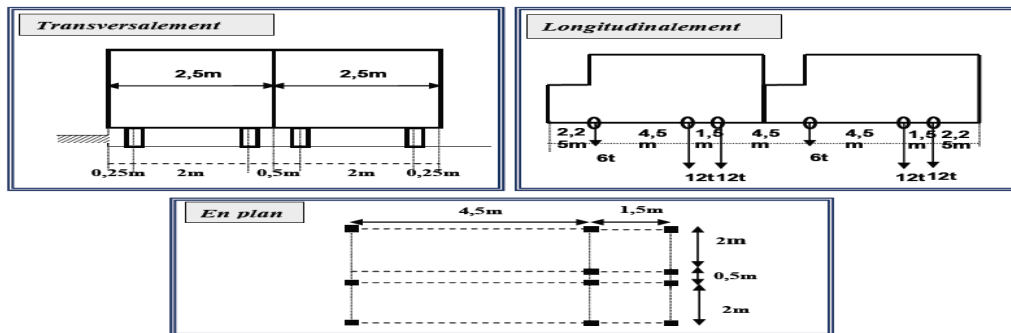


Figure. V.1 Système Bc

La disposition des camions sur la chaussée se fait :

- Transversalement : il convient naturellement de disposer moins de files que de voies de circulation, mais on ne doit pas disposer plus de files que de voies.
- Longitudinalement : Le nombre de camion est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable et tous les camions sont orientés dans le même sens

EN fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système Bc prise en compte son multiplié par le coefficient bc.

Tableau : V.6 coefficient bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥5
Classe de pont	Première classe	1.20	1.10	0.95	0.85	0.7
	Deuxième classe	1.00	1.00	-	-	-
	Troisième classe	1.00	0.80	-	-	-

Les charges du système BC sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique δ .

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

L : la portée de la travée (L=140m).

S: la surcharge maximal. S=S1xhc,

G : la charge permanente. (Calculée en haut)

1^{er} cas : une file de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1^{er} classe, nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau : bc =1.20

Coefficient majoration dynamiques :

Tel que : S=600KN x 1.2, G=23000.74KN

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 140} + \frac{0.6}{1+4\frac{23000.74}{600 \times 1.2}}$$

Donc : $\delta_1=1.018$

2^{em} cas : deux files de Bc :

Coefficient bc :

Pont de 1^{er} classe, nombre de voies chargée = 2

D'après le tableau : bc =1.1

Coefficient majoration dynamiques :

Tel que : S=1200KNx 1.1, G=23000.74KN

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 140} + \frac{0.6}{1+4\frac{23000.74}{1200 \times 1.1}}$$

Donc : $\delta_2=1.022$

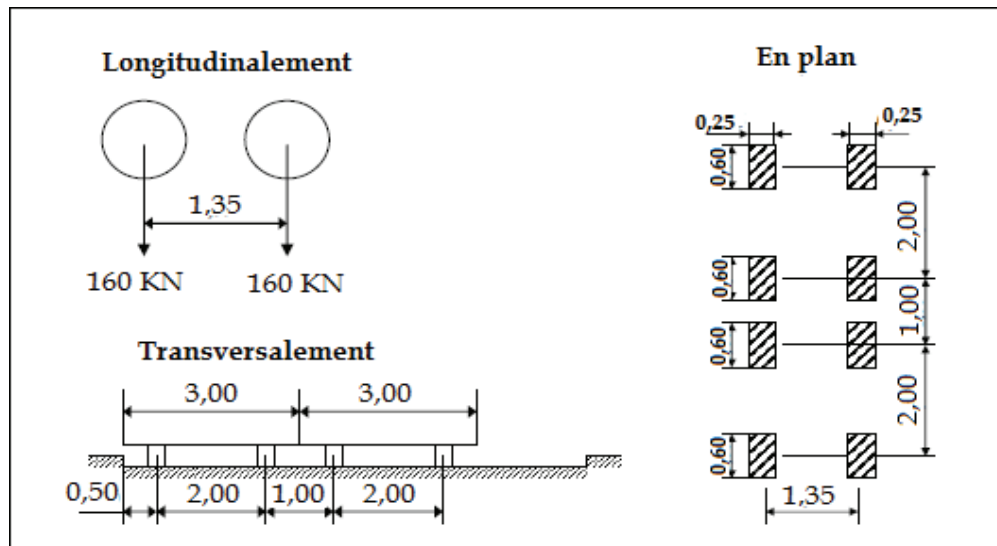
V.1.3.4 Système Bt :

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

- Charge portée par chaque essieu 160KN
- Distance des deux essieux 1.35m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m
- La surface d'impact de chaque roue (80KN) est un rectangle de (0.6*0.25)

La disposition des camions sur la chaussée se fait :

- Transversalement : Pour les ponts à une voie un seul tandem est disposé, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandem sont disposés au plus.
- Longitudinalement : Le nombre de camion est limité à deux. La distance des deux tandems d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.



Bt = 1 (Pont de 1^{ère} classe)

➤ 1 Seul tandem :

$$S = S \times bt = 320 \times 1 = 320 \text{KN}$$

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 140} + \frac{0.6}{1+4\frac{23000.74}{320}}$$

Donc : $\delta_1 = 1.015$

➤ Deux tandems :

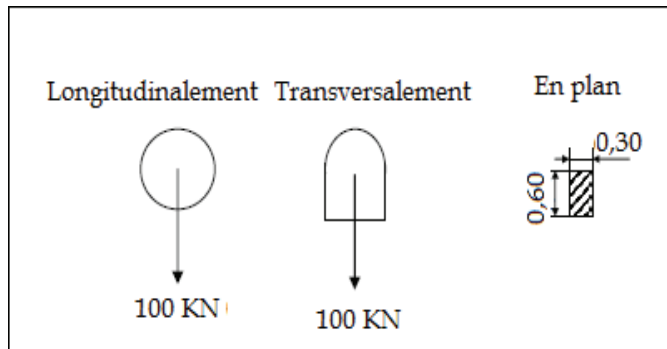
$$S = S \times bt = 64 \times 1 = 64t$$

$$\delta_2 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 140} + \frac{0.6}{1+4\frac{23000.74}{640}}$$

Donc : $\delta_2 = 1.0179$

V.1.3.5. Système Br :

La roue isolée, qui constitue le système **Br** porte une charge de 100 kN. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m.



Le rectangle d'impact de la roue **Br**, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé dans une position quelconque sur la largeur rouable.

Figure .V.3: Système Br.

Coefficient de majoration dynamique est de :
 $S=100\text{KN}$, $G=23000.74\text{KN}$

$$\delta_1 = 1.014$$

V.1.3.6. Surcharge militaire Mc120 :

Un convoi militaire qui se compose d'un groupe de deux essieux, assimilés à un rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61- II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc.

Poids totale 1100KN.

Longueur d'une chenille ... 6,10m.

Largeur d'une chenille ... 1,00m.

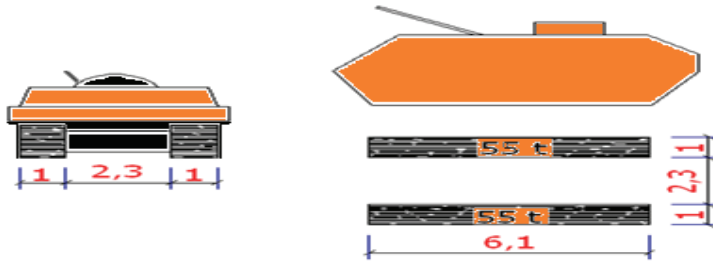


Fig. V.4. Convoi militaires Mc120

$S=1100\text{KN}$, $G=23000.74\text{ KN}$

$$\delta_1 = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = \delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 59.5} + \frac{0.6}{1+4\frac{23000.74}{1100}}$$

Donc : $\delta_1=1.02$

V.1.3.7. Convoi exceptionnel D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total.

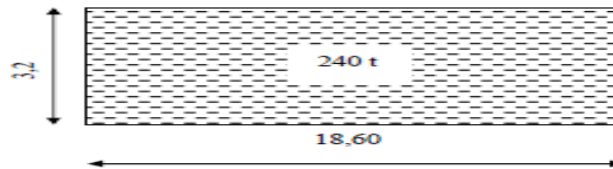


Figure. V.5 convoi D240

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées de majorations pour effets dynamiques :

Elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Ces convois sont supposés circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

- Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.
- Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 du bord de la largeur chargeable.

$P = 2400\text{ KN}$; charge sur-faciement répartie $Q(2400)=2400/(18.60.3.2)$

$Q(240) = 40.32\text{ KN/m}^2$.

V.1.3.8. Les surcharge sur trottoirs :

La surcharge de trottoir est une charge uniformément répartie, il y a deux cas de surcharges de trottoirs :

- ◆ Surcharge locale : c'est une surcharge uniformément répartie de 4.5 KN/m^2
- ◆ Surcharge globale : de 1.5 KN/m^2 .

Dans notre ouvrage, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 1.5 KN/m^2 (selon le RCPR)

- Pour un seul trottoir : $P(1\text{tr})=1.5 \times 1.5=2.25 \text{ KN/ml}$.
- Pour deux trottoirs chargée : $P(2\text{tr})=4.5 \text{ KN/ml}$.

V.1.3.9. le vent (W) :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, lorsque le vent souffle le pont n'est supposé porter aucune charge de chaussée ou de trottoir et les efforts du vent et des charges ne sont pas susceptibles de se cumuler.

En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale :

- ◆ $P=2.00 \text{ kn/m}^2$ pour les ouvrages en service.
- ◆ $P=1.25 \text{ kn/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction (durée > un mois)

V.1.3.10. le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

Le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité croissante

Définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zones II_a et II_b : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est classé en zone I.

L'accélération verticale : $K_h \cdot G$.

L'accélération horizontale : $K_v \cdot G$.

V.1.3.11. Force de freinage :

- Effort de freinage correspondant à A(L) :

$$Fa = \frac{1}{20+0.0035s} A(L).$$

A(L) : charge routier.

S : surface chargée par m²

- Cas d'une voie et deux voies chargées :

Tableau V.7 : Effort de freinage.

cas	longueur chargée	L	A(L) kg/m ²	largueur chargée	S m ²	A(l) KN	Fa (t)
1	140	140	4.09	4	560	2290.4	
2	140	140	4.09	8	1120	4580.8	

- Effort de freinage correspondant à Bc :

F_{Bc} = 300KN par tablier un seul camion est supposé freiner Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante total le de force de freinage vaut 300KN.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

V.1.3.12. L'action thermique :

Les effets de la température sont ; bien évidemment, pris en compte dans le calcul des constructions. Pour les ponts, on ne procède pas, sauf cas exceptionnel, à un recueil de données car les principales dispositions à prendre sont fixées par la réglementation.

Pour les structures sensibles à des variations de température, ou pour les parties d'ouvrage affectées par lesdites variations (par exemple pour le dimensionnement de joint de chaussée), on admet que les valeurs caractéristiques des actions dues à la température peuvent être prises égales à celles qui correspondent à une augmentation de 30°C et à une diminution de 40°C par rapport à la température à l'origine de la construction.

Dans notre ouvrage on admet une variation de température de -15 jusqu'à +35.

Alors on a un gradient thermique égal : $\Delta T = \pm 15$ C° en phase de construction et

$\Delta T = \pm 8$ en phase de service.

CHAPITRE.VI : MODELISATION DE LA STRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION :

VI.1.1.Caractéristiques principale de logiciel Robot :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes.etc.)
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément un autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et, ou de modifier ou de rapporter d'un autre logiciel (auto CAD) le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels).

VI.1.2 .Principes de fonctionnement de logiciel Robot :

Comme tous les logiciels de calcul de structures Robot utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie d'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformés des éléments de structure.

1^{ère}étape : le logiciel nécessite la définition des caractéristiques :

- Définition de la langue de travail.
- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités et de systèmes métriques utilisés.
- Définition des normes et règlements.

2^{ème}étape : le logiciel nécessite la définition de la structure :

- Définition de la grille de système d'axe.
- Définition des éléments verticaux (mats et piles) de contreventement.
- Définition des éléments horizontaux (tablier).
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels).
- Définition des conditions d'appuis.

3^{ème}étape : le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure.

- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp).

Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments)

- secondaires (CCP) ;
- Définition des charges d'exploitation (trafic).
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

4^{ème}étape : choix de type d'analyse de structure.

- Analyse sous charges permanente.
- Analyse sous les surcharges d'exploitation.
- Analyse modale.

- Analyse sismique.
 - 5^{ème} étape : définition des combinaisons de calcul et coefficients de pondération.
 - 6^{ème} étape : lancement de calcul.
 - 7^{ème} étape : affichage et édition éventuelle des résultats.

VI.2. MODELISATION GRAPHIQUE ET VUE EN 3D DE LA STRUCTURE :

La modélisation n'est terminée que après avoir défini toutes les sections des barres, les charges à appliquées, les conditions d'appuis.

VI.2.1 .Les deux tirants :

Les tirants sont des profilés creux de (1100x2400x20) mm de longueur 140 m.

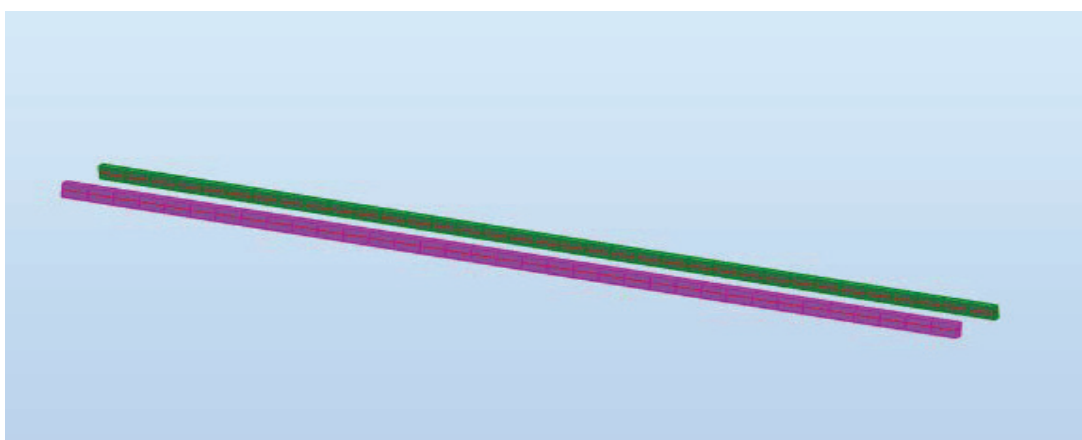


Figure VI.1 Modélisation des tirants

VI.2.2.Les deux arcs :

Les arcs sont des profilés creux assemblés l'un a l'autre d'une importante ouverture de 140m et de flèche de 24.5m avec une section constante (950x1900x20).



Figure VI.2 Modélisation des arcs

VI.2.3. Les entretoises :

La longueur des entretoises est de 12m avec un entraxe de 4m sont modélisées comme des barres de profilés métalliques HEA 600 plus 4 entretoises d'about avec une plus grande section espacées de 2 m ajoutées pour contrecarrer les contraintes très importantes dans cette zone

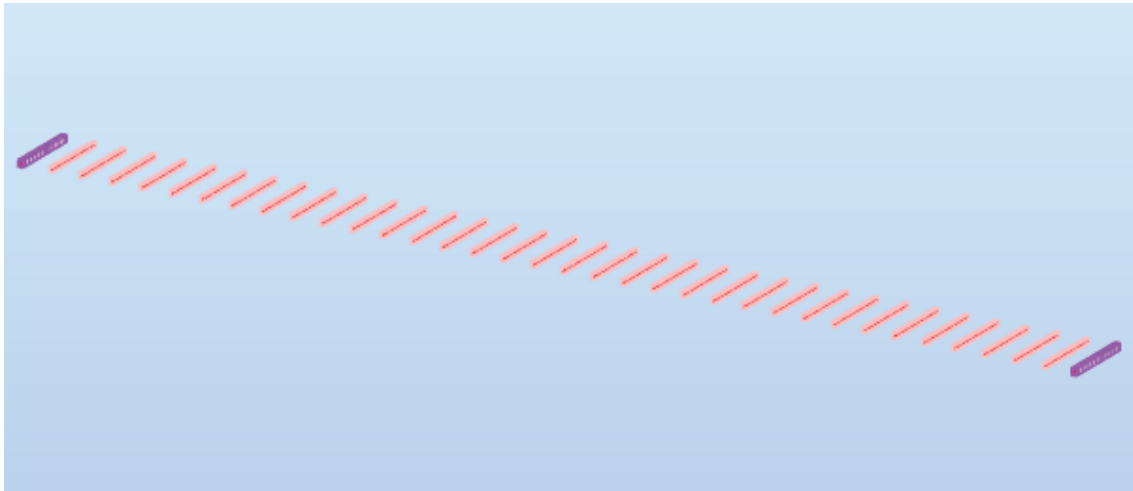


Figure VI.3 Modélisation des entretoises

VI.2.4. Les suspentes :

Chaque arc comporte 34 suspentes inclinées vers l'intérieur transmettant des efforts venant du tablier espacés de 4 mètres, les suspentes sont des barres Macalloy M64 travaillent à la traction modélisées par des éléments barres de 6 cm de diamètre.

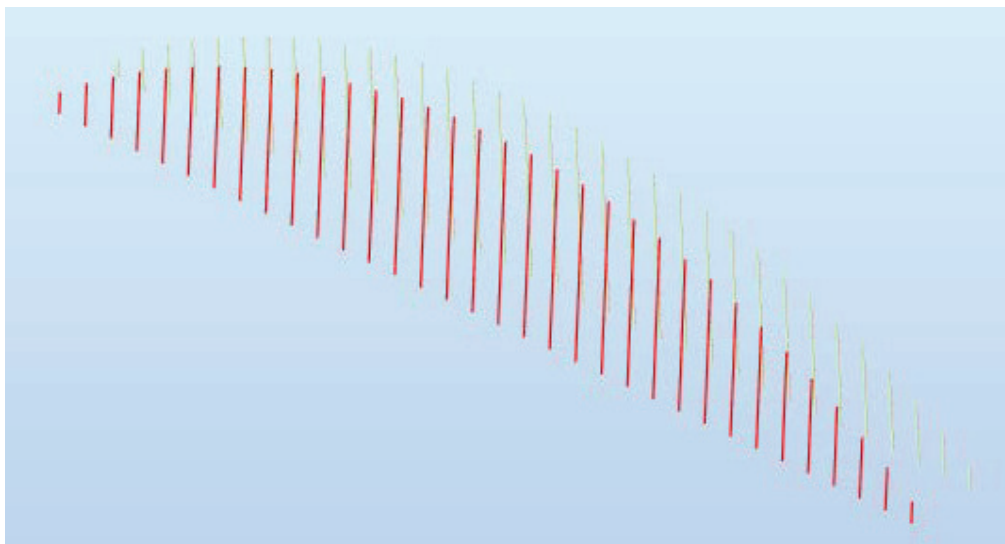


Figure VI.4 Modélisation des suspentes

VI.2.5. Les traverses :

Le contreventement est assuré par des sections en I reliant les 2 arcs .

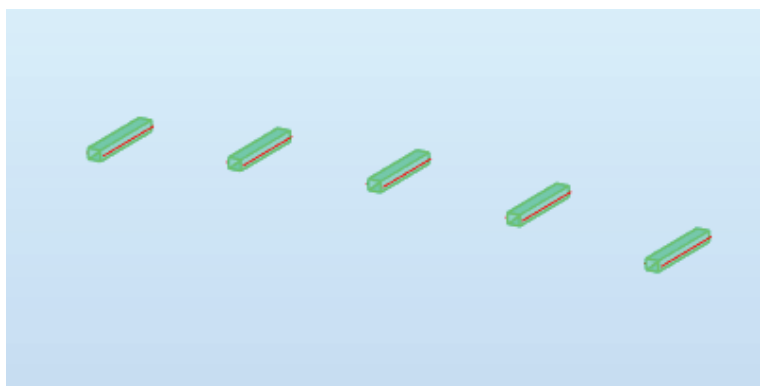


Figure VI.5 modélisation des traverses

VI.2.6. Les consoles :

C'est des barres IPE 400 assemblées avec les deux tirants, les trottoirs reposent sur les consoles.

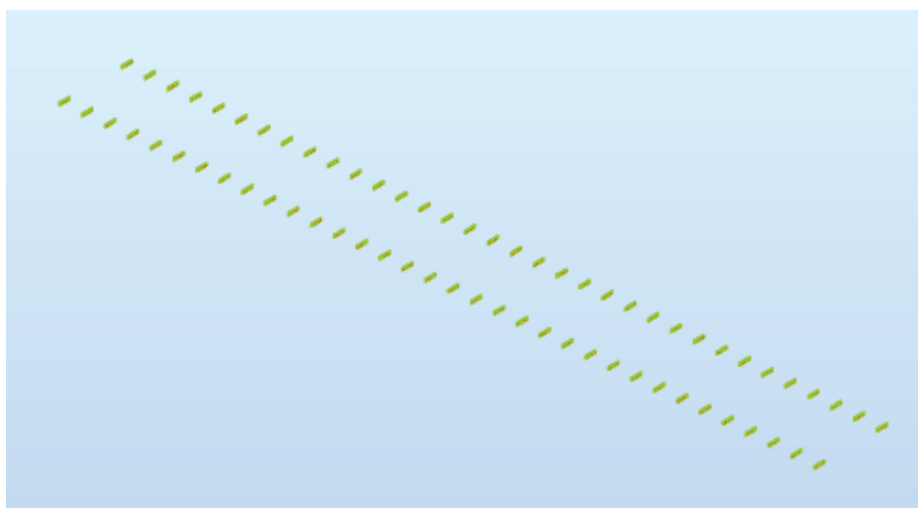


Figure VI.6 Modélisation des consoles

VI.2.6. Les appuis de tablier :

Les conditions d'appuis affectent considérablement le fonctionnement de la structure et pour assurer la stabilité de l'ouvrage face aux différentes actions et surcharges alors le bon choix des conditions d'appuis est primordial

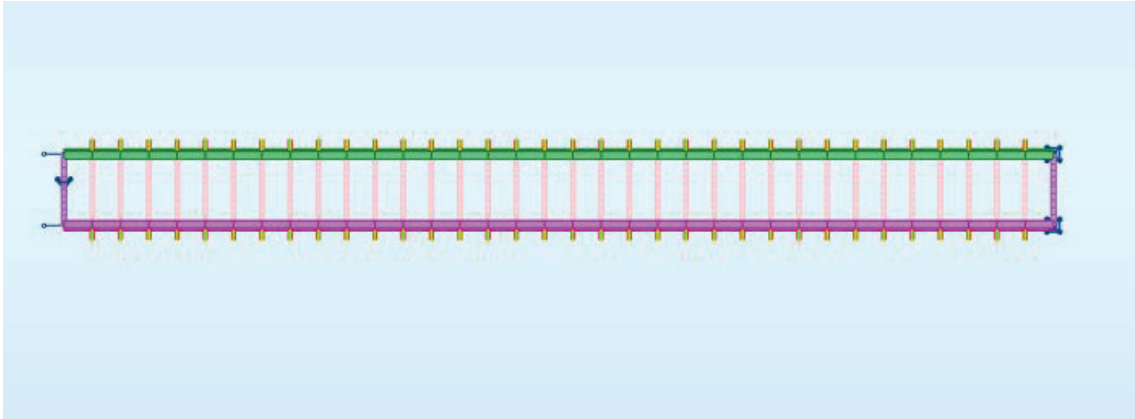


Figure VI.7 Modélisation des appuis

VI.2.7. Modélisation globale :

Une fois toutes les sections sont définie on peut modéliser la structure globale.

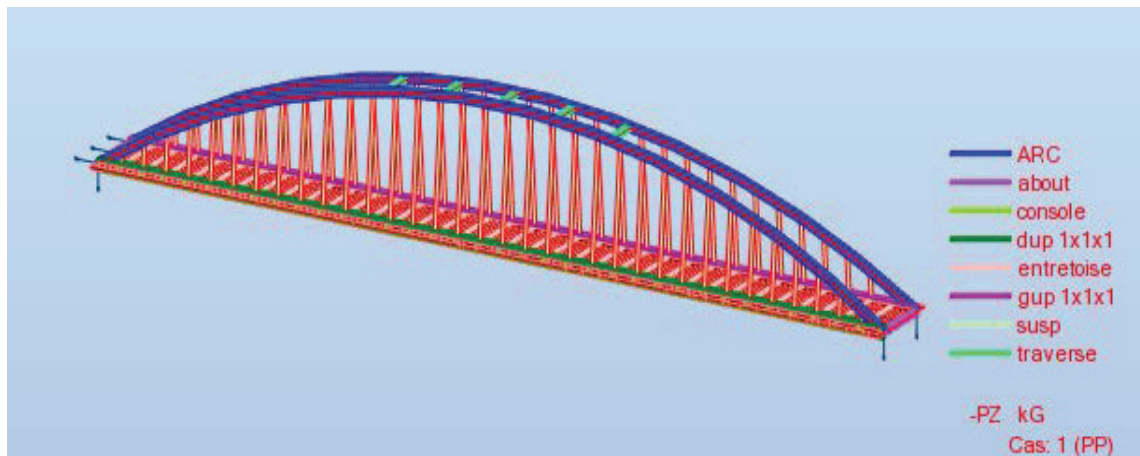


Figure VI.8 Modélisation 3D de la structure

VI.3. COMBINAISONS D' ACTIONS:

VI.3.1. Etat limite de service :

VI.3.1.1. Combinaisons rares :

Les combinaisons à état limite de service sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0.5T ;$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r ;$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp};$$

$$G_{\max} + G_{\min} + W;$$

$$G_{\max} + G_{\min} + T.$$

VI.3.1.2 .Combinaisons fréquentes :

$$G_{\max} + G_{\min} + 0.6Q_r ;$$

$$G_{\max} + G_{\min} + 0.5T.$$

VI.3.1.3.Combinaisons quasi permanentes :

$$G_{\max} + G_{\min}.$$

Avec :

G: poids propre et compléments des charges permanentes ;

Q_r: charges d'exploitation des ponts-routes sans caractère particulier ;

Q_{rp}: charges d'exploitation des ponts-routes de caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels) ;

W: vent ;

T : variations linéaires de température et gradient thermique.

VI.3.2.Etat limite ultime :

VI.3.2.1.Combinaisons fondamentales :

Les combinaisons à état limite ultime sont les suivantes :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q_r$$

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 Q_{rp}$$

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + 1.5 W$$

VI.3.2.2.Combinaisons accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + E + 0.2Q_r$$

Avec:

G : poids propre et compléments des charges permanentes ;

Q_r : charges d'exploitation des ponts-routes sans caractère particulier ;

Q_{rp} : charges d'exploitation des ponts-routes de caractère particulier (convois militaires ou exceptionnels) ;

W : vent ;

E : séisme.

Et donc la liste de combinaisons à prévoir est représentée dans le tableau suivant :

TableauVI ..1 Les Combinaisons accidentelles

Nom	Type	Formule
ELS 01	Combinaison quasi permanente	G
ELS 02	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,1} + 0.5T$
ELS 03	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,2} + 0.5T$
ELS 04	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,3} + 0.5T$
ELS 05	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,1}$
ELS 06	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,2}$
ELS 07	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{r,3}$
ELS 08	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{rp,1}$
ELS 09	Combinaison rare(ELS)	$G + Q_{rp,2}$
ELS 10	Combinaison rare(ELS)	$G + W$
ELS 11	Combinaison rare(ELS)	$G + T$
ELS 12	Combinaison fréquente(ELS)	$G + 0.6Q_{r,1}$
ELS 13	Combinaison fréquente(ELS)	$G + 0.6Q_{r,2}$
ELS 14	Combinaison fréquente(ELS)	$G + 0.6Q_{r,3}$
ELS 15	Combinaison fréquente(ELS)	$G + 0.5T$
ELU 01	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,1}$
ELU 02	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,2}$
ELU 03	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,3}$
ELU04	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,1} + 0.9T$
ELU05	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,2} + 0.9T$
ELU06	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5Q_{r,3} + 0.9T$
ELU 07	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.35Q_{rp,1}$
ELU 08	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.35Q_{rp,2}$
ELU09	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.35Q_{rp,1} + 0.9T$
ELU10	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.35Q_{rp,2} + 0.9T$
ELU 11	Combinaison fondamentale(ELU)	$1.35G + 1.5W$

Avec :

$$Q_{R,1} = A_1 (I) + S_t$$

$$Q_{R,2} = A_2 (I) + S_t$$

$$Q_{R,3} = Bc2v + S_t$$

$$Q_{rp,1} = Mc120$$

$$Q_{rp,2} = D240$$

VI.4.MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

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

- Les charges permanentes.
- Lessurcharges dictées par **RCPR** : - Système A, B, convois militaires et exceptionnelle, surcharge trottoirs, variation thermiques... etc.

TableauVI..2 charge et surcharge

Nom		Type	Description
G	PP	Charge Permanente	Poids propre de l'acier
	Dalle		Poids propre du béton de la dalle
	perm trottoir		Poids du trottoir
	Asphalt		Poids propre de couche de roulement
	glissières		Poids des glissiers de sécurité
	Grade corps		Poids des gardes corps
	Etanchiété		
T		Charge température	La variation de température
A(l)		Charge d'exploitation	Charge du trafic A(l)
ST	1ST		Surcharge sur trottoir
	2ST		Surcharge sur deux trottoirs
Bc		Charge mobile	Charge mobile - Camion
Bt			Charge mobile - Tandem
Mc120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile -Exceptionnelle

On va voir par la suite la modélisation de quelques charges et leur influence sur la structure :

VI.4.1.La charge AL2v :

VI.4.1.1.La modélisation de la charge :

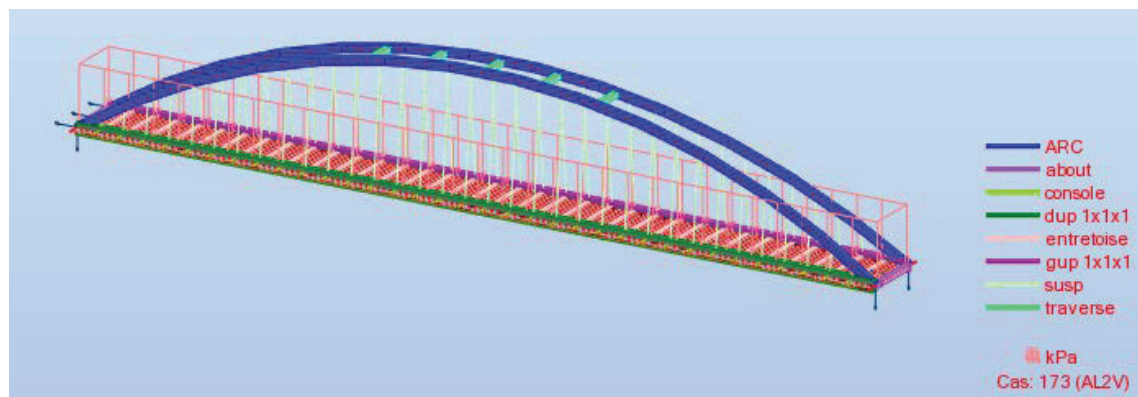


Figure VI.8 Modélisation de chargement AL2v.

VI.4.1.2.L'influence de la charge :

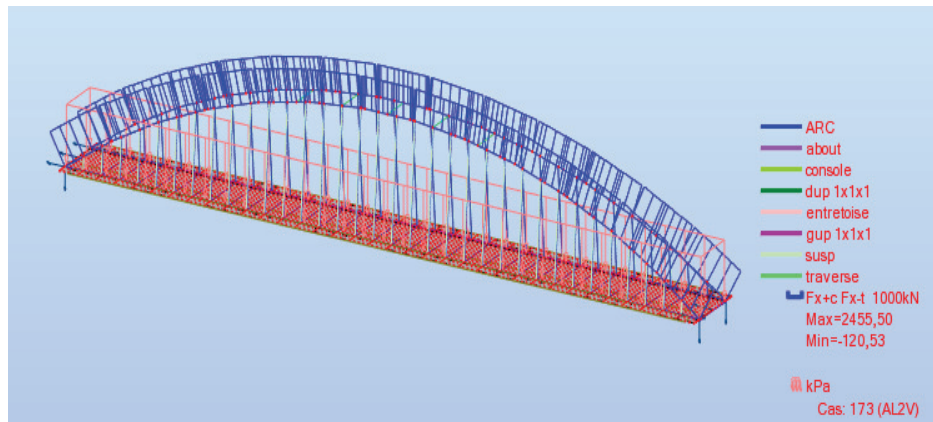


Figure VI.9 Diagramme de l'effort normal.

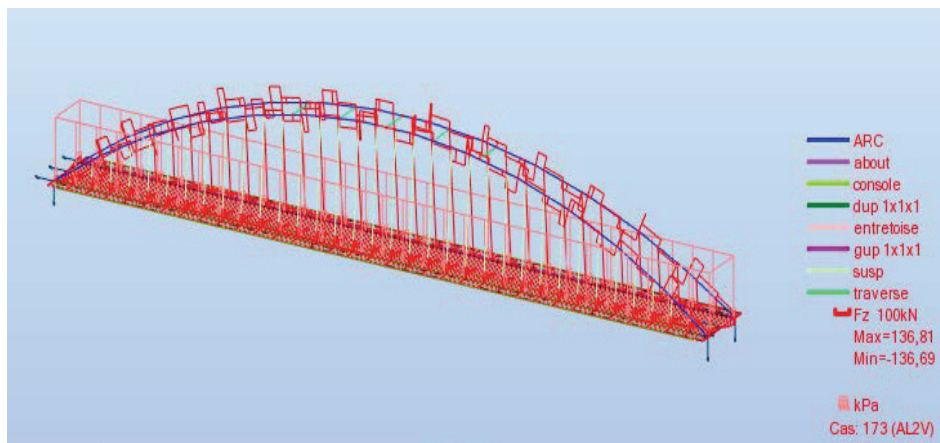


Figure VI.10 Diagramme de l'effort tranchant.

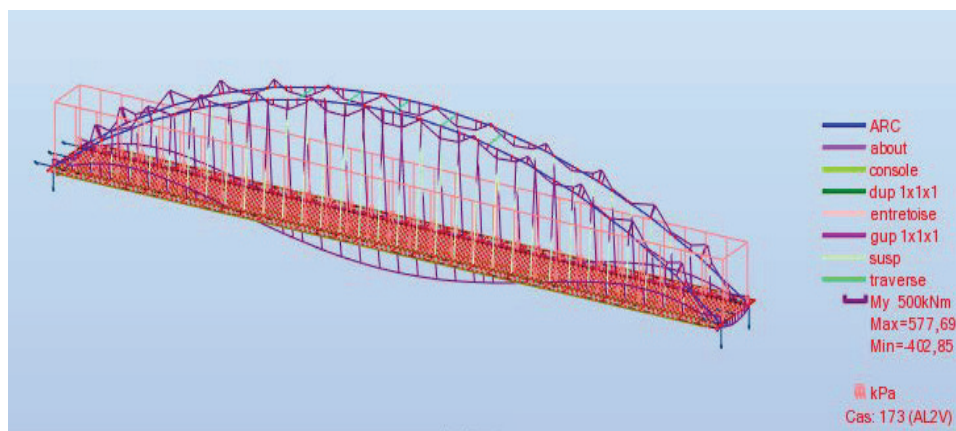


Figure VI.11 Diagramme de moment fléchissant.

VI.4.2.La charge BC2v :

VI.4.2.1.La modélisation de la charge :

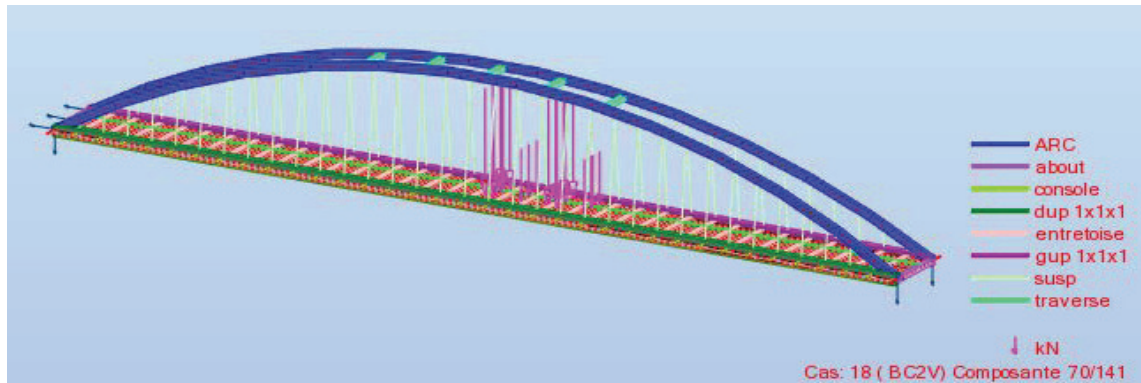


Figure VI.12 Modélisation de chargement BC2v.

VI.4.2.2.L'influence de la charge :

Les diagrammes de moments ,effort normal et effort tranchant sont presenter ci apres :

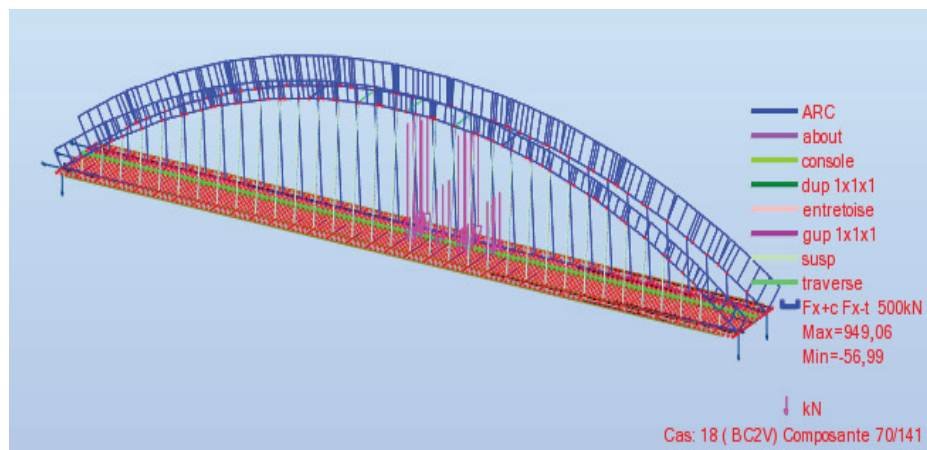


Figure VI.13 Diagramme de l'effort normal.

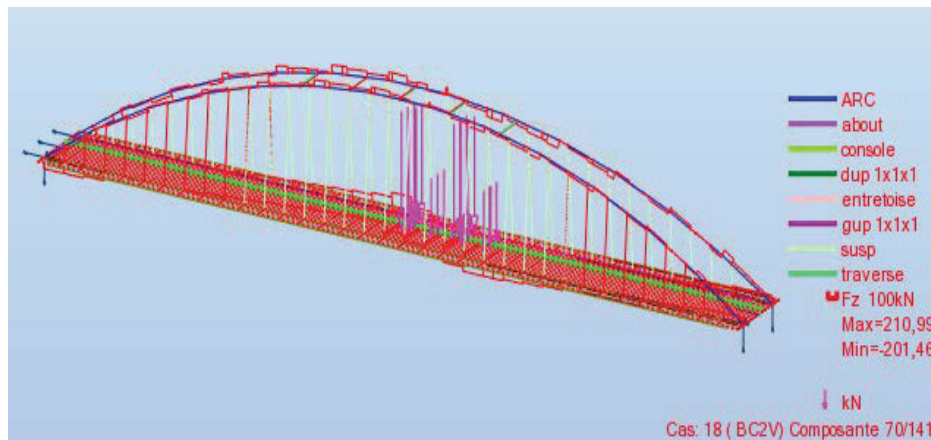


Figure VI.14 Diagramme de l'effort tranchant.

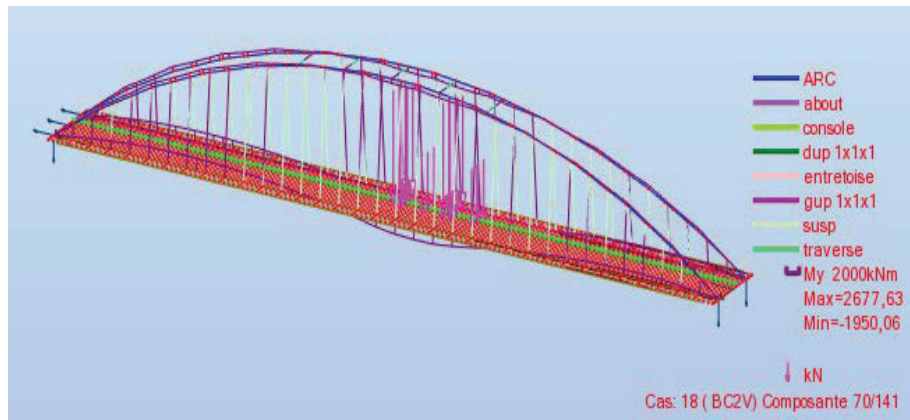


Figure VI.15 Diagramme de moment fléchissant.

VI.4.3.la charge D240 :

VI.4.3.1.La modélisation de la charge :

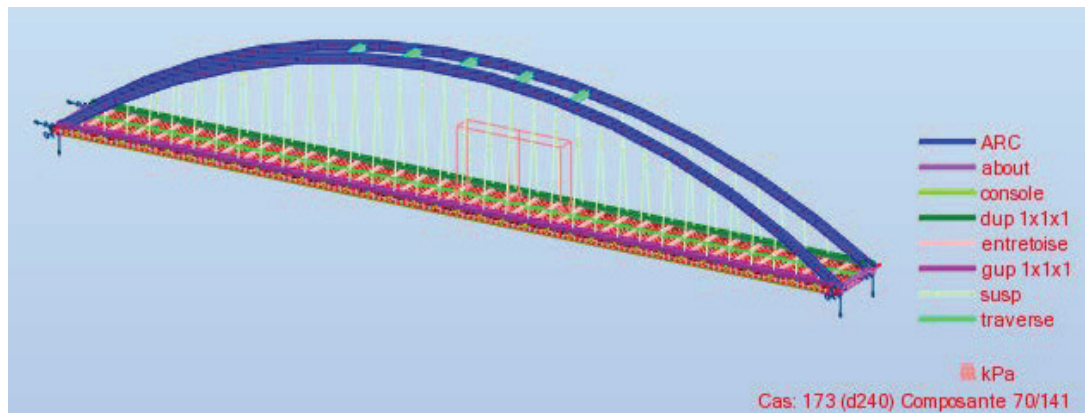


Figure VI.16 Modélisation de chargement D240.

VI.4.3.2.L'influence de la charge :

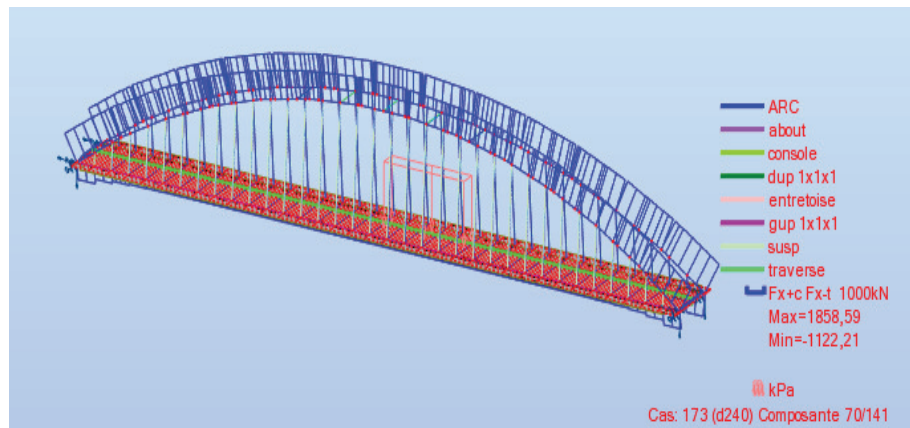


Figure VI.17 Diagramme de l'effort normal.

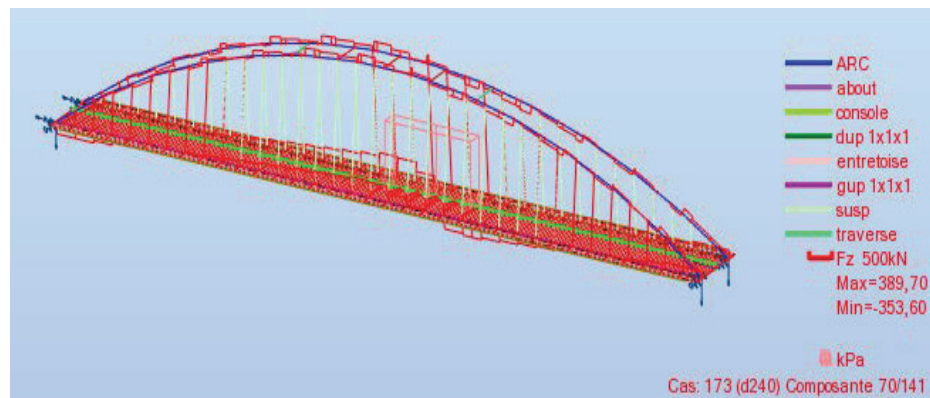


Figure VI.18 Diagramme de l'effort tranchant.

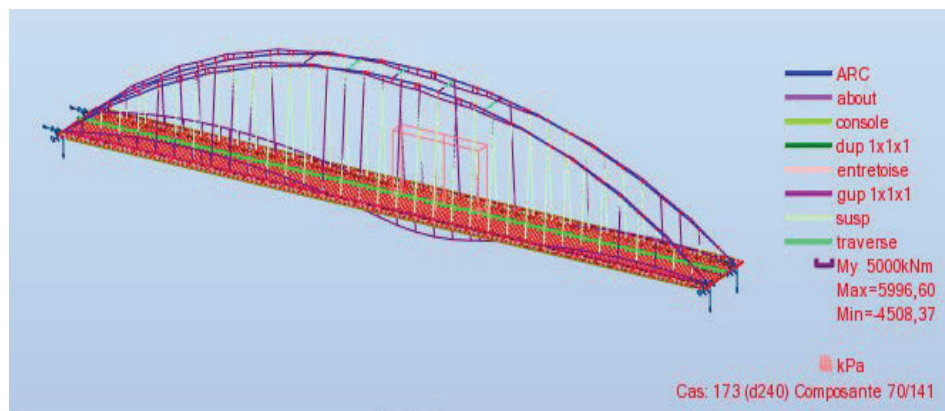


Figure VI.19 Diagramme de moment fléchissant.

VI.4.4.la charge MC120 :

VI.4.4.1.La modélisation de la charge :

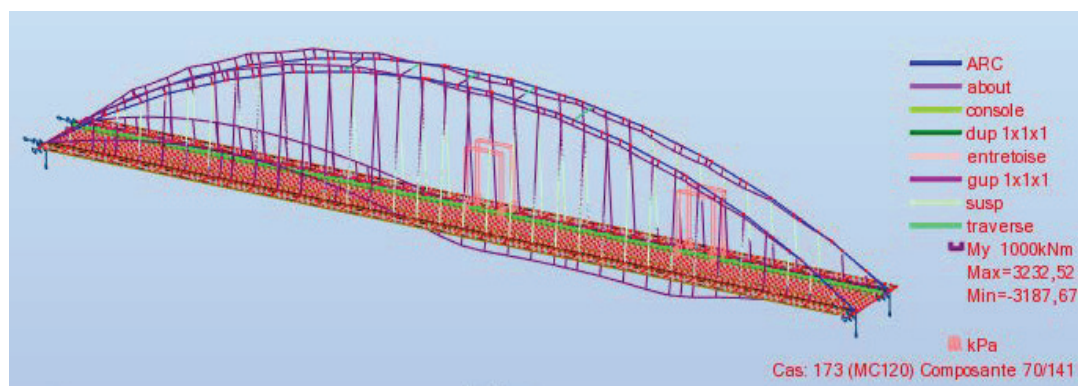


Figure VI.20 Modélisation de chargement MC120.

VI.4.4.2.L'influence de la charge :

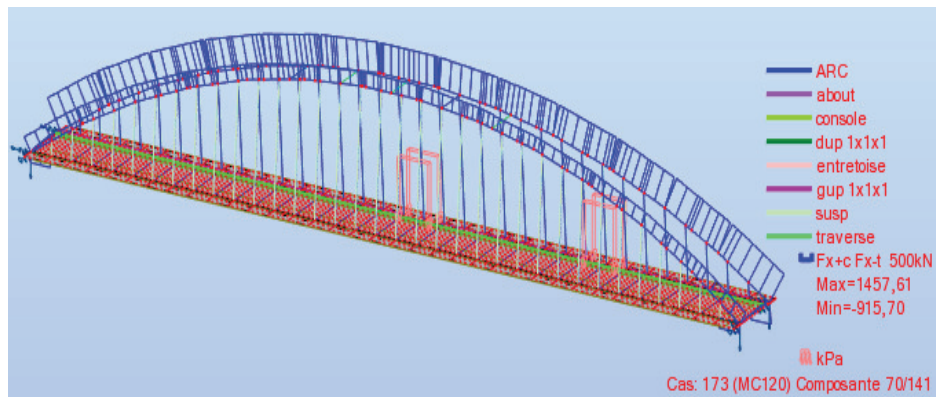


Figure VI.21 Diagramme de l'effort normal.

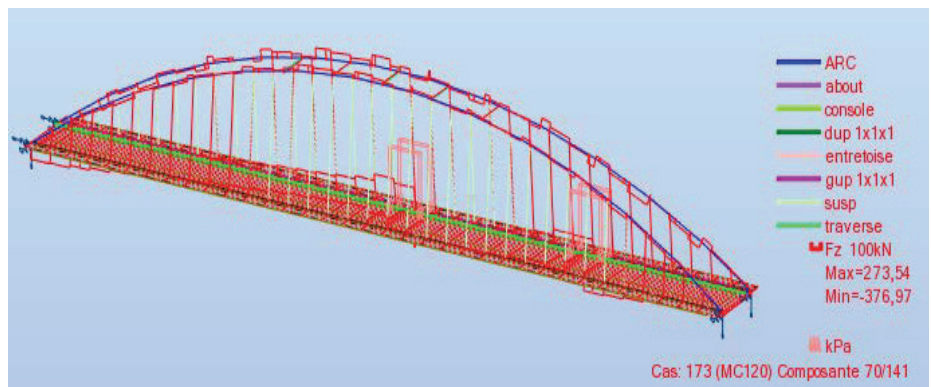


Figure VI.22 Diagramme de l'effort tranchant.

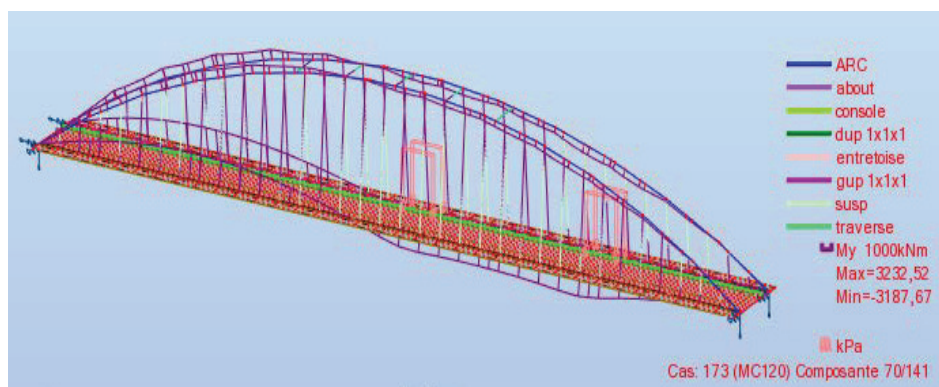


Figure VI.23 Diagramme de moment fléchissant.

CHAPITRE VII. ETUDE DE TABLIER

VII.1.DEFINITION :

Le tablier d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges du trafic routier et les transmet aux appuis ou aux éléments de suspensions (suspentes ou arcs).

Il doit aussi répondre aux exigences concernant la rigidité à la flexion et la résistance et dans le cas de notre ouvrage (arc avec tirant), la conception de tablier devra prendre en compte sa participation à la résistance à un effort de traction.

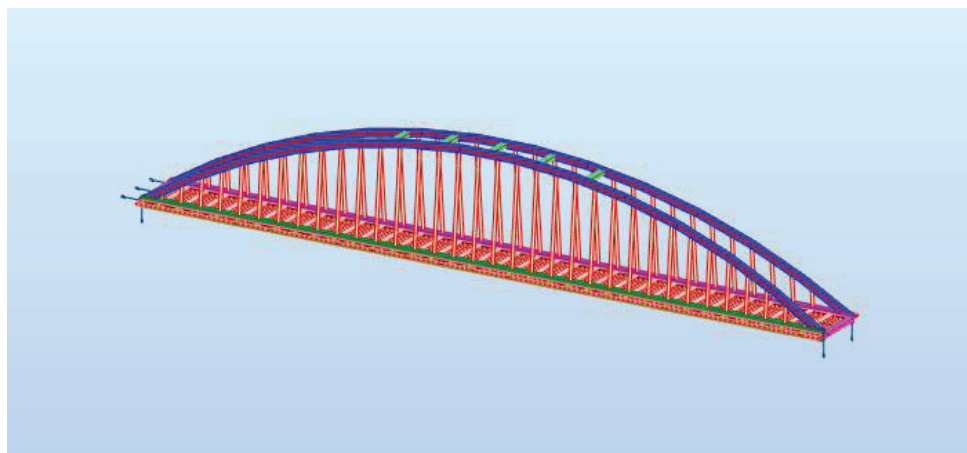


Figure VII.1 : Modèle complet de la superstructure

VII.2.VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES ELEMENTS :

Les différents efforts internes (M, N, T) dans les barres (tirant, arc, pièce de pont, suspentes, traverse) sont tirés à partir de logiciel ROBT.

Connaitre les contraintes permet de :

- La vérification à l'état limite ultime.
- Le dimensionnement des éléments de l'ouvrage.

Les résultats obtenus sous différentes combinaisons par des diagrammes, ils sont présentés sous forme des tableaux dans l'annexe.

VII.2.1.Principe de vérifications :

En analysant les sollicitations extrêmes obtenues, on remarque qu'il y a trois types de vérifications :

- La traction (suspentes)
- La flexion composée et la torsion (Arc)
- La flexion simple (pièces de pont)

VII.2.1.1. La résistance à la traction et la compression :

Un élément est dit tendu ou en traction pure lorsque ses extrémités sont soumises à des efforts qui imposent un allongement uniforme, l'élément est tendu si la résultante des efforts s'exercent sur une section quelconque se réduit à un effort normal s'applique au centre de gravité G de la section et dirige de la section vers l'extérieur de l'élément. L'axe de l'effort normal est confondu avec la fibre moyenne de l'élément.

La contrainte σ en un point quelconque de la section droite est constante et est donnée par la relation :

$$\sigma = \frac{N : \text{effort de la traction}}{A : \text{aire de la section droite de l'élément}}$$

VII.2.1.2. Vérification en flexion composé :

Dans le cas général ou agissant simultanément, sur la section, deux moments fléchissant M_y et M_z (flexion oblique) et un effort Normal N .

On calcule les contraintes normales séparément, puis on les superpose en tenant compte des signes, ce qui traduit, dans les axes principaux d'inertie (y, z), par la relation :

$$\sigma = \pm \frac{N}{A} \pm \frac{M_z}{I_y} \pm \frac{M_y}{I_z}$$

Avec :

N : effort normal pondéré de traction ou compression.

M : Moment fléchissant maximum pondéré.

I : Le Moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion

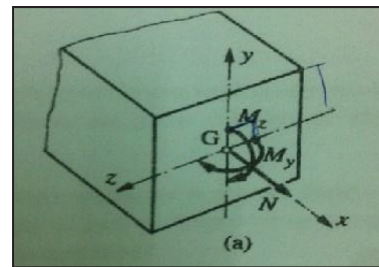


Figure VII.2 : Flexion oblique

Y, z : Les ordonnées des fibres extrêmes.

D'où :

La condition de résistance à vérifier est : $\sigma_{\text{tot}} \leq \sigma_e$

Avec :

σ_e : résistance limite élastique.

σ_{tot} : contrainte pondérée totale calculée.

VII.2.1.3. Condition de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant :

La condition de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant s'écrit :

$$1.54\tau \leq \sigma_e$$

Avec :

τ : étant la contrainte pondérée de cisaillement.

σ_e : résistance limite élastique

Les contraintes de cisaillement dans les pièces fléchies sont calculées en faisant intervenir la section nette de l'âme.

Dans le cas général, la contrainte de cisaillement est déterminée par la formule :

$$\tau = \frac{T}{A_s}$$

Avec :

T : représente l'effort tranchant dans le plan considéré.

A_s : L'aire de cisaillement.

VII.2.1.4. La résistance à la torsion :

Une poutre est soumise à la torsion lorsque les forces extérieures produisent, le long de son axe, un moment dirigé par rapport à cet axe, qui par définition, est l'effort intérieur appelé moment de torsion **T**.

Le moment de torsion tend à faire tourner les sections droites successivement les unes par rapport aux autres, de sorte que les fibres de la poutre deviennent des hélices. Cette rotation a lieu autour de l'axe x de la poutre.

La résistance à la torsion dépend de la géométrie de la section et du matériau qui la compose.

Le moment de torsion **M_x** agissant sur une barre est équilibré par des efforts intérieurs de deux types bien distincts : le premier, qui est prépondérant dans les sections fermées (l'arc), est un flux de cisaillement fermé,

La condition de résistance vis-à-vis du moment de torsion s'écrit :

$$M_{x,ED} \leq \frac{T_R}{Y_{M1}}$$

M_{x,Ed} : Moment de torsion extérieur.

T_R : résistance à la torsion (moment de torsion intérieur)

Y_{M1} : Coefficient de sécurité

Dans le cas général, le moment de torsion est déterminé par la formule :

$$C = 2 \cdot \tau \cdot \Omega \cdot t$$

Avec :

Ω : surface totale de l'élément.

t : l'épaisseur.

τ : contrainte de torsion.

VII.2.2. Analyse et vérification des contraintes :

Les contraintes maximales pour chaque élément et pour chaque phase sont tirées à partir du logiciel ROBOT 2018 et représentées dans l'annexe. (à joindre)

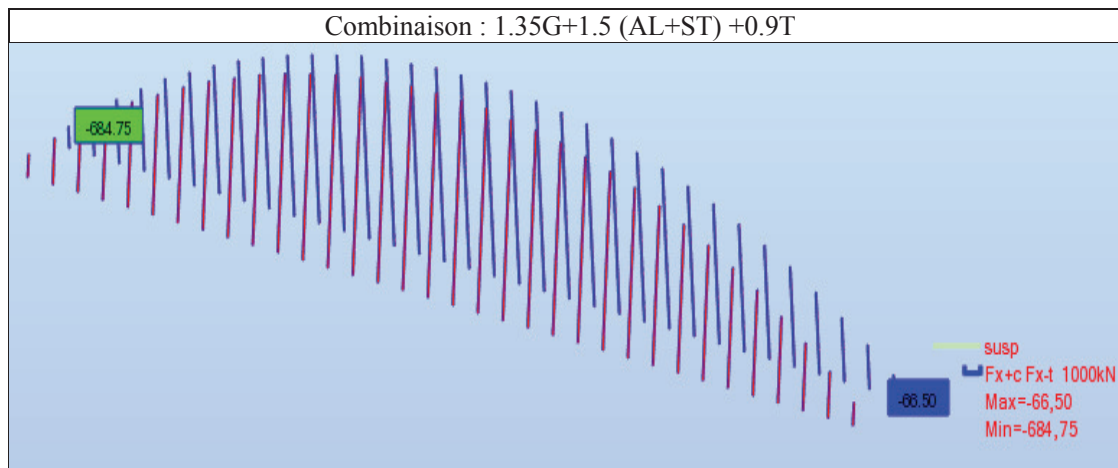
Donc il faut vérifier que les contraintes pondérées maximales déterminées par les différentes combinaisons soient nettement inférieure à la contrainte admissible.

VII.2.2.1. Les suspentes :

Les suspentes désignent généralement des éléments tendus verticaux. Ils servent à transmettre les charges du tablier aux arcs des ponts de types Bow-string.

Il faut vérifier que la charge minimale élastique des barres soit supérieure à la charge de combinaison la plus défavorable

- Caractéristiques des suspentes :
 - Diamètre nominale 52 mm
 - Section suspente 2124 mm²
 - Masse par mètre M = 16.7Kg/ml.
 - Charge minimale élastique F_e = 912KN.
 - Charge minimale rupture : F_r = 1206KN



Remarque : le reste des figures des efforts de traction en différents combinaison se trouve dans l'annexe.

VII.2.2.2. Vérification :

- Vérification vis-à-vis la traction :

Les efforts de tractions max pour chaque combinaison sont montrés si après :

Tableau VII.1 : valeurs des efforts maximales de traction en suspentes

Combinaisons	Valeurs maximales de traction(KN)
1.35G+1.5 (AL2+ST)+0.9T	-795.48
1.35G+1.5 (Bc+ST) +0.9T	-721.25
1.35G+13.5Mc ₁₂₀ +0.9T	-739.25
1.35G+1.35D ₂₄₀ +0.9T	-734.08

On remarque que la combinaison la plus défavorable est : 1.35G+1.5 (AL2+ST) +0.9T avec une tension de traction de T = 795.48 KN.

La charge minimale élastique d'une barre de Macalloy 52 est de T=912KN

- Conclusion :

Les tensions calculées sont nettement inférieure à la charge nominale élastique, d'où on constate que le type de barre utilisée comme suspentes convient bien pour le fonctionnement et la stabilité de l'ouvrage

- Vérification vis-à-vis la compression :

Les barres choisies doivent vérifier que dans chaque cas de charge (charge roulant) ne créent aucun effort de compression.

Vu l'élanement importants des barres, l'effort de compression engendre des instabilités élastique tel que le flambement des barres.

Donc pour éviter ça, on doit éliminer dans chaque barres l'effort de compression créée, en ajoutant une tension de traction équivalent à cette tension de compression.

Après la vérification, on a trouvé que tous les éléments de barres travaillent en compression dans tous les cas de charges.

VII.2.2.3 Arc :

- paramètres de la section :

Les caractéristiques géométriques de la section d'arc sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau .VII.2. Caractéristiques géométriques de l'arc

ARC (1300x70x40)	
Caractéristique géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 1048 \text{ cm}^2$ $A_{eff} = 873.67 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c=0.0$; $Z_c=0.0 \text{ cm}$	
Distance Extrêmes : $V_y=45 \text{ cm}$; $V_z= 65 \text{ cm}$	
Moment d'inertie : $I_y= 2828669.33 \text{ cm}^4$; $I_z= 697797.33 \text{ cm}^4$	
Module elastique flexionnel : $W_{ely}=43517.99 \text{ cm}^3$; $W_{elz}=19937.07 \text{ cm}^3$	

Les résultats obtenus par le logiciel Robot ont montré que l'arc est soumis à la flexion composé (effort de compression et moment de flexion).

- Vérification :

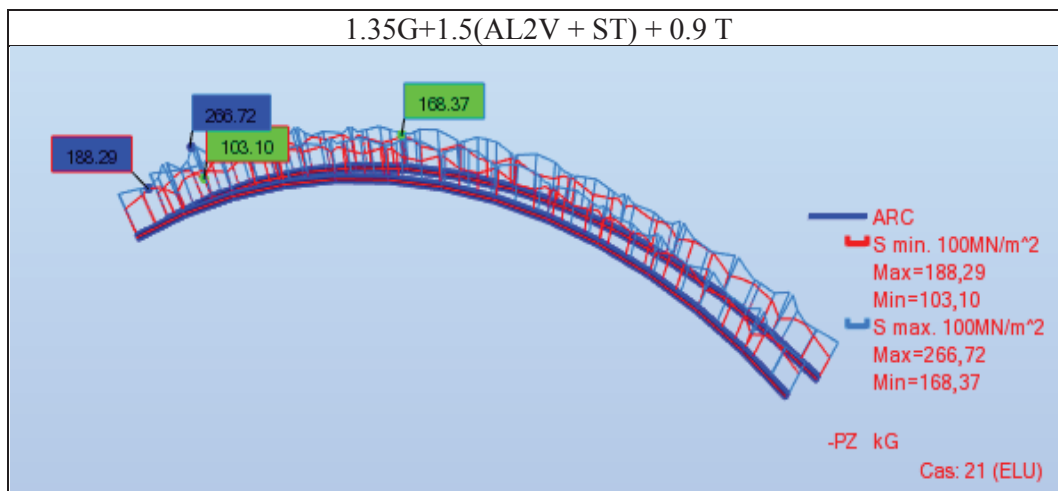


Figure.VII.4 Diagramme des contraintes des ARCS de Al2v à l'ELU.

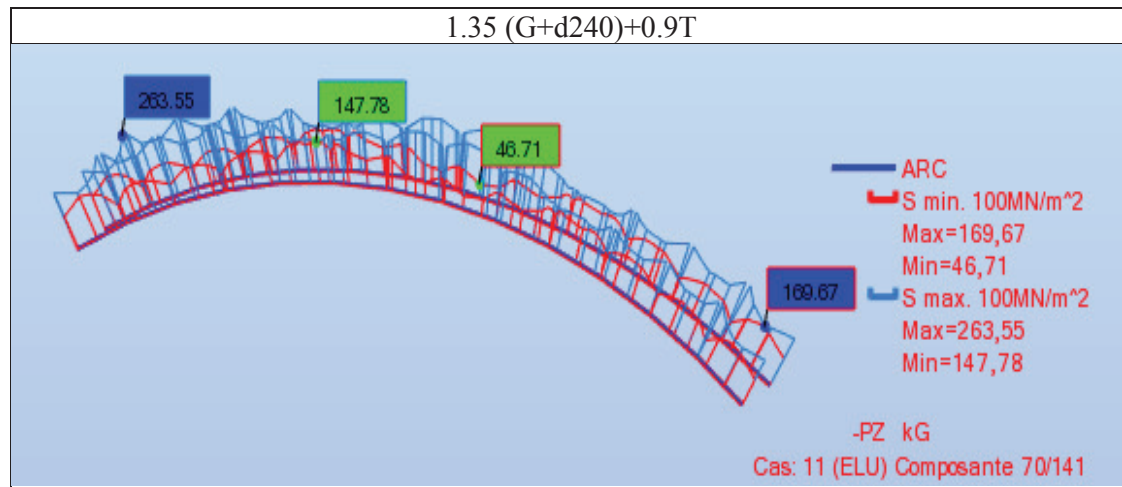


Figure.VII.5 Diagramme des contraintes des ARCS de D240 a l'ELU.

✓ Résultats :

La contrainte maximale est de 268,89MPa dans la barre 236 avec la combinaison :
1.35G+1.5 (AL2V + ST) + 0.9 T.

Tableau .VII.3 : Contraintes maximales dans l'arc.

Elément N 236	$\sigma_{\max}=268.89$	$1.54\tau_{y\max}=2.74\text{MPa}$	345MPa	Condition vérifié
		$1.54 \tau_{z\max}=33.69\text{MPa}$		
Elément N 215	$1.54\tau_{y\max}=6.08\text{MPa}$	$\sigma_{\max}=268.78\text{MPa}$	345MPa	Condition vérifié
		$1.54 \tau_{z\max}=28.10\text{MPa}$		
Elément N 225	$1.54 \tau_{z\max}=\text{}$	$\sigma_{\max}=264.49\text{MPa}$	345MPa	Condition vérifié
		$1.54\tau_{y\max}=4.11 \text{ MPa}$		

$$\sigma_{\max}=268.89 \leq \sigma_e = 345 \text{ MPa} \quad \blacktriangleright \text{Condition vérifié.}$$

- Vérification vis-à-vis la torsion :

La contrainte tangentielle permettant d'équilibrer le moment extérieur M_x est :

$$\tau \leq \frac{C}{2 \cdot t \cdot \Omega}$$

La résistance ultime du profilé sera atteinte lorsque $\tau = \tau_y$

Avec :

$$\tau_y = \sigma_e / 1,54 = 230,52 \text{ MPa}$$

Donc la condition à vérifier devient :

$$M_{dx} \leq (2 \times 230,52 \times 20 \times 1048000) / (1,10) = 9663,394 \text{ KN.m}$$

La valeur du moment de la torsion calculée est : $M_x = 876,04 \text{ KN.m}$.

$M_x = 1531,32 \text{ KN.m} < M_{dx} = 9663,394 \text{ KN.m} \blacktriangleright$ condition vérifié

✓ Rendement de la pièce : $f = \sigma_{\max} / \sigma_e = 268.89 / 345 = 0.779 = 78\%$.

On déduit que le dimensionnement est bon, vu que plus que 75% de section de l'arc est utilisé. (Il n'y a pas de perte de matériaux).

VII.2.2.4. Poutres maitresses :

- Paramètres de la section :

Dans le cas de notre ouvrage, on a deux poutres maitresses inclinées vers l'intérieur de pont avec 8°, cela garde les mêmes caractéristiques géométriques de chacune.

Les caractéristiques géométriques de la section de tirant sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.VII.4 : caractéristiques géométriques de tirant.

Tirant (2000x1000x40)	
Caractéristique géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 1303.31 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Distance Extrêmes : $V_y = 100 \text{ cm} ; V_z = 50 \text{ cm}$	
Moment d'inertie : $I_y = 8495811.52 \text{ cm}^4 ; I_z = 1853476.87 \text{ cm}^4$	
Module plastique flexionnel : $W_{ply} = 98315.62 \text{ cm}^3 ; W_{plz} = 44380.66 \text{ cm}^3$	

- Vérification

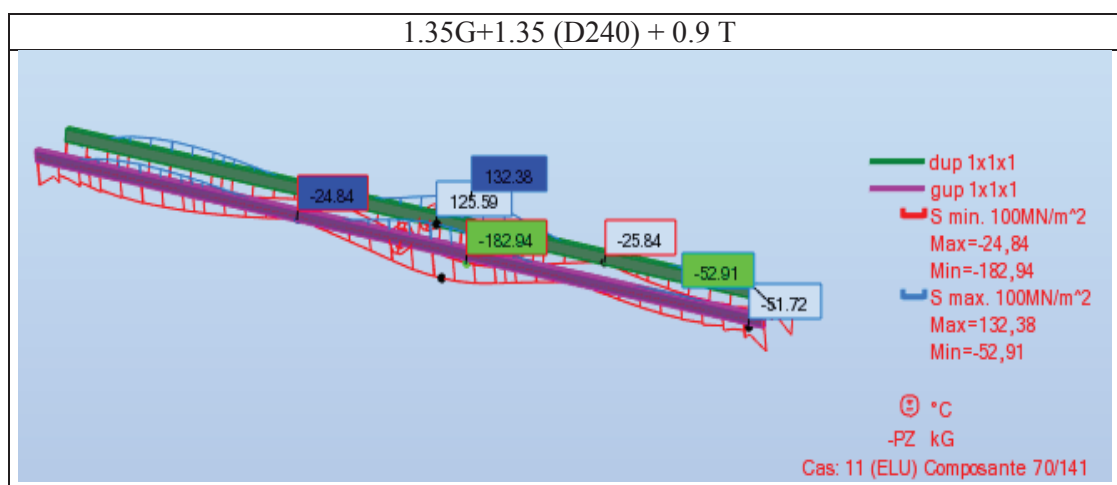


Figure.VII.6 : Diagramme des contraintes des tirants charge D240 a l'ELU.

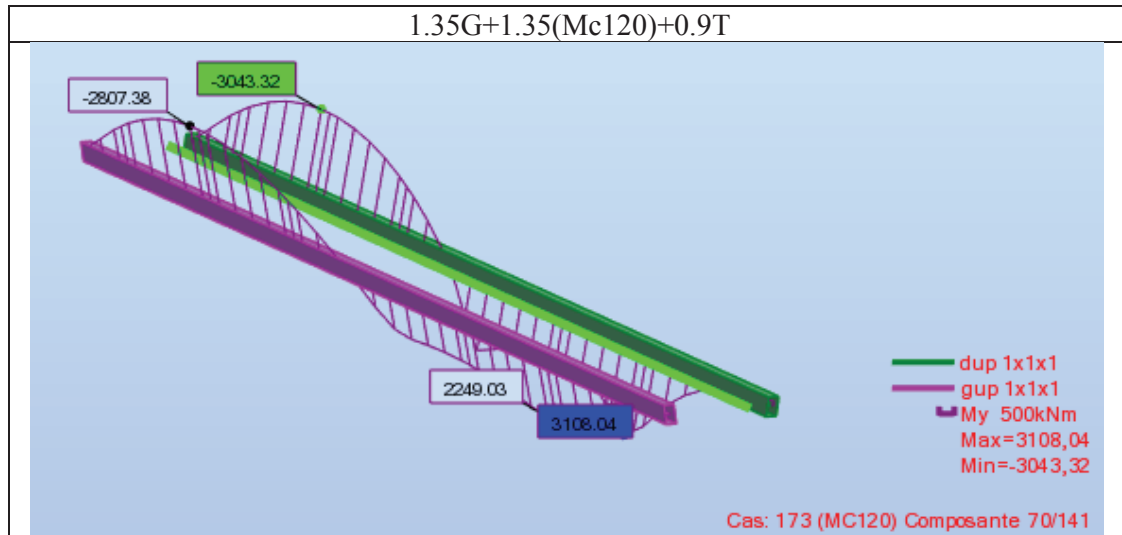


Figure.VII.7 : Diagramme des contraintes des tirants charge MC120 à l'ELU.

✓ Résultats :

La contrainte maximale est de 201,13MPa dans la barre 1 avec la combinaison :
 $1.35G+1.5 (AL2V + ST) + 0.9 T.$

Tableau VII.5 : caractéristiques géométriques de l'arc.

Elément N 1	$\sigma_{\max}=221.13 \text{ MPa}$	$1.54\tau_{y\max}=19.26$ MPa	355 MPa	Condition vérifié
		$1.54.\tau_{z\max}=38.48$ MPa		
Elément N 2	$\sigma_{\max}=191.83 \text{ MPa}$	$1.54\tau_{y\max}=15.66$ MPa	355 MPa	Condition vérifié
		$1.54.\tau_{z\max}=38.77$ MPa		

$\sigma_{\max}=221.13\text{MPa} \leq \sigma_e = 345 \text{ MPa}$ ► Condition vérifié.

✓ Rendement de la pièce : $f = \sigma_{\max}/\sigma_e = 201.13 / 345 = 0.64 = 64\%$.

On déduit que le dimensionnement est bon, vu que plus que 50% de section de l'arc est utilisé. (Il n'y a pas de perte de matériaux).

VII.2.2.5. Traverses (Contreventement) :

- paramètres de la section :

Les caractéristiques géométriques de la section d'arc sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : caractéristiques géométriques de la traverse.

Traverses (760x700x30)	
Caractéristique géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 700 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0$; $Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Distance Extrêmes : $V_y = 35 \text{ cm}$; $V_z = 45 \text{ cm}$	
Moment d'inertie : $I_y = 834153.33 \text{ cm}^4$; $I_z = 906673.33 \text{ cm}^4$	
Module plastique flexionnel : $W_{ply} = 24610.00 \text{ cm}^3$; $W_{plz} = 24470.00 \text{ cm}^3$	

• Vérification :

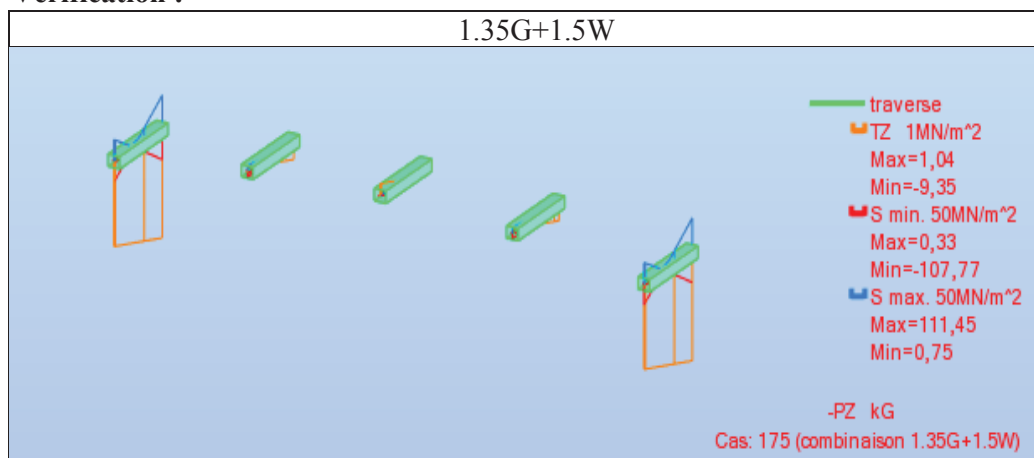


Figure .VII.8 Diagramme des contraintes des traverses

• Résultats :

La contrainte maximale est de 111.45 MPa, dans la barre 72 avec la combinaison :

$$1.35G+1.5W$$

Tableau.VII.7.Caractéristiques géométriques de l'arc

Barre 72	$\sigma_{\max} = 115.45 \text{ MPa}$	$1.54\tau_y = 15.84 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 345 \text{ MPa}$	Vérifié
		A		
		$1.54\tau_z = 47.00 \text{ MPa}$		

Conclusion : $\sigma_{\max} \leq \sigma_e$ Donc : Elément vérifié

VII.2.2.6. Console :

- paramètres de la section :

Les caractéristiques géométriques de la section d'arc sont résumées dans le tableau suivant

Tableau .VII.8: caractéristiques géométriques de console

Console (IPE 400)	
Caractéristique géométriques	Schéma
Aire de la section : A =84.46 cm ²	
Centre de gravité : Y _c =0.0 ; Z _c =0.0 cm	
Distance Extrêmes : V _y =35cm ; V _z = 38cm	
Moment d'inertie : I _y =23128.40 cm ⁴ ; I _z =1317.82 cm ⁴	
Module plastique flexionnel : W _{ply} =1307.15 cm ³ W _{plz} =229.00 cm ³	

- Vérification :

Les consoles sont de 1.5m de largeur, ils tiennent le poids de trottoirs, le grade corps et l'exploitation de trottoir comme surcharge

Tableau VII.9 : Valeur maximales des contraintes sur console.

Elément N20	$\sigma_{\max}=128\text{MPa}$	$1.54\tau_y=5.75\text{MPa}$	355MPa	Condition vérifié
		$1.54\tau_z=92.4\text{MPa}$		

- Conclusion : $\sigma_{\max} \leq \sigma_e$ Donc : Elément vérifié.
- ✓ Vérification la résistance des sections selon L'EC03 :

Le cas le plus défavorable est celui d'une section subissant :

- Un moment fléchissant
- Un effort axial
- Un effort tranchant

Et ce cas serait plus défavorable si les $M_{soll,max}$, $T_{soll,max}$ et $N_{soll,max}$ sont appliqués à la même section (à condition que la section soit constante le long de l'arc).

Les vérifications selon L'eurocode 03 sont un peu différentes sur La norme CM66 .

✓ Arc :

Classification de la section :

- Semelles comprimés :

$$\text{On a } b/t_f \leq 42 \varepsilon : 700/40 = 17.5 \leq 42 \times 0.81 = 34.02$$

$$\text{Tel que : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Conclusion : semelle de classe 01.

- Ame comprimée :

$$\text{On a } d/t_w \leq 42 \varepsilon : 1220/14 = 87.14 \leq 42 \varepsilon = 34.02$$

Conclusion : âme de classe 04.

Donc on conclure que la section est de classe 04.

Les sollicitations défavorables :

- $N = 198743.85 \text{ KN}$.
- $M = 2916.76 \text{ KN.m}$
- $T = 1088.11 \text{ KN}$.

- La vérification suivant l'effort tranchant :

$$\text{La condition est : } V_{sd} \leq V_{pl,rd} = 0.58 \times f_y \times A_v / \gamma_{M0}$$

$$A_v = (h - 2t_f)t_w = (1300 - 2 \times 40)20 = 24400 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 1088.11 \text{ KN} \leq 5023 \text{ KN} \quad \blacktriangleright \text{Condition vérifié.}$$

- La vérification suivant moment fléchissant :

Dès lors que l'effort tranchant dépasse la moitié de l'effort tranchant plastique résistant, il faut prendre son introduction sur le moment résistant.

$$V_{sd}/V_{pl,rd} = 1088.11 \text{ KN} / 5023 \text{ KN} = 0.21 \leq 0.5$$

Donc l'effort tranchant est négligé

Donc vérification vis-à-vis le moment fléchissant suivant la condition :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = W_{eff} \cdot \frac{f_y}{1.1}$$

$$\text{Donc : } M_{c,Rd} = 43517990 \times 345 / 1.1 = 13,65.10^3 \text{ KN.m}$$

$$\text{Conclusion : } M_{sd} = 2916.76 \leq M_{c,Rd} = 13,65.10^3 \text{ KN.m}$$

- La vérification suivant moment fléchissant et effort axial :

La section de classe 4 sont considérés comme satisfaisantes, si la contrainte longitudinale maximale σ_x vérifié la condition suivante :

$$\sigma_x \leq f_y / \gamma_{M1}$$

Ce qui s'écrit encore :

$$\frac{N}{A_{eff}} + \frac{My}{W_{eff} f_y} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Après les calculs, le résultat est :

$$\sigma_x = 227.54 \text{MPa} \leq f_y / \gamma_{M1} = 322.72 \text{MPa}$$

Conclusion : La section est vérifiée

- ✓ Tirant :

Classification de la section :

- Semelles comprimés :

$$\text{On a } b/t_f \leq 42 \varepsilon : 1000/40 = 25 \leq 42 \times 0.81 = 34.02$$

$$\text{Tel que : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Conclusion : semelle de classe 01.

- Ame :

L'élément ame dans cette section est totalement tendu donc la section est de classe 01

- La vérification suivant l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 371.46 \text{KN} \leq 5.99 \text{MN} \quad \blacktriangleright \text{Condition vérifié.}$$

- La vérification suivant moment fléchissant :

Dès lors que l'effort tranchant dépasse la moitié de l'effort tranchant plastique résistant, il faut prendre son introduction sur le moment résistant.

$$V_{sd} / V_{pl, rd} = 371.46 \text{KN} / 5990 \text{KN} = 0.06 \leq 0.5 \quad \blacktriangleright \text{Donc l'effort tranchant est négligé.}$$

Donc vérification vis-à-vis le moment fléchissant suivant la condition :

$$M_{sd} \leq M_{b,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{1.1}$$

$$\text{Donc : } M_{b,Rd} = 30,49.10^3 \text{KN.m}$$

$$\text{Conclusion : } M_{sd} = 4684.35 \text{KN.m} \leq M_{b,Rd} = 30,49.10^3 \text{KN.m.}$$

- La vérification suivant moment fléchissant et effort axial :

$$\text{Si : } N \leq \min (0,25N_{pl} ; 0,5.A_w.f_y) \rightarrow M_N = M_{Pl}$$

$$\text{Donc : } 2775,05\text{KN} \leq \min (11560 \text{ KN} ; 9540\text{KN}) = 9540\text{KN}$$

Conclusion : $M_N = M_{pl}$, donc la section transversale de tirant est vérification

VII.2.2.7 Vérification l'instabilité élastique :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement la stabilité soit assurée.

Tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent diverses sollicitations qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Afin de garantir le degré de sécurité souhaité de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles. Deux cas de figures se présentent :

1. Le cas petits déformations : Tant que l'on reste dans ce domaine des petites déformations on admet que les sollicitations ne varient pas (ou varie peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte admissible.

2. Le cas de grandes déformations : Dans ce cas, les déformations modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessitent des calculs spécifiques. L'apparition de déformations importantes dans certaines pièces peut survenir :

- ✓ Dans le domaine élastique :

Lorsque la corrélation linéaire (Effort/Déformations) n'est plus vérifiée, les déformations augmentent plus vite que les efforts appliqués.

- ✓ Dans le domaine élasto-plastique :

Lorsqu'il y'a écoulement plastique. Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristique, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- Le Flambement : Qui affecte les barres simplement comprimées (Flambement simple) ou comprimées et fléchies (Flambement en flexion composée).
- Le déversement : Qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le voilement : Qui affecte les âmes et semelles des pièces fléchies.

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

✓ Voilement des parois :

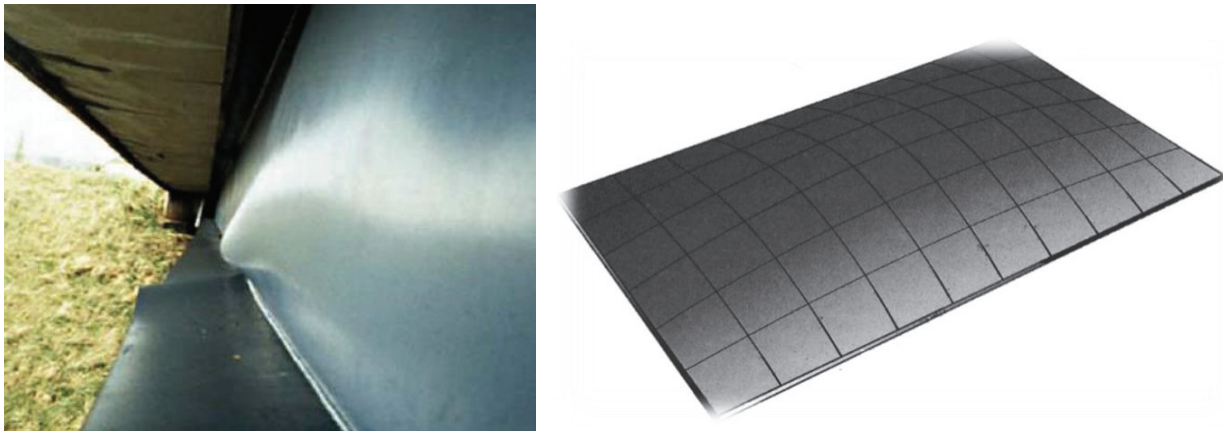


Figure. VII.9. Voilement d'une plaque mince.

Le voilement est le phénomène d'instabilité des plaques minces sollicitées dans leur plan ; considérons, par exemple, la plaque rectangulaire non voilée parfaitement plane, articulée sur ses quatre bords et comprimée dans la direction de l'axe x . si, pour une contrainte σ_x faible, on impose à la plaque une déformation w hors du plan, elle va revenir à sa position initiale après suppression de la cause ayant engendré la déformation.

Pour une certaine contrainte $\sigma_x = \sigma_{crB}$ plus élevée. La plaque reste dans sa position déformée et forme une cloque (fig.-VI-7-b) ; elle est donc en équilibre indifférent (ou métastable) et on dit qu'elle a voilé.

La contrainte σ_{crB} pour laquelle le voilement se produit est appelée contrainte critique de voilement élastique (l'indice B provient de l'allemand Beulen).

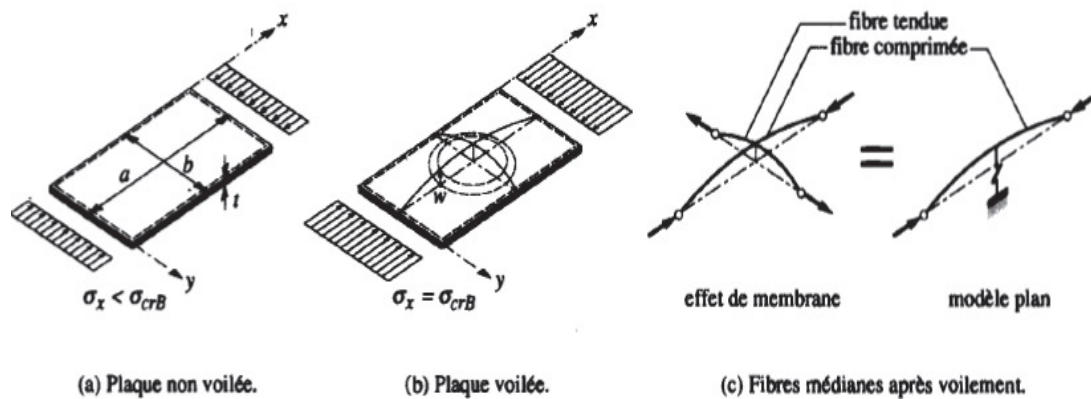


Fig. VII.10 le développement du voilement d'une plaque mince.

Cependant, contrairement au flambage et au déversement d'une barre, le voilement élastique ne correspond pas à la ruine de la plaque. En effet, si l'on continue de charger la plaque déjà voilée, elle va pouvoir résister davantage, au contraire d'une barre isolée, pour laquelle le flambage signifie la ruine.

Cette différence de comportement s'explique par le fait qu'une barre qui flambe n'est pas retenue dans sa déformation, alors qu'un effet de membrane intervient dans une plaque.

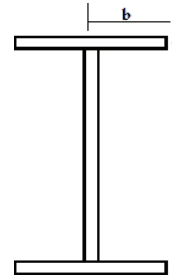
- ✓ Principe de vérification :
- Voilement des semelles

Conditions de non voilement par compression des semelles des poutres fléchies :

- Élément de semelle ayant un bord libre :

On doit vérifier la relation suivante :

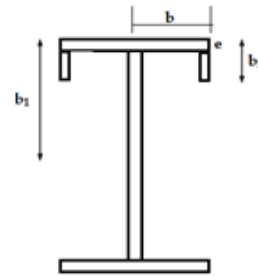
$$\frac{b}{e} \leq 15 \cdot \sqrt{24/\sigma e}$$



- Élément de semelle ayant un bord raidi b_2/b_1

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{b}{e} \leq \left(15 + 30 \sqrt{\frac{b_2}{b_1}} \right) \cdot \sqrt{24/\sigma e}$$



- Voilement des âmes

L'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant

$$e_a \geq 0,006h$$

e_a : l'épaisseur de l'âme.

h : hauteur libre de l'âme.

L'emploi des parois minces ne respectant pas ces critères conduit à utiliser des raidisseurs longitudinaux.

- Exigences concernant les raidisseurs longitudinaux

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

$$\frac{b}{t} \leq 12.5\epsilon$$

$$t \geq 10mm, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}}$$

Les différents types de raidisseur sont montrés sur la figure :

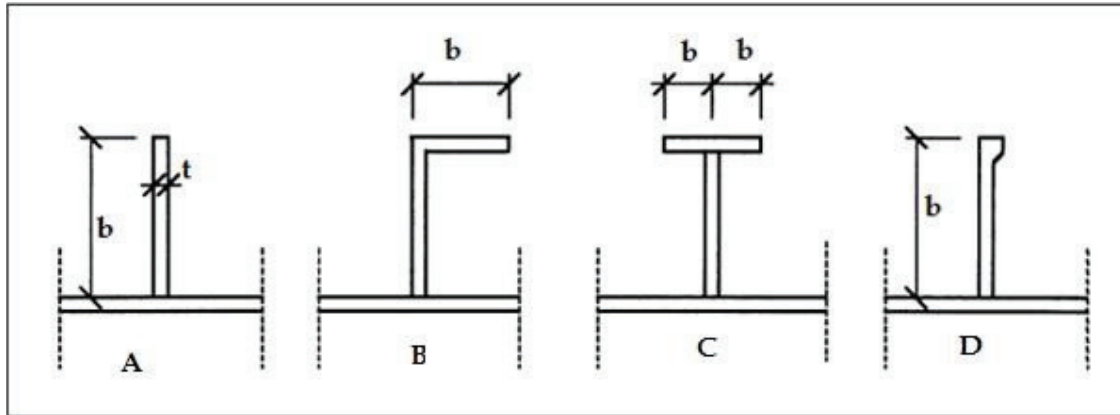


Figure VII.11 : Les différents types de raidissage.

Pour notre cas On va prendre Les raidisseurs de figure c.

✓ Vérification :

- L'arc :

La condition qui doit être vérifié pour éviter le voilement des semelles est :

$$\frac{b}{e} \leq \left(15 + 30 \sqrt{\frac{b2}{b1}} \right) \cdot \sqrt{\frac{24}{\sigma e}}, \text{ Donc } : \frac{700}{40} \leq \left(15 + 30 \sqrt{\frac{1300}{650}} \right) \sqrt{\frac{24}{355}}$$

$$17.5 \leq 47.93 \text{ Condition vérifié}$$

La semelle n'a pas besoin d'être raidie car elle résiste au voilement

$$e_a \geq 0,006h_a$$

$$e_a = 14 \text{ mm} \geq 0,006 \times 1300 = 7.8 \text{ mm}$$

L'âme n'a pas besoin d'être raidie car elle résiste au voilement

- Le Flambement des barres :

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure, qui soumise à un effort normal de compression, a tendance à fléchir de se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Donc cette dernière sera soumise uniformément à une contrainte normale de compression dont la valeur est donnée par :

$$\sigma = \frac{T_x}{A}$$

Tel que : T_x : l'effort de compression appliqué à la barre .

A : La section de cette barre .

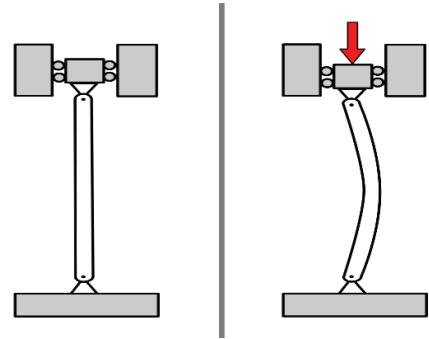


Figure.VII.12 : Flambement des barres .

✓ Condition de résistance au flambement :

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être égale à

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$$

Ou : $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1,2,3.

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \text{ pour les sections de classe 4.}$$

- L'arc :
- A la clé :

La section de l'arc est de classe 4.

$$\text{Donc : } \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} = 0.83$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon = 75.57$$

$$\lambda' = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

On a : - λ : L'élancement

Lf : longueur de flambement, lf = l0 = 10.14m

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement : i = (I/A)

$$i_y = (0.0169/0.1048)^{0.5} = 40.15 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 1014/40.15 = 25.25$$

Donc : $\lambda' = 0.28 \geq 0.2$ donc risque de flambement.

De l'abaque de flambement on a : $\chi = 0.921$

Donc :

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,921 \cdot 0,83 \cdot 0,1048 \cdot 355}{1.1} = 28.43 \text{ MN}$$

On a $N_{sd} = 17716,34 \text{ KN} = 17.71 \text{ MN} < N_{b,Rd} = 28.43 \text{ MN} \blacktriangleright$ Condition vérifié

- à la naissance :

La section de l'arc est de classe 4.

$$\text{Donc : } \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} = 0.83$$

$$\lambda_1 = 93.3\varepsilon = 75.57$$

$$\lambda' = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

On a : - λ : L'élancement

Lf : longueur de flambement, lf = 0.7 .l0 = 7.09

i : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement : i = (I/A)

$$i_y = (0.0169/0.1048)^{0.5} = 40.15 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = 709.8/40.15 = 17.67$$

Donc : $\lambda' = 0.23 \geq 0.2$ donc risque de flambement.

De l'abaque de flambement on a : $\chi = 0.962$

Donc :

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,962 \cdot 0,830 \cdot 1048 \cdot 355}{1.1} = 33.51 \text{ MN}$$

On a $N_{sd} = 18916,34 \text{ KN} = 18.91 \text{ MN} < N_{b,krd} = 33.51 \text{ MN} \blacktriangleright$ Condition vérifié

VII.3.ETUDE DE L'ENTRETOISE :

VII.3.1. hypothèse de calcul :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « Connecteurs ».

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier : } (\delta l / l)_a = \sigma_a / E_a.$$

$$\text{Pour le béton : } (\delta l / l)_b = \sigma_b / E_b.$$

D'après la première hypothèse on a : $(\delta l/l)_a = (\delta l/l)_b \Rightarrow \sigma_a/\sigma_b = E_a/E_b = n$.

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

Ainsi afin de tenir compte des variations d' E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation :

Tab VII.10. : Coefficient d'équivalence.

Sollicitation	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	CCP	18
Effets différés	Retrait et température	15
Charge de longue durée	CP	∞

VII.3.2. Caractéristiques géométriques du PRS :

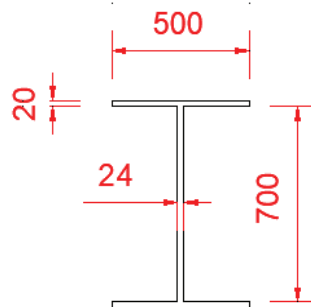
VII.3.2.1. Entretoise intermédiaire :

✓ Moments d'inertie :

$$I_y = 8.279 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 ; I_z = 0.4175 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

✓ Surface de section de PRS :

✓ $S_a = 36800 \text{ mm}^2 = 0,0368 \text{ m}^2$.



Figure, VII.13 : La section d'entretoise intermédiaire

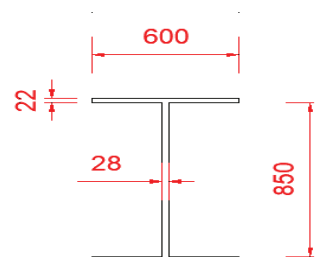
VII.3.2.2. Entretoises d'about :

✓ Surface de section de PRS :

$$S_a = 65800 \text{ mm}^2 = 0,0658 \text{ m}^2.$$

✓ Moments d'inertie :

$$I_y = 9.66 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 9.66 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^4$$



Figure, VII.14 : La section d'entretoise d'about

VII.3.2.3. Caractéristiques géométriques de la dalle :

- ✓ Détermination de la largeur efficace :

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2} ; \text{ où}$$

b_0 : entraxe entre les files de goujons extérieures.

$b_{ei} = \min \{ L_e / 8 ; b_i \}$ où L_e est la portée équivalente dans la section transversale concernée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité 1 et 2, $\beta_i = 0,55 + 0,025 \times L_e / b_{ei} < 1,0$ avec b_{ei} pris égal à la largeur efficace à mi-travée d'extrémité.

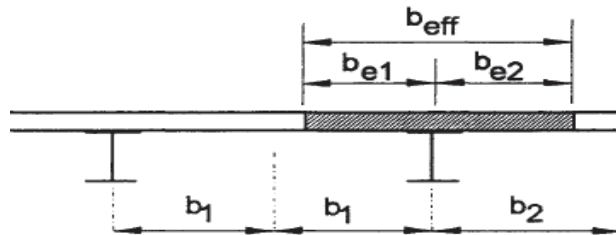
- ✓ Entretoise intermédiaire :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min \{ L_e / 8 ; b_1 \}$$

$$b_{e2} = \min \{ L_e / 8 ; b_2 \}$$

on a $b_1 = b_2 = 2 \text{ m}$.



Calcul de b_{eff1} : Fig.VII.15 : Largeur participante d'une poutre

nous avons $L_e = 0.85 \cdot L_1$

$$b_{e1} = \min \{ 0.85 \cdot L_1 / 8 ; b_1 \} = \min \{ 0.85 \cdot 9 / 8 ; 2 \} = \min \{ 0.96 ; 2 \} = 0.96 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \{ 0.85 \cdot L_1 / 8 ; b_2 \} = \min \{ 0.85 \cdot 9 / 8 ; 2 \} = \min \{ 0.96 ; 2 \} = 0.96 \text{ m}$$

Donc : $b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 0.96 + 0.96 = 1.92 \text{ m}$

Pour notre cas on adopte une largeur participante unique sur toutes les sections **$b_{eff} = 1.92 \text{ m}$** .

- ✓ Moments d'inertie de béton :

$$I_y = 4.32 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 4.32 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- ✓ Surface de section de béton :

$$S_b = 567000 \text{ mm}^2 = 0.567 \text{ m}^2$$

- ✓ Entretoise d'about :

Selon la figure nous avons $L_e = 0.85 \cdot L_1$

$$b_{e1} = \min\{0.85 \cdot L_1/8; b_1\} = \min\{0.85 \cdot 9/8; 2\} = \min\{0.96; 2\} = 0.96\text{m.}$$

$$b_{e2} = \min\{0.85 \cdot L_1/8; b_2\} = \min\{0.85 \cdot 9/8; 0.5\} = \min\{0.96; 0.5\} = 0.5\text{m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 0.96 + 0.5 = 1.46\text{m}$$

Pour notre cas on adopte une largeur participante unique sur toutes les sections $b_{eff} = 1.46 \text{ m}$.

✓ Moments d'inertie de béton :

$$I_y = 9.66 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 = 9.66 \cdot 10^{-3} \text{ mm}^4$$

✓ Surface de section de béton :

$$S_b = 438000 \text{ mm}^2 = 0.438 \text{ m}^2.$$

VII.3.2.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte :

✓ Calcul de surface :

$$S_n = S_a + (S_b/n).$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton.

n : coefficient d'équivalence ($n = \infty, 18, 15, 6$)

✓ Position du centre de gravité de la section mixte :

Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à la section mixte:

$$\int_S y \cdot ds = \int_{sb} y (dS_b / n) + \int_{sa} y dS_a = 0$$

On a donc :

$$(b \cdot (S_b/n) + a \cdot S_a = 0; a + b = c)$$

$$a_n = S_b \times c / n \times S_n; b_n = S_a \times c / S_n.$$

c : distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier.

✓ L'inertie de la section mixte :

L'inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivante :

$$I = I_A + (I_B / n) + (S_a \cdot S_b / n \cdot S_n) \times c^2.$$

I_A : moment d'inertie propre de l'acier par rapport à G_a .

I_B : moment d'inertie propre du béton par rapport à G_b .

$$V_{bn} = b_n + 0,15$$

$$V_{sn} = b_n - 0,15.$$

$$W_s = (I/V_s); W_b = (I/V_b); W_i = (I/V_i).$$

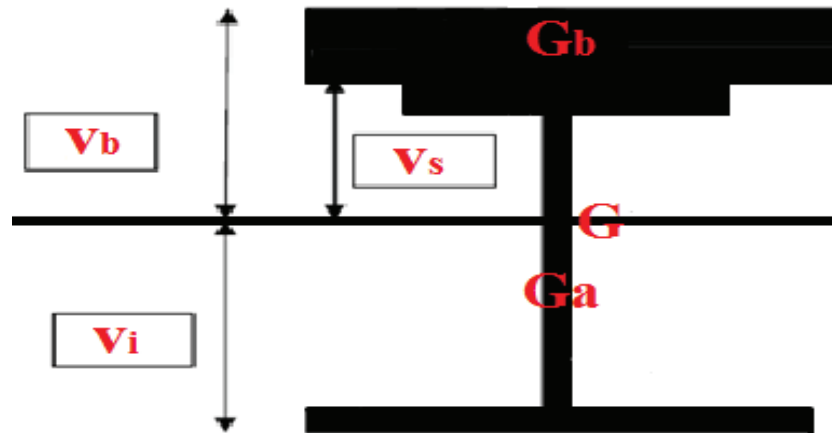


Figure.VII.16 : caractéristiques géométriques de la section mixte

I_a : inertie de la section d'acier, I_b : inertie de la section béton.

S_b : section de la dalle participante, S_b : section de la poutre d'acier.

W_b : moment statique par rapport à la section béton

W_s : moment statique par rapport à la semelle supérieur.

W_i : moment statique par rapport à la semelle inférieur

Tab VII.11 : Tableau récapitulative de la section mixte d'entretoise intermédiaire en Cm

N	C	S	A	b	I_m	V_a	V_b	V_i	W_a	W_b	W_i
8	53	468	00	53	468500	38	68	38	12328.94	6889.70	12328.94
18	53	788	21.5	31.5	1026352,59	16.47	46.47	59.52	62289,4208	22082,9467	17243,0036
15	53	852	23.9	29.1	1089801,18	14.11	44.11	61.88	77221,4411	24704,9438	17609,4411
6	53	1428	35.6	17.4	1424272,77	2.36	32.36	73.63	601022,908	44000,1194	19343,5814

Tab.VII.12 : Tableau récapitulative de la section mixte d'entretoise d'about en Cm

n	C	S	a	b	I_m	V_a	V_b	V_i	W_a	W_b	W_i
8	59.7	658	00	59.7	966100	44.7	74.7	44.7	21612.97	12933.06	21612.97
18	59.7	901.33	16.1	43.6	1781726,85	28.6	58.6	63.4	62335,7036	30413,8394	28095,3101
15	59.7	950	18.34	41.4	1905931,57	26.4	56.4	65.6	72331,0801	33823,0349	29031,7537
6	59.7	1388	31.4	28.3	2747011,38	13.3	43.3	78.7	206517,597	63439,0491	34905,5489

VII.3.3.Effet des sollicitations internes :

VII.3.3.1.Le retrait de béton :

✓ Définition :

On désigne le raccourcissement lent dans le temps d'un élément, indépendamment de la charge. Le retrait est causé par l'évaporation de l'eau passive et par le rétrécissement du gel de ciment enrobant les granulats.

La composition du béton, la géométrie de la pièce et les conditions climatiques sont les facteurs qui influencent ce retrait ; on distingue trois origines physiques de retrait :

✓ Contraintes résultantes :

- Contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = -\varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{A}{S} \cdot \frac{I_a}{I_m} \text{ avec : } E_b = E_a/n ;$$

Contrainte de compression sur la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \frac{I_a + b \cdot S \cdot d}{I_m}$$

Contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = -\varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \frac{b \cdot S \cdot d' - I_a}{I_m}$$

Avec :

d et d' : Distance du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieures de la poutre métallique.

A, B, S : Respectivement section de l'acier, du béton et de la section mixte

I_a, I_m : Respectivement inertie de la poutre métallique et de la section mixte.

E_b : Module d'élasticité du béton.

B : distance entre le C.D.G du béton et celui de la section mixte.

VII.3.3.2.Effet de différence de la température :

• Contraintes dues à la température :

- Contrainte dans le béton : $\sigma'_b = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_b)$
- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma'_s = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_s)$
- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma'_i = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_i)$

Avec : $E = 210/15 = 14 \text{ GPA}$; $I_a = 468500 \text{ cm}^4$; $I_m = 1089801,18 \text{ cm}^4$

$A = 368 \text{ cm}^2$; $B = 5670 \text{ cm}^2$; $S = 852 \text{ cm}^2$;

VII.3.3. Vérification des sollicitations internes :

- Vérification des contraintes normales :

On procédera la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de semelle « $\sigma_{a \text{ inf.}}$ » et dans la semelle supérieur « $\sigma_{a \text{ sup.}}$ » ainsi que la contrainte de compression de béton « σ_B ». Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

- ✓ Pour l'acier :

$\sigma_{a \text{ sup.}} \leq \sigma_{a \text{ c}}$ ($\sigma_{a \text{ c}}$: la contrainte admissible dans le cas de compression de semelle)

$\sigma_{a \text{ inf.}} \leq \sigma_{a \text{ tr}}$ ($\sigma_{a \text{ tr}}$: la contrainte admissible dans le cas de traction de semelle)

- ✓ Pour le béton :

σ_{bc} : la contrainte admissible dans le béton en compression.

$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 21 \text{ Mpa}$.

Hourdis

Béton 35 $F_{c28} = 35$ MPa

$F_{t28} = 2,7$ MPa

ELS $\bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa}$

ELU $\bar{\sigma}_{bu} = 19.83$ MPa

Aciers

HA Fe E500 $f_e = 500$ MPa

$\eta = 1,6$

$Y_s = 1,5$

ELU $\bar{\sigma}_{su} = 435$ MPa

ELS $\bar{\sigma}_s = 250$ MPa

Longueur de scellement : on a B35 et Fe E500 d'où la longueur de scellement est de $39 \varnothing$.

- Vérification des contraintes sur la section mi travée.

$$\sigma_b = M / n W_b ;$$

$$\sigma_s = M / W_s ;$$

$$\sigma_i = - M / W_i ;$$

- Entretoise intermédiaire :

Tableau.VII .13 vérification des Contraintes dans la section intermédiaire

	Sollicitation	M (kn.m)	$\frac{\sigma_b}{nW_b} = \frac{M}{nW_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W_s}$	$\sigma_i = \frac{-M}{W_i}$
n=∞	CP	507.13	0	41.13	-41.13
n=18	CCP	700.68	1.76	11.24	-40.63
N=15	Retrait		-9.59	48.250	-16.20
	Température		-3.19	16.083	-5.40
N=6	D240	620.70	2.35	1.032	-32.088
$\sigma_{s3} = \sigma_{cp} + \sigma_{retrait} + \sigma_{CCP} + \sigma_{surcharge}$			-8.67	117.735	-135.448
Vérification			Fissurée Seule l'armature et la section des poutres qui reprend les efforts	117.73 < 291.3 (345/1.15)	135.488 < 291.3 (345/1.15)

- Conclusion : Les contraintes sont vérifiées car elles sont inférieures aux σ_{e_c} .
- Pièce d'about :

Avec : $E = 210/15 = 14 \text{ GPA}$; $I_a = 966100 \text{ cm}^4$; $I_m = 1905931,57 \text{ cm}^4$

$A = 658 \text{ cm}^2$; $B = 4380 \text{ cm}^2$; $S = 950 \text{ cm}^2$;

Tableau.VII.14 Vérification des contraintes sur la section D'about

	Sollicitation	M (kn.m)	$\sigma_b = \frac{M}{nW_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W_s}$	$\sigma_i = \frac{-M}{W_i}$
n=∞	CP	386.18	0	17.86	-17.86
n=18	CCP	490.15	0.895	7.863	-17.45
N=15	Retrait		-1.97	37.30	-11.125
	Température		-0.66	12.43	-3.70
N=6	MC120	216.08	0.567	1.046	-6.18
$\sigma_{s3} = \sigma_{cp} + \sigma_{retrait} + \sigma_{CCP} + \sigma_{surcharge}$	/	/	-1.168	76.499	-52.615
Vérification	/	/	Fissurée Seule l'armature et la section des poutres qui reprend les efforts	76.499 < 300 (345/1.15)	52.61 < 300 (345/1.15)

Conclusion : Les contraintes sont vérifiées car elles sont inférieures aux σ_e .

- Vérification des contraintes de cisaillement :

Il est généralement admis que la participation de la dalle à la résistance à l'effort tranchant n'est pas prise en compte. Par conséquent, seule la section métallique résiste au cisaillement par l'intermédiaire de son âme.

La combinaison d'ELU est la plus défavorable = 1,35G+1.5 (AL2v+ST) +0.9T

La contrainte de cisaillement moyenne due à l'effort tranchant T doit satisfaire à la condition suivante : $\tau_{max} = (T/A_w) \leq \tau_y$.

Tel que : $A_w = (h-2t_f) t_w$.

Pour appliquer il faut que : $A_{semelle} > 15\% A_t$.

$A_{semelle} = 15000 \text{mm}^2 > 0.15 \times 46800 = 7020 \text{mm}^2$.

On a un La contrainte maximale égale à :

$$\tau_{max} = 78.80 \text{ MPa} < \tau_y = \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ MPa}$$

Donc résultats vérifié au cisaillement.

VII.4.ETUDE D'ASSEMBLAGE PAR SOUDAGE :

VII.4.1.Introduction :

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas le 25m, et cela pour faciliter l'opération de transport au chantier (JC) ; et aussi pour constituer les pièces d'une différente section sur atelier (JA).

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toute les actions à court, moyen et long terme, pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max.

Dans notre cas, ou l'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes, les soudages est la technique la plus intéressante.

Pour clarifier quelques notions souvent employées dans ce chapitre, il nous semble utile de définir les termes suivants :

- Joint soudé : ensemble de l'élément de liaison entre les pièces assemblées constitué par les soudures et les zones influencées thermiquement du métal de base.
- Soudures : partie du joint soudé constitué par le métal d'apport fondu.
- Anomalie : imperfection interne ou externe d'un joint soudé.
- Défaut : anomalie ou groupe d'anomalies dont la taille et/ou le nombre dépassent une valeur limite normalisée.

VII.4.2.Les avantages d'assemblage par soudage :

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Sur le chantier, son emploi est moins généralisé à cause des difficultés de mise en œuvre liées souvent à des conditions climatiques pas toujours favorables.

Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- ✓ La réalisation d'assemblages rigides, donc peu déformables.
- ✓ Une diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage par apport au boulonnage, notamment dans le cas de soudures non pénétrées (pas de trous à percer, réduction du nombre de couvre-joints et de plaques de tête)
- ✓ Une simplification des assemblages.
- ✓ Une amélioration de l'apparence de la construction.
- ✓ La réalisation d'un assemblage étanche.

Elle nécessite par contre certaines précautions de mise en œuvre, notamment :

- Le recours à un personnel qualifié.
- La protection des soudeurs sur le chantier vis-à-vis des intempéries.
- L'utilisation de procédés de contrôles de qualité sur le chantier.

VII.4.3.Résistance à la fatigue :

Dans les constructions soudées soumises à des charges variables répétées, des fissures de fatigue peuvent se développer.

Ces fissures prennent naissance au droit des anomalies, souvent au raccordement des soudures, et elles se propagent sous l'action des sollicitations répétées.

Ce phénomène dépend essentiellement de la différence(ou étendue) de contrainte $\Delta\sigma$ appliqué, mais est également influencé par des facteurs tels que la concentration des contraintes et les contraintes résiduelles.

En outre, le danger existe qu'une fissure de fatigue devienne l'amorce d'une rupture fragile ; on tiendra compte de ces phénomènes pour le dimensionnement de tous les ouvrages soumis à des charges répétées.



Figure.VII.17 Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical

VII.4.4.Rupture fragile :

Quelques accidents survenus dans des constructions soudées ont mis en évidence l'influence sur la rupture fragile de la rigidité introduite dans les assemblages par le soudage. Plusieurs facteurs propices au développement d'une rupture fragile sont en outre réunis au voisinage d'un joint soudé, à savoir :

- ✓ La modification possible des propriétés métallurgiques et mécaniques de l'acier de base (chauffage et refroidissement lors du soudage).
- ✓ La présence d'anomalies, aux abords ou dans la soudure, qui constituent des amorces de fissures pouvant ensuite se propager par fatigue.
- ✓ Les concentrations de contraintes au droit des soudures.
- ✓ L'augmentation des contraintes locales due aux contraintes résiduelles.

La rupture fragile est souvent associée uniquement à la qualité d'acier. Il y a cependant lieu de prêter une attention particulière au phénomène de la rupture fragile si l'on met en œuvre des aciers à haute résistance ou lorsque l'on prévoit des assemblages complexes comportant soit un grand nombre de joints soudés importants (contraintes résiduelles et éventuellement sollicitations tridimensionnelles), soit des épaisseurs importantes (déformation plastique empêchée par l'état tridimensionnel des contraintes). Ajoutons encore que le danger de rupture fragile est plus grand à basse température et lors d'une mise en charge soudaine (vitesse de chargement élevée).

VII.4.5. Déformation et contraintes résiduelles :

VII.4 .5. Anomalies :

Les principales anomalies qui peuvent être présentes dans les soudures sont représentées à la figure ; On distingue celles relatives à une configuration externe ou interne de la soudure.

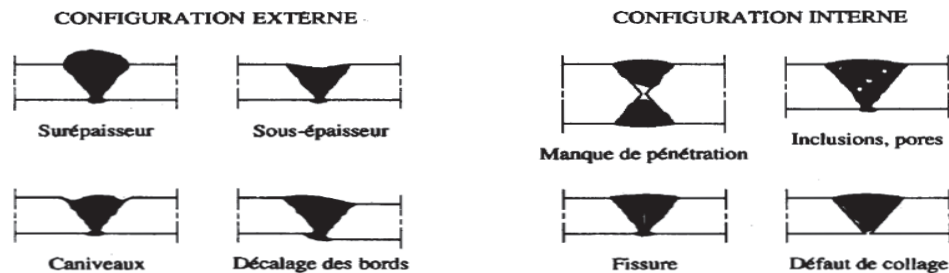


Figure.VII.18 Anomalies des soudages.

VII.4.6. Principe de soudure :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes,

Cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.



Figure. VII.19 Principe de soudure.

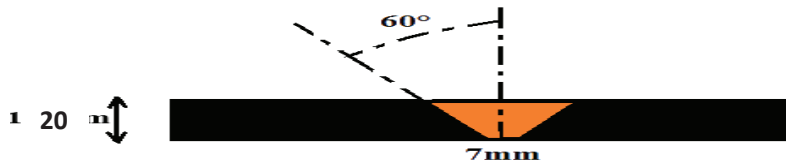
VII.4.8. Différentes type de soudure :

VII.4.8.1. Soudures bout à bout :

- Joint d'âme :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 16mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :

- Un chanfreiné en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm.
- Un angle de chanfreiner et de $60^{\circ} \pm 5^{\circ}$.
- Un espacement de 7mm.



liaison bout a bout de l'ame

figure.VII.20 Un chanfreiner en V.

- Joint de semelle :

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

- ✓ Un chanfreiné en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- ✓ Un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- ✓ Un espacement de 9 à 10mm.

À semelles supérieures :

- Soudure entre deux tôles de 25 et 35mm.

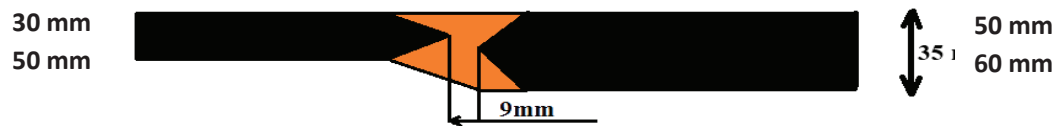


Figure. VII.21.Un chanfreiné en X des semelles supérieures.

À semelles inférieures :

- Soudure entre deux tôles de 35 et 55mm.



Figure. VII.22. Un chanfreiné en X des semelles inférieures.

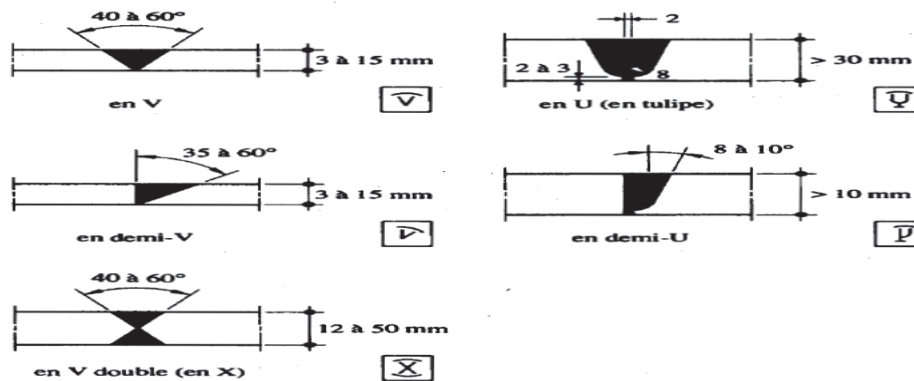


Figure.VII.23.Exemple des soudures bout à bout complètement pénétrées

VII.4.8.2.Soudures d'angle :

- Joint de l'âme avec les semelles :

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Des angles inférieurs à 60° sont également autorisés.

Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

VII.4.9. Liaison entre voussoir De l'arc :

Une soudure d'angle a une résistance suffisante si en tout point, la relation suivante est vérifiée :

$$F_{w,Sd} < F_{w,Rd}$$

Avec :

- $F_{w,Sd}$ résultante des efforts de calcul par unité de longueur soudure (mm),
- $F_{w,Rd}$ résistance de calcul par unité de longueur desoudure.

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \times a$$

Avec : a : gorge du cordon de soudure,

$F_{vw,d}$ résistances de calcul de la soudure au cisaillement, donnée par

$$l'expression : F_{vw,d} = \beta_{Lw} \times (0.58 \cdot f_u / \beta_w \times \gamma_{Mw})$$

F_u : valeur nominale de la résistance ultime en traction de la plus faible des parties assemblées

Pour les soudures bout à bout de longueur utile L_j supérieure à 150a, β_{Lw} est donnée par l'expression :

$$\beta_{Lw} = 1,2 - 0,2 L_j / 150a$$

$$a = 40\text{mm} \quad \Rightarrow F_{w,rd} = 40 \times 200.76 = 10517.33\text{N/mm}$$

Sur yy' : $F_{w,rd} \times 500 = 5258.66\text{KN} > F_{sd,max,yy'} = 1211.55\text{KN}$ la soudure réaliser assure la résistance de la section la plus sollicitée des arcs.

Sur zz' : $F_{w,rd} \times 1300 = 13672.53\text{KN} > F_{sd,max,zz'}$.

$F_{sd,max,zz'}$ est inférieure aux sollicitations tangentielles suivant zz'

VII.5.ETUDE DES CONNECTEURS :

VII.5.1.Introduction :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre.

Les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

VII.5.1.1. Arceaux :

Ils sont généralement constitués par des armatures en forme de boucle, de section ronde ou carrée en acier E 28-3, soudées sur la membrure supérieure de la poutre, et inclinées à 45°.

VII.5.1.2. Cornières :

Ce sont généralement des profilés à ailes égales et coins arrondis, soudés sur la membrure supérieure de la poutre. L'aile verticale est percée d'un ou deux trous pour permettre le passage d'épingles s'opposant au soulèvement du béton.

VII.5.1.3.Goujons :

Un goujon est un connecteur souple, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. Il est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête.

La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement de celui-ci et le soulèvement de la dalle de béton. C'est le type de connecteurs dont l'utilisation est la plus répandue, tant dans le domaine du bâtiment que dans celui des ponts.

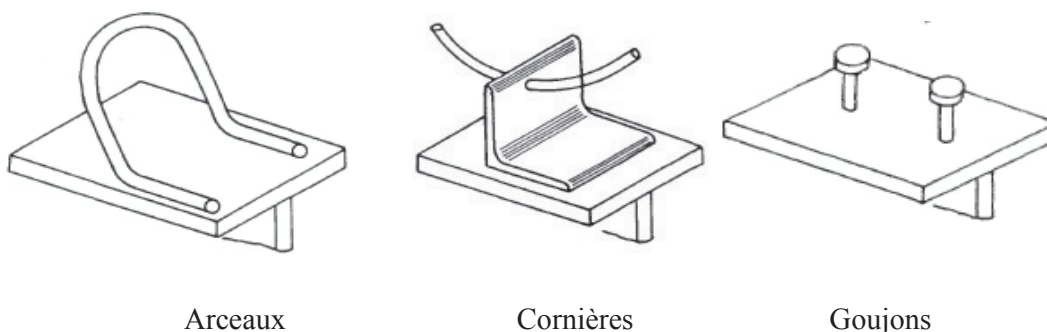


Figure.VII.24.Exemple des connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.

Il existe encore d'autres façons de réaliser la connexion entre l'acier et le béton (par exemple des boulons précontraints ou des ancrages réalisés à l'aide de barres d'armature). L'emploi des goujons à tête est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose.

De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant, en raison de leur flexibilité.

Les étréchettes clouées, représentent une alternative intéressante aux goujons, dans la mesure où leur mise en œuvre est possible même en cas de mauvaises conditions atmosphériques, et cela sans recourir au courant électrique.

Pour notre cas, on a choisi le type (**Goujons Nelson ST37 3K**), de diamètre $d = 22$ mm, de hauteur 180 mm. La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 345$ MPa, qui a une plus grande facilité de mise en œuvre en usine, et la pose de goujons sur chantier suppose la disponibilité d'une puissance électrique suffisante.

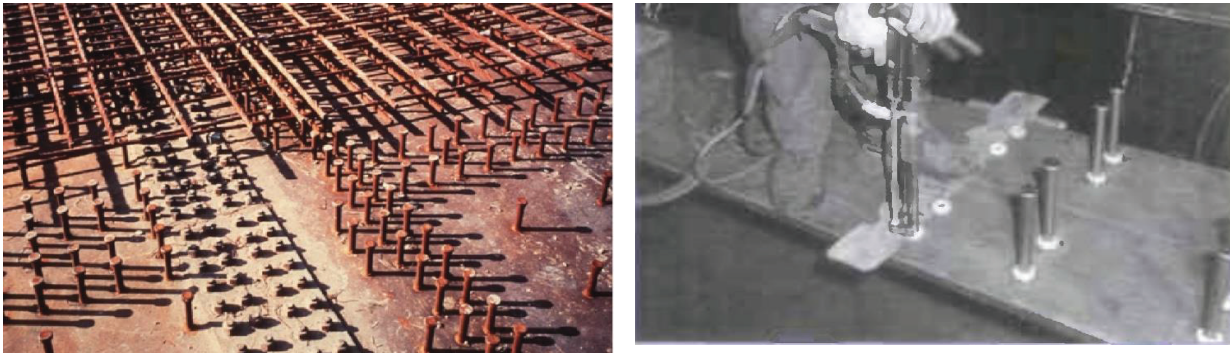


Figure. VII.25. Mettre en place les goujons sur la poutre

VII.5.2. Calcul de la connexion à l'ELU :

VII.5.2.1. Résistance de calcul de des goujons à tête :

La résistance de calcul $P_{pb,Rd}$ d'un goujon à tête est égale à la plus petite de ces valeurs suivantes ;

- La résistance de calcul du goujon par cisaillement de l'acier P_{Rd}^1
- La résistance de calcul de goujon par écrasement de béton contre le goujon P_{Rd}^2

$P_{pb,Rd} = \min (P_{Rd}^1, P_{Rd}^2)$ avec

$$P_{Rd1} = 0,8 \cdot k \cdot f_u \cdot \frac{A}{\gamma_v}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \cdot k \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} + E_{cm}}}{\gamma_v}$$

Avec :

- K: facteur de réduction pour tenir compte de la présence de nervure.
Pour nous : $K = 1$.
- F_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton sur cylindre à l'âge de 28 jours.
- α : facteur correctif pris égale à : 1 (dans notre cas)
- E_{cm} : Module d'élasticité de béton.
- La Résistance de calculs obtient en divisant P_{Rd} Par le coefficients partiel $\gamma_v = 1.25$

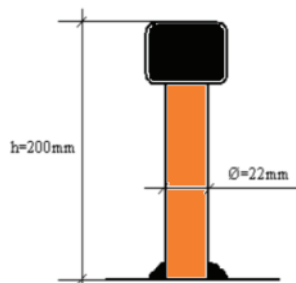


Figure. VII.26. Dimension du goujon à tête ronde

Donc les résultats sont :

$$P_{Rd1} = 0,8 \cdot 1,450 \cdot \frac{\pi \cdot 22^2}{4 \times 1,25} = 109,47 \text{ KN}$$

$$P_{Rd2} = 0,29 \cdot 1,1 \cdot 22^2 \cdot \frac{\sqrt{35 + 36000}}{1,25} = 126,04 \text{ KN}$$

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^1; P_{Rd}^2) = 109,47 \text{ KN}$$

- Disposition constructives relatives à la connexion :

Les goujons sont entièrement dans la zone comprimés, la section remarquable se trouve à mi-travée

- Vérification :

La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

$$R_1 = 0,85 \cdot A \cdot f_{cj} / 1,5$$

$f_{cj} = 35 \text{ Mpa}$; A : surface de tête de goujon ;

$$R_1 = 11,245 \text{ MN}$$

Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance :

$$R_2 = 0.7 \times \pi (d^2/4) \sigma_e = 0.7 \times 3.14 (0.022^2/4) 355 = 11,245 \text{ MN}$$

$$R = \min (R_1, R_2) = 11.24 \text{ MN}$$

$$R_{ELU} = 11.24 \text{ MN}; R_{ELS} = 0,6 \times 11.24 = 6,74; F_{FATIGUE} = 0,3 \times 11.24 = 3.37 \text{ MN}$$

$$N = R_{elU} / P_{Rd} = 11245 / 109.47 = 102.72 \approx 103 \text{ goujons.}$$

VII.5.2.3. Disposition des connecteurs :

Dans le sens de cisaillement on dispose sur la semelle métallique de largeur 500mm deux goujons espacés de 300mm donc on aura deux files pour chaque pièce métallique.

Dans le sens transversale au cisaillement on les avec un espacement de 17 cm .

CHAPITRE VIII : CALCUL DE LA DALLE

VIII.1.INTRODUCTION :

La fonction essentielle de la dalle est de transmettre les charges de trafic aux éléments porteurs principaux.

En travée la dalle supérieure et sur appui sert également d'élément stabilisateur contre le déversement des semelles comprimées des poutres maîtresses.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales.

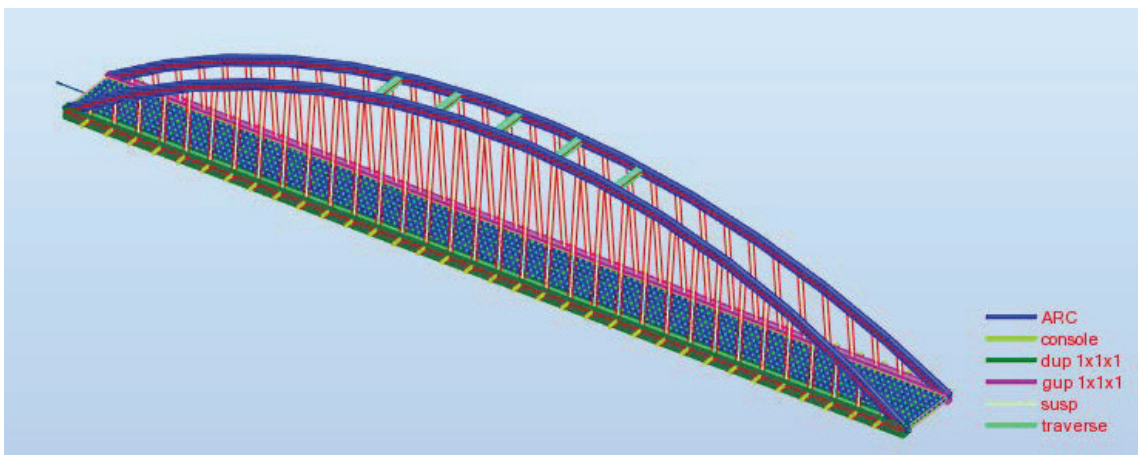


Figure.IIX.1. vue en élévation

VIII.2.METHODE DE CALCUL :

La modèle de pont créé sur le logiciel Robot permet de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons Diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc, Bt ou Br) ou Militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les diagrammes obtenus de robot donnent les moments M_y et M_x qui sont :

M_y : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OY de portée (b) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OY ; ce moment est dit « transversal ».

M_x : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OX de portée a est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

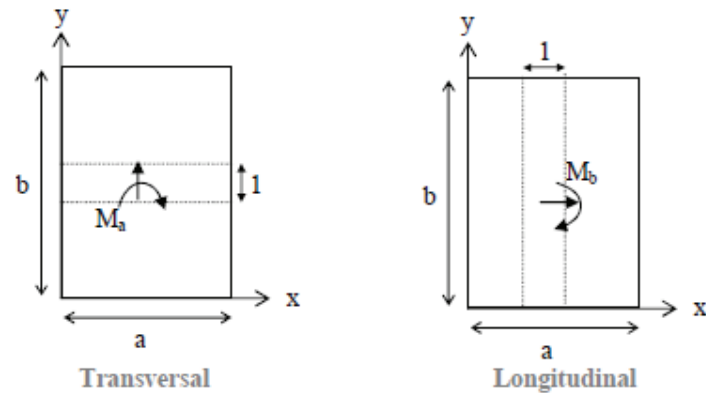


Figure VIII.2. Moment transversale et longitudinale sur la dalle.

La dalle a une épaisseur de 30 cm recouvert d'une couche de revêtement de 8cm.

VIII.2.1. Moments M_x et M_y au centre de la dalle :

A l'aide de modèle robot, on peut observer le comportement de la dalle avec différents Sollicitations et sous différents combinaisons de charges avec l'option de cartographie.

On va montrer quelques-unes :

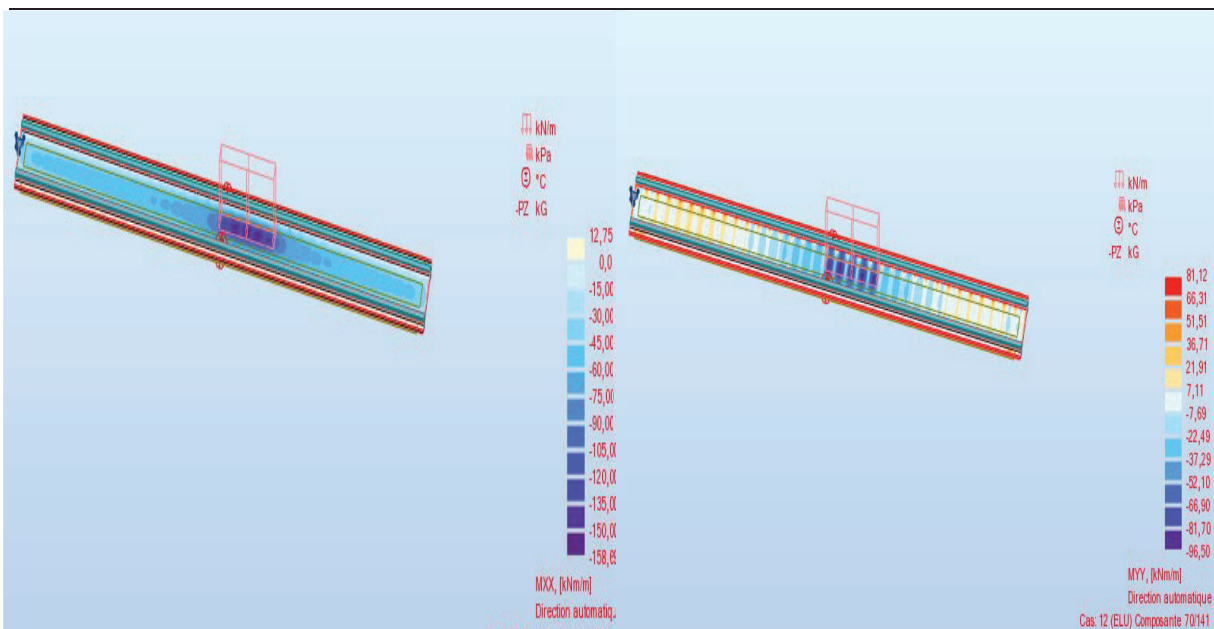


Figure VIII.3. Cartographie de la dalle sous la combinaison (1.35G+1.35D240)

La cartographie nous permet de déduire en chaque combinaison les sollicitations en dalles (moments fléchissant, effort tranchant, effort axiale).

Puisque la dalle subit des moments fléchissant importants, donc le ferrillage optimal sera vis-à-vis la flexion plus quelques vérifications sur l'effort tranchant.

Les moments fléchissant de la dalle M_x et M_y défavorables dans chaque combinaison obtenus :

Tableau VIII.1. Combinaison et leurs moments

Combinaison	Moments
1.35G+1.5 (AL2V+ST) +0.9T	$M_{xx}^- = -82.94 \text{Kn.m}$; $M_{xx}^+ =$ $M_{yy}^- = -52,79 \text{ Kn.m}$; $M_{yy}^+ = 86.15 \text{ KN.m}$
1.35G+1.5 (BC2V+ST) +0.9T	$M_{xx}^- = -127.41 \text{ KN.m}$; $M_{xx}^+ = 30.33 \text{KN.m}$ $M_{yy}^+ = 114.65 \text{ KN.m}$; $M_{yy}^- = -102,44 \text{KN.m}$
1.35G+1.35MC120	$M_{xx}^- = -125.76 \text{ KN.m}$; $M_{xx}^+ = 52.07 \text{ KN.m}$ $M_{yy}^+ = 189.90 \text{ KN.m}$; $M_{yy}^- = -128.57 \text{ KN.m}$
1.35G+1.35D240	$M_{xx}^+ = 31.42 \text{ KN.m}$; $M_{xx}^- = -158.65 \text{ KN.m}$ $M_{yy}^+ = 89.04 \text{ KN.m}$; $M_{yy}^- = -89.71 \text{ KN.m}$

VIII.3. FERRAILLAGE DE L'HOUDIS :

VIII .3.1.dalle centrale :

On a : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{9}{140} = 0.06 < 0.4$

Donc : La dalle travaille dans le sens unique, c'est le sens transversale.

- D'après Le BAEL 99 :

Dans ce cas, les moments M_y dans le sens de la grande portée sont faibles, On les néglige et on admet donc que la dalle ne porte que dans un seul sens « Direction L_y ». La dalle travailledonc comme une poutre de portée L_y .

VIII.3.1.1. Ferrailage au sens transversal :

On étudiera une section rectangulaire en flexion simple.
 $b = 1\text{m}$; $h = 0.23\text{m}$; $f_{bu} = 19.83\text{Mpa}$.

- En travée :

$M_u = 158.65 \text{KN.m/ml. (nappe inférieure)}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \text{avec } : M_u = 158.6 \text{KN.m/m}; d = 0,9h = 0.27\text{m.}$$

$$\mu = \frac{158.65}{1 \times 0.27^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.109 \Rightarrow \mu = 0.11 ;$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 500 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.617$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.37$$

$\mu = 0,11 < \mu_R = 0,37 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées.

$$\mu = 0,11 < 0,186$$

Donc : $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.144$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,254 \text{ m}$$

$$A_S = \frac{M \mu}{Z \sigma_s} = 11.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 6HA16 $\Rightarrow A_S = 12.06 \text{ cm}^2$.

- Vérification selon la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot b \cdot d$$

$$14.29 \text{ cm}^2 \geq 3.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appui :

$M_u = 189.90 \text{ KN.m/ml}$ (nappe supérieure)

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec } : M_u = 189.90 \text{ KN.m/m}; d = 0,9h = 0.27 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{189.90}{0.27^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.130 \Rightarrow \mu = 0.13$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 500 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0.617$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0.372$$

$$\mu = 0,129 < \mu_R = 0,391$$

$\mu = 0,13 < 0,186 \Rightarrow$ Sections sans armatures comprimées

Donc : $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$.

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,175$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,2511 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M \mu}{Z \sigma_s} = 17,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 6HA20 $\Rightarrow A_s = 18,84 \text{ cm}^2$

- Vérification selon la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot b \cdot d$$

$$18,84 \text{ cm}^2 \geq 3,35 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifié}$$

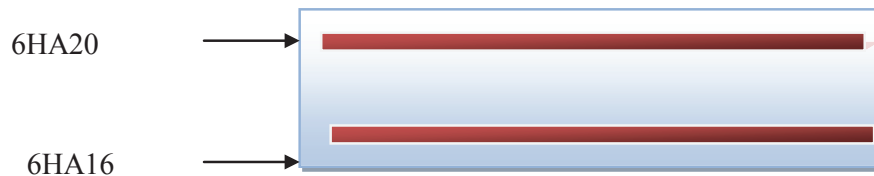


Figure. VIII : Ferrailage Transversale de la dalle

VIII.3.1.2. Ferrailage au sens Longitudinale :

- D'après Le BAEL :

Les armatures disposés suivant deux directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la direction la moins sollicitée (armature de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égale à :

- 1/3 avec charge concentrée
- 1/4 sans charge concentrée.

- En travée :

La section d'armatures de la nappe inférieure :

$$A_s' = \frac{A_s}{3} = \frac{15,71}{3} = 5,23 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

- appui :

La section d'armatures de la nappe inférieure :

$$As' = \frac{As}{3} = \frac{18.84}{3} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

VIII.3.1.3. Justification de la dalle vis-à-vis le poinçonnement :

La justification de la dalle vis-à-vis le poinçonnement se fait dans le système B (Br ou Bc), qu'ils peuvent causer des déformation locale à la dalle (Poinçonner) .

- Système Br :

Les dimensions de la roue de système Br :

$$Qu = 1.35(P) = 1.35 \times 100 = 135 \text{ KN.}$$

$$Qu \leq 0.045 \cdot Uc \cdot h \cdot f_{c28} / 1.5.$$

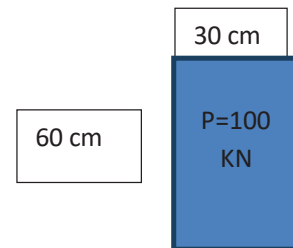


Figure VIII .5 dimensions de Br

$$P = p \cdot a \cdot b \text{ (KN)}$$

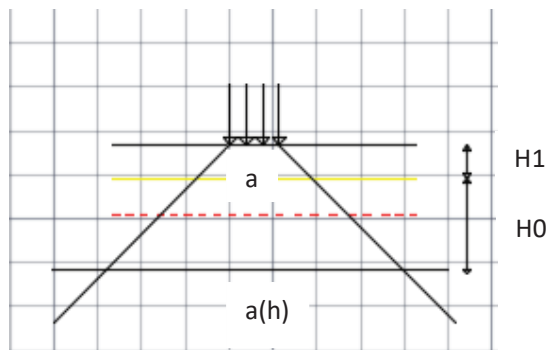


Figure VIII.6 schéma de poinçonnement

Tel que :

- h_1 : Hauteur de revêtement+ étanchéité.
- h_0 : Hauteur de la dalle.
- a, b : dimension de la roue.
- P : charge de la roue.
- Angle de diffusion des charges est de 45° .

Le calcul de Uc se fait par la relation suivante :

$$Uc = 2a(h) + 2b(h)$$

Avec :

- $a(h) = a_0 + h_0 + 2\epsilon h_1$ ($\epsilon = 1$: revêtement en béton).
- $b(h) = b_0 + h_0 + 2\epsilon h_1$ ($\epsilon = 1$: revêtement en béton).
- Donc : $a = 0.715 \text{ m}$; $b = 1.105 \text{ m}$

$$Uc = 2 \times 0.715 + 2 \times 1.105 = 3.64 \text{ m}$$

$$Qu = 135 \leq 0.045 \times 3.64 \times 0.3 \times 35 \times 10^3 / 1.5 = 1146 \text{ KN.} \blacktriangleright \text{ Condition vérifié}$$

- Système Bc :

Les dimensions de la roue d'impact est de $0.25 \times 0.25 \text{ m}^2$

$Q_u = 1.35(P) = 1.35 \times 60 = 81 \text{ KN}$.

$U_c = 2a + 2b = 4a = 4(0.25 + 0.3 + 0.115) = 2.66 \text{ m}$.

$Q_u = 81 \text{ KN} \leq 0.045 \times 2.66 \times 0.3 \times 35 \times 10^3 / 1.5 = 837.9 \text{ KN}$ ► *Condition vérifié*

- Conclusion :

La condition est largement vérifié, donc on n'a pas besoin d'aucune armature d'effort tranchant ou de couture.

VIII.3.2.dalle en encorbellement :

Notre ouvrage contient deux dalles en encorbellement, portée par des Consoles en IPE400 Ces derniers prendre juste la charge de grade corps et les surcharges de trottoirs.

Donc le ferrailage de ces deux dalles seront modestes.

L'épaisseur des deux dalles est de 10cm, on procède au ferrailage par la condition de non fragilité.

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \cdot \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot b \cdot d$$

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$3\text{HA } 10 \text{ ► } A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

- Remarque :

En ce qui concerne le ferrailage sur travée ou sur appui (dans les deux sens), on considère le même ferrailage pris en compte sur la nappe supérieure sur appui (la même chose pour la nappe inférieure).

VIII.4.PREDALLE :

On désigne par prédalles, des dalles préfabriquées destinées à former la partie inférieure d'une dalle pleines.

VIII.4.1. Géométrie :

- E_{pd} = épaisseur de la prédalle (6cm).
- L_{pd} = longueur de la prédalle 9m .
- L_e = entraxe entre les poutres 10.1m
- b, d : position des aciers de levage ($b=0.50\text{m}$; $d=0.4\text{m}$).

VIII.4.2. calcul :

Afin de bien résister aux efforts lors de sa mise en place et en service, on considère que la prédalle et d'un béton de 25 MPa et qu'elle est siège de fissuration préjudiciable.

- Manutention :
 - Le poids propre surfacique est : $G=0.06 \times 25=1.5 \text{KN/m}^2$.
 - Pour une largeur d'un mètre, sont poids à l'ELU : $P_u=1.35 \times 1.5 \times 1=2.025 \text{KN/ml}$.
 - La réaction au niveau de point de levage :
 $R_a=R_b= P_u \cdot L/2 = 2.205 \times 4.5 = 9.11 \text{KN}$
 - La section d'acier nécessaire : $A_s = R_a/\sigma_s = 0.388 \text{cm}^2$.
- Mise en place :

Après le dépôt, la prédalle est soumise au moment isostatique :

$$M = P_u \times \frac{l^2}{8}$$

$$M = 2.025 \times \frac{9^2}{8} = 20.50 \text{KN.m/ml}$$

La section A_s est de 8.51 cm^2 .

- Après coulage de l'hourdis :
 - Le poids surfacique de l'hourdis est :
 $P_u = 25(0.3-0.06)=6 \text{KN/m}^2$
 - La charge d'exploitation du chantier est : $Q= 1.5 \text{KN/m}^2$.
 - Pour une largeur d'un mètre, la charge à l'état limite ultime est :
 $1.35 (1.5+6) + 1.5 (1.5) = 12.375 \text{ KN/ml}$
 - La prédalle est donc soumise a un moment maximale de :

$$M = P_u \cdot \frac{l^2}{8} = 3.48 \text{KNm/ml}$$

- Le ferrailage se fait par flexion simple :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{M u}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } Mu = 125.29 \text{KN.m/m; } d = 0,9h = 0.054 \text{m.}$$

$$\mu = \frac{3.48}{1 \times 0.054^2 \times 14.83} \times 10^{-3} = 0.084$$

$$\varepsilon_{es} = f_e / E_s \gamma_s = 500 / 2 \cdot 10^5 \times 1.15 = 2.17 \cdot 10^{-3}$$

$\mu = 0,084 < 0,186 \Rightarrow$ Sections sans armatures comprimées.

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0.11$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,057 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M \mu}{Z \sigma_s} = 1.39 \text{ cm}$$

CHAPITRE .IX.LES EQUIPEMENTS DE L'OUVRAGE :

IX.1. LES APPAREILS D'APPUI

X.1.1. Introduction

Les tabliers de pont reposent, en général, sur leurs appuis (pilles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou au même temps, des efforts verticaux et des efforts horizontaux. Il existe essentiellement quatre type d'appareilles d'appui qui sont :

1. Les articulations en béton.
2. Les appareils d'appui élastomère fretté.
3. Les appareils d'appui spéciaux.
4. Les appareils d'appui métallique.

On utilise dans notre projet appareille d'appui élastomère type CIPEC fretté, ils sont constitués par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du néoprène) et tôle d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et néoprène étant obtenue par « adhérisation » au moment de la vulcanisation.

Les caractéristiques d'appareille d'appui sont les suivants :

- Contrainte $\sigma = 15 \text{Mpa}$.
- Module de cisaillement statique : $G = 0.9 \text{Mpa}$.
- Module de cisaillement dynamique : $G = 1.8 \text{Mpa}$.
- Epaisseur d'une couche élastomère : $t = 20 \text{mm}$.
- Résistance $R_{\text{rupture}} \geq 16 \text{Mpa}$.

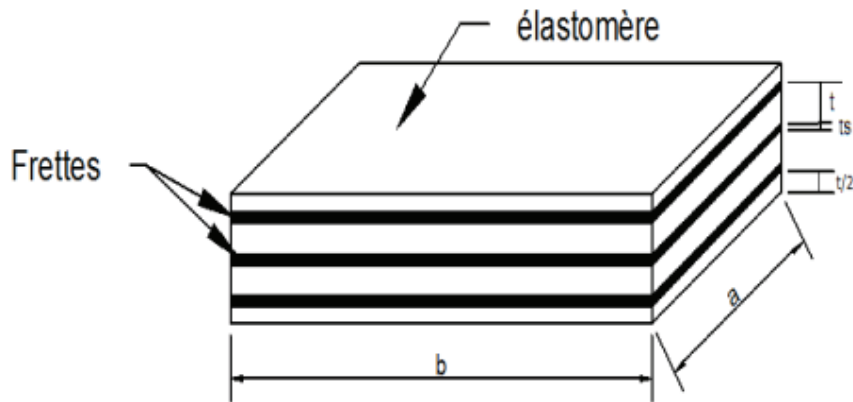


Figure.IX.1 Appareil d'appui en élastomère

IX.1.2. Dimensionnement des appareils d'appuis :

IX.1.2.1 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Aire de l'Appareils d'appuis :

$$N_{\max} = 7946.51 \text{ KN} \quad : G+1,2(S,Tr+AL2v)$$

$$\sigma_m = N_{\max} / a.b \leq \sigma$$

$$\sigma_m = 15 \text{ MN/m}^2$$

$$ab \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} = 0.52 \text{ m}^2$$

On opte pour des appareils de dimensions : $a \times b = 700 \times 800$

Soit : 560000 mm^2

IX.1.2.2. Calcul des efforts horizontaux et déformations :

✓ Calcul des efforts :

les efforts horizontaux sont essentiellement dus aux effets des convois A & B
 Pour le convoi B la valeur de l'effort de freinage est fixe

Pour le convoi A(l) elle est fonction de la portée $L = 140,00 \text{ m}$

Effort de freinage du à Bc est égal à : 300 KN

par appareil $H/ap = 75,00 \text{ KN}$

Effort de e d'appareils d'appuis du au système Al est $H_{Al} = \frac{A(l)}{20+0.0035S} =$

par appareil $H/ap = 52.75 \text{ KN}$

Ces efforts sont à répartir sur les appuis en fonction de leurs rigidités, dans le cas de 2 appuis (culées et une pile) on considère la rigidité des appuis est égale à la rigidité des appareils d'appui.

Les appareils d'appuis étant identiques pour les deux appuis (culée), l'effort horizontal sera réparti équitablement.

Nombre 2 appareils d'appui par culée

✓ Calcul des déformations :

- Rotation due au poids propre :

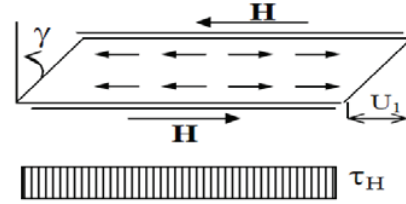


figure IX.2 déformation d'appui

La rotation est calculée par la formule suivante :

$$\alpha_g = \frac{g \times l^3}{24 \times Ed \times I}$$

Avec : - g : Le poids linéique de la poutre y compris les superstructures

- L : la longueur de la travée (L = 140 m)
- Ed : Module de déformation de matériaux
- I : inertie de la poutre = 0.15 m⁴

Donc :

$$\alpha_g = 5.10^{-2} rad$$

- Rotation du au surcharge :

La rotation est calculée par la formule suivante :

$$\alpha_q = \frac{q \times l^3}{24 \times Ed \times I}$$

$$\alpha_q = 0.027$$

- Rotation Total :

- A vide : $\alpha = \alpha_g = 0.05 rad$
- En service : $\alpha = \alpha_g + \alpha_q = 0.05 rad$

- Déplacement des appuis :

✓ Déplacement du à la rotation :

$$\Delta\alpha = \alpha \times \frac{h}{2} = 9.2 cm$$

Tel que :

- α : Rotation en service.
- h : hauteur de la poutre (2400 mm).

✓ Déplacement du au retrait :

Il est dû à l'évaporation de l'eau qui chimiquement n'était pas nécessaire à la prise du ciment, mais qui était indispensable pour obtenir une consistance plastique du béton pour faciliter sa mise en œuvre.

La déformation de retrait est $\varepsilon = -4.10^{-4}$

$$\Delta_R = \varepsilon \times \frac{l}{2} = -0.028m$$

✓ Déplacement du à la température :

A partir de la température ambiante, nous envisageons une variation saisonnière de la température $\pm 25^\circ$ et ± 10 de variation instantanée.

✓ Courte durée : $\Delta_{tj} = \pm 10 \times 10^{-5} \times \frac{140}{2} = \pm 0.007m$

✓ Longue durée : $\Delta_{tj} = \pm 25 \times 10^{-5} \times \frac{140}{2} = 0.017m$

IX.1.2.3. Hauteur nette d'élastomère :

La condition habituellement prépondérante est celle de ϵ_q liée au déplacement imposé par la température uniforme sur la structure plus éventuellement du a la force de freinage.

$$\epsilon_q = V_x / T_q \leq 1 \text{ avec : } V_x = V_1 + V_2.$$

- V_1 : déplacement horizontale maximale du à la température, retrait, rotation.
- V_2 : déplacement horizontale maximale du au freinage.

$$V_x = V_1 + \frac{H_x + T_q}{2 \cdot G \cdot A_{ap}}$$

$$V_x = 0.137 + 0.083T_q$$

Donc : $T_q \geq 0.149m \approx 0.150m$

On opte pour $T_q = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui choisi est de : 700X800X8(20+ts)

Tel que : t_s : l'épaisseur de la frette (5 mm)

- Dimension en plan :

On prend : a = 660mm et b = 800mm, en prenant compte d'enrobage totale $2 \times 7 = 14 \text{ mm}$

IX.1.2.4. Vérification de dimensionnement :

- Traction dans les frettes :

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime.

La relation est : $t_s = \gamma_m \cdot \frac{2,6 \cdot Fz \cdot t}{A \cdot fy}$

Avec :

- Fz : effort maximum appliquée. (ELU)
- F_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235)
- γ_m Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

$$t_s = 4,76 \cdot 10^{-3} m. \leq 5mm \blacktriangleright \text{ condition vérifié.}$$

- Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il est important de vérifier La stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme pour le feuillet vaut :

$$S = \frac{A}{2(a + b) \times t} = 8.39$$

La condition de vérification au flambement est :

$$\sigma_{lim} = 2 \times a' \times G \times \frac{S}{3 \cdot T_e} \geq \frac{Fz}{A}$$

$$\sigma_{lim} = 21.89 \geq 19.15 \blacktriangleright \text{ Condition vérifié}$$

- Limite de distorsion : (déformation) :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_t = KL (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{qd} + \varepsilon_\alpha) < 7$$

Dans cette formule :

- KL est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes ;
- ε_c , ε_q et ε_α sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

$$\text{Tel que : } \varepsilon_{cd} = \frac{1,5.R_{max}}{G \times A \times S} = 3.69$$

$$\varepsilon_{qd} = \frac{Vx}{Te} = 0.685$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{a' \times \alpha \times t}{2(n.t^3 + 2.e^3)} = 1.13$$

$$\varepsilon_t = 1(3.69 + 0.685 + 1.13) = 5.505 < 7 \blacktriangleright \text{ Condition vérifié.}$$

- Stabilité en rotation :

On s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui par la formule :

$$Vz = N_{max} \times \frac{Te}{A'} \left(\frac{1}{5GS^2} + \frac{1}{Ea} \right) > \frac{a \times \alpha_a + b' \times \alpha_b}{K_r}$$

Avec :

- α_a et α_b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui.
- K_r coefficient égal à 3.

$$Vz = 8,21.10^{-3} > 7,91.10^{-4} \blacktriangleright \text{ Condition vérifié.}$$

- Condition de non glissement :

La vérification de non glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement :

$$\sigma_{min} = \frac{R_{min}}{A'} = 19.51 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \blacktriangleright \text{ Condition vérifié.}$$

$$U_e = 0.1 + \frac{1.5Kf}{\sigma_{min}} = 0.146$$

$$Fxy = \frac{Vx \times G \times A'}{Te} + Hx = 0.42 < U_e \cdot R_{min} = 1.39 \blacktriangleright \text{ Condition vérifié.}$$

Tel que :

- $K_f = 0.6$ pour le béton, 0.2 pour autres.
- R_{min} et Fxy : Réaction verticale et effort horizontale concomitant les plus défavorables.
- Hx : Effort de freinage.
- U_e : Coefficient de frottement de l'appareil d'appui de la structure.

✓ Conclusion : Les dimensionnements de l'appareil d'appui sont vérifié.

IX.2.JOINT DE CHAUSSEE :

IX.2.1. Introduction :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic journalier entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

✓ Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus (décalage).
- Absence de bruits de vibrations.

✓ Résistance :

Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

✓ Etanche :

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

✓ Fiable :

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

IX.2.2.Calcul dusouffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint Δl .

IX.2. 2.1.Rotation d'extrémité sous chargement :

On accepte une rotation d'extrémité α égale à 0,003rd.

h : la hauteur de tablier égale à 2.40m.

Le déplacement horizontal dû à la rotation d'extrémité est de $\Delta l = h \cdot \text{tg}\alpha = 0.72\text{cm}$.

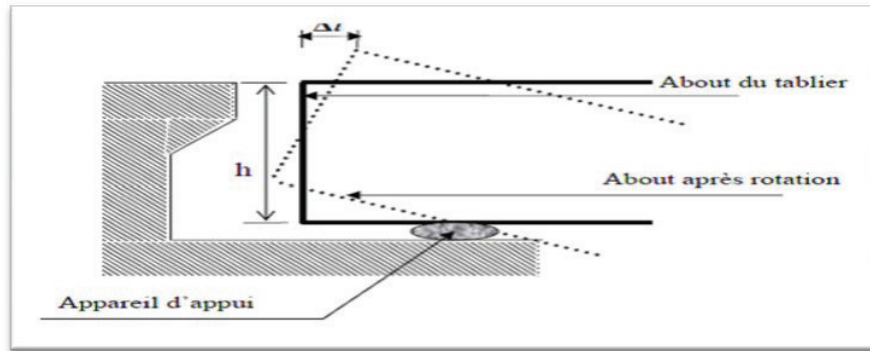


Figure. IX.3 : Schéma représentatif de rotation d'extrémité.

IX.2. 2.2. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif : $\epsilon_t = \frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4}$. L'étant la longueur du tablier.

Dans notre projet $l=140m \Rightarrow \Delta l = 4.2cm$.

IX.2. 2.3. Retrait :

$$\epsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 5.6cm.$$

IX.2. 2.4. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction de contrainte normale appliquée.

On pourra prendre en approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fj} \cdot 10^{-4}$.

K_{fj} : coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2à3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 4.2cm.$$

Donc $\Delta l = \text{rotation} + \text{retrait} + \text{température} + \text{fluage} = 0.72 + 4.2 + 5.6 + 4.2 = 14.72 \text{ cm}$.

- Conclusion : on opte pour un joint de type FT150.

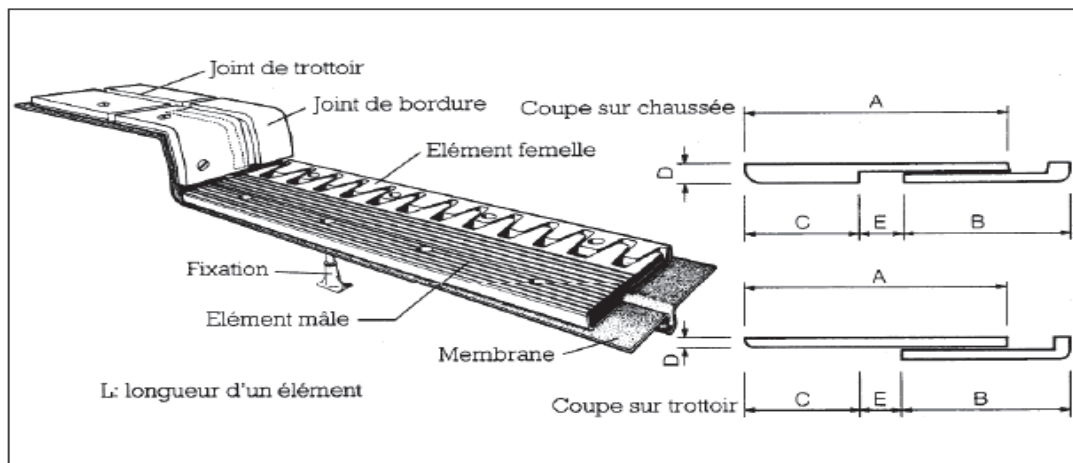


Fig. IX.4 : Joint de chaussée type FT150.

IX.3. Les GARGOUILLES :

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) côté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.



Fig. IX.5 L'emplacement de gargouille.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale. La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (3,5% pour notre cas).

La forme de la pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qu'est convenablement exécutée.

Il faut noter qu'une pente transversale de 3,5% n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante.

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Figure.IX.1 Appareil d'appui en élastomère.....	118
Figure. IX.3 : Schéma représentatif de rotation d'extrémité.	124
Fig. IX.5 L'emplacement de gargouille.	125

CHAPITRE X : CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

X.1. INTRODUCTION :

La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception , en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblayées).
- Culée enterrée.

X.2. PRE DIMENSIONNEMENT :

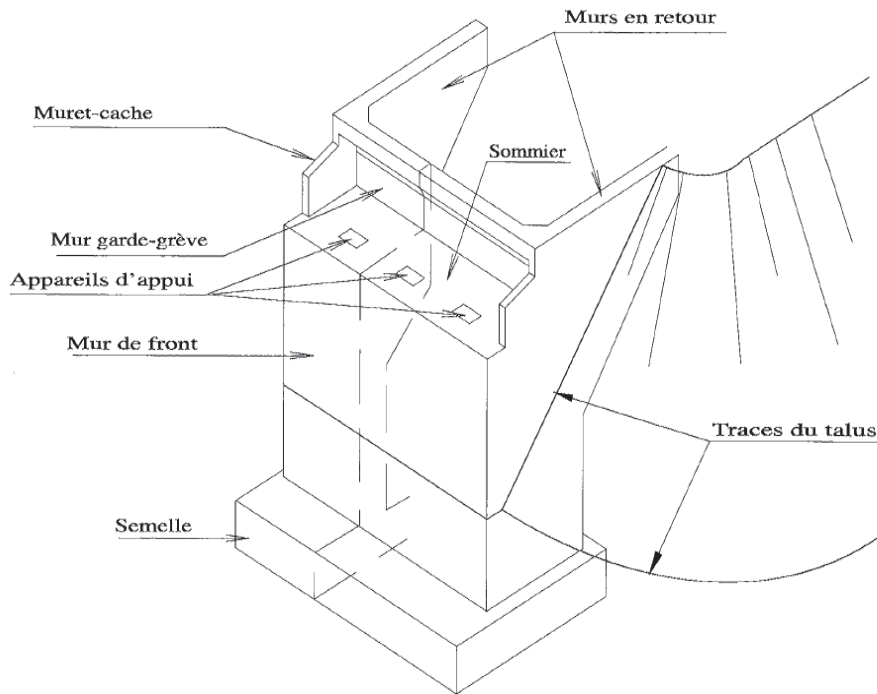


Figure X.1 Les éléments de la culée

X.2.1. Mur garde grève :

Le mur de garde grève est destiné à protéger l'about du tablier, en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.

La hauteur du mur est :

$H = \text{hauteur de lapoutre} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dés d'appuis}$

- $H = 1.2 + 0.4 + 0.25 = 1.85 \text{ m.}$
- Épaisseur : $e = \text{MAX}(0,30 ; \frac{H}{8}) \Rightarrow e = 30 \text{ cm}$
- Longueur : et celle du tablier = 13.10 m.

X.2.2. Mur de front:

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, leurs dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisante pour recevoir les appareils d'appuis et entretenir à travers le temps.

- Hauteur : $H = 6.6 \text{ m}$
- La largeur : $L = 2 \text{ m}$
- Longueur : et celle du tablier = 13.10 m

X.2.3. Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1.50 \text{ m.}$
- Longueur : 13.10 m.

X.2.4. La semelle :

- Epaisseur : $e = 2 \text{ m.}$
- Largeur = 9.60 m.
- Longueur = 13.20 m
- Béton de propreté : 0,10 m.

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une semelle fonde sur pieux forés de diamètre $\varnothing = 1,2 \text{ m}$ (fondations Profondes)

X.2.5. Mur en retour :

Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais

- Épaisseur constante de 0,6 m.
- Longueur de 7 m
- Hauteur de 8.45 m.

X.2.6- Dalle de transition :

La Dalle de transition limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route a un milieu rigide qui est le pont elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, elle est Ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des barres d'attente ou des goujons. Elle est mise en Place avec une pente de 10%.

- Dimension transversale $= 13.10 - 2 * 0.6 = 11.9$ m

- $L = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 0.6 \text{ h})] = \text{Min} [6 \text{ m} ; \text{Max} (3 \text{ m} ; 5.07)] = 5.07$

Tel que h : hauteur de remblais = H mur de front + H mur garde grève = 8.45 m.

On prend $L = 4.5$ m.

X.2.7. Le corbeau :

Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition on laisse généralement des barres pour fixer la dalle de transition et empêcher cette dernière de glisser.

- $H_1 = 0.3$ m.

- $H_2 = 0.3$ m.

- Epaisseur $e = 0.3$ m.

- Longueur $L = 11.9$ m.

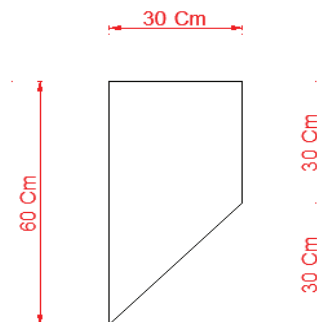


Figure X.2 section du corbeau

X.2.8-Les coupes longitudinale et transversale de la culée :

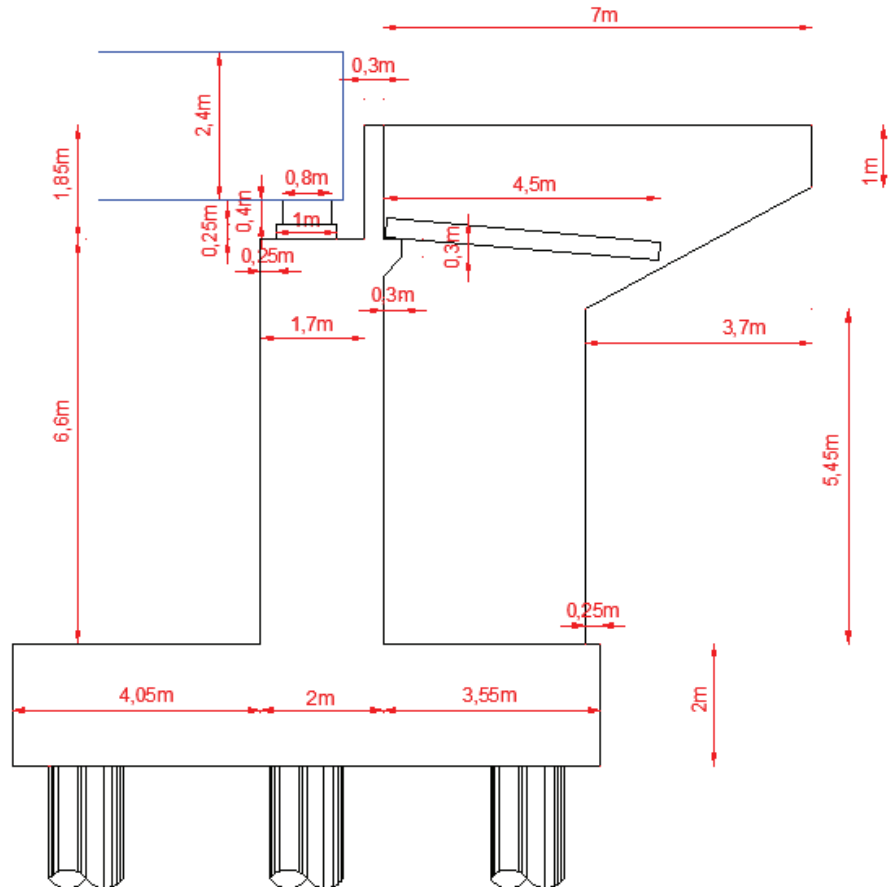


Figure X.3 section longitudinale de la culée.

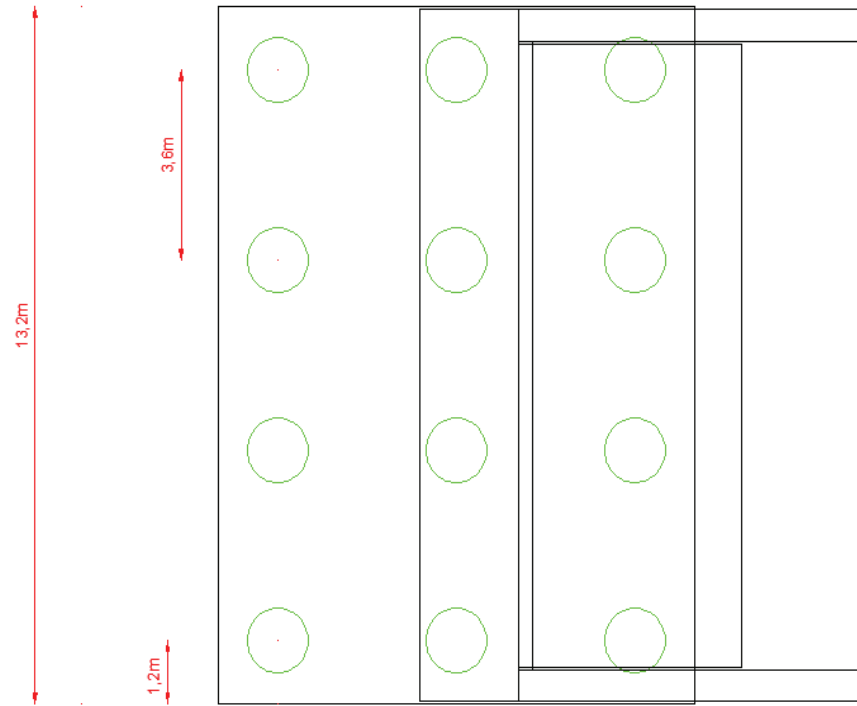


Figure X.4 section transversale de la culée.

X.3. Etude de la stabilité de la culée :

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales ainsi que dans les conditions sismiques.

On aura besoin des données suivantes :

La formule de MONONOBE OKABE

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\beta)}} \right)^2} \rightarrow \text{(Selon RPOA2008)} ; \text{ Avec :}$$

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{kh}{1 \pm kv} \rightarrow \theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{kh}{1 \pm kv}\right) \rightarrow \text{(Selon RPOA2008)}$$

Tel que :

$$\begin{cases} kh = A & \text{avec } A = 0.25 \text{ (Zone IIa ; groupe 1) selon la carte de zonage sismique RPOA 2008} \\ Kh = 0.25 & Kv = 0.075 \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Sous séisme la pousse dynamique globale, comportant à la fois l'effet statique et dynamique de la pousse active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression

$$\text{rectangulaire) et a pour valeur : } F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm kv) H^2 L K_{ad}$$

le reste des données on le trouve dans le tableau suivant :

Tableau X.1. Tableau récapitulatif des données

Symbole	Désignation	Valeur	Dim
γ	Masse volumique du sol	20,000	(kN/m ³)
φ	Angle de frottement interne du sol	30,000	Degré
k_a	Coefficient de poussée statique active	0,333	-
k_h	Accélération horizontale maximal	0,250	m/s ²
k_v	Accélération vertical maximal	0,075	m/s ²
θ_1° (1+ k_v)	-	13,092	-
θ_2° (1- k_v)	-	15,124	-
K_{ad} (1+ k_v)	-	0,502	-
K_{ad} (1- k_v)	-	0,538	-
β	Angle de talus avec l'horizontale.	0,00	Degré
α	fruit de mur de soutènement.	0.00	Degré
δ	Angle de frottement remblai-culée.	0.00	Degré

X.3.1. Etude statique de la culée :

X.3.1.1. Evaluation des charges propre de la culée éléments de la culée plus remblais et surcharges :

Calculée par rapport au point o située la base et au milieu de la semelle

Tableau X.2. les charges propre générées par la culée, remblais et surcharges.

Désignation	N(KN)	H(KN)	$I_{FV/o}$ (x/o)	$I_{FH/O/a}$ (y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	258,825	/	1,144	9,092	296,096	/
Corbeau	0,000	/	0,000	0,000	0,000	/
Mur frontal	4243,418	/	0,243	5,258	1031,150	/
Mur en retour	1134,600	/	3,404	6,840	3861,951	/
Semelle	6336,000	/	0,000	1,000	0,000	/
DDT	403,313	/	3,529	8,592	1423,128	/
Poids des terres sur talon	9001,16	/	3,404	6,840	30638,148	/
Poussées des terres	/	4288,382	/	-3,483	/	-14937,86
Poussées 1t/m ²	0,000	334,848	/	-6,225	0,000	-2084,430
Poids des surcharges 1t/m ³	422,450	0,000	3,025	0,000	1277,911	0,000

X.3.1.2. Evaluation des charges provenant de la superstructure :

Les réactions sont obtenues de la modélisation à l'aide de logiciel robot, calculée par rapport au point o située a la base et au milieu de la semelle

Tableau X.3.les charges provenant de la superstructure.

Désignation	N(KN)	H(KN)	FV/O (x/o)	FH/O (y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
Tablier	5851,110	0,000	0,000	9,050	0,000	/
Surcharge AL	1045,210	0,000	0,000	9,050	0,000	/
Surcharge BC	612,780	0,000	0,000	9,050	0,000	/
Surcharge Mc120	1796,000	0,000	0,000	9,050	0,000	/
Surcharges exceptionnel D240	1235,000	0,000	0,000	9,050	0,000	/
St	157,000	0,000	0,000	9,050	0,000	/
HT°		32,216	/	-9,050		-291,554
Freinage AL	/	95,750	/	-9,050	/	-866,538
Freinage BC	/	150,000	/	-9,050	/	-1357,500

X.3.1.3. Vérification des pieux a l'ELS :

Les combinaisons A l'ELS :

Tableau X.4. Les moments, effort horizontale et effort verticale pour chaque combinaison à l'ELS.

Combinaisons	N	H	MH	MV	ΔM
G poids permanent	27228,425	4307,712	-15112,797	37250,475	22137,678
G+1.2 poids des surcharges	27735,365	4709,530	-17614,113	37250,475	19636,362
G+ 1.2(AL+st)	28671,077	4422,612	-16152,642	37250,475	21097,833
G+ 1.2(BC+st)	28152,161	4487,712	-16741,797	37250,475	20508,678
G+Mc120	29024,425	4307,712	-15112,797	37250,475	22137,678
G+D240	28463,425	4307,712	-15112,797	37250,475	22137,678

Les réactions générées par les trois filles de pieux :

Tableau X.5.les réactions pour chaque combinaison a l'ELS

Combinaisons	1 ^{ère} file	2 ^{ème} file	3 ^{ème} file
	R1 (KN)	R2(KN)	R3(KN)
G poids permanent	1500,366	2269,03542	3037,705
G+1.2 poids des surcharges	1629,462	2311,28042	2993,099
G+ 1.2(AL+st)	1656,693	2389,25642	3121,820
G+ 1.2(BC+st)	1633,907	2346,01342	3058,120
G+Mc120	1650,033	2418,70208	3187,371
G+D240	1603,283	2371,95208	3140,621

Calcul de QELS-adm			
QF [t]	QP [t]	QC [t]	QELSadm [t]
392	450	842	454

$R^{MAX} < QELS\text{-adm}$	Pas de poinçonnement
$R^{MIN} > 0$	Pas de soulèvement

X.3.1.4.Vérification des pieux a l'ELU :

Les combinaisons A l'ELU :

Tableau X.6. Les moments, effort horizontale et effort verticale pour chaque combinaison à l'ELU.

Combinaisons	N	H	MH	MV	delta M
G poids permanent	37328,681	5813,478	-20384,783	50288,141	29903,358
G+1.2 poids des surcharges	37328,681	6349,235	-23719,870	50288,141	26568,271
G+ 1.2(AL+st)	39001,017	5966,678	-21771,243	50288,141	28516,898
G+ 1.2(BC+st)	38309,129	6053,478	-22421,033	50288,141	27867,108
G+Mc120	39753,281	5813,478	-20384,783	50288,141	29903,358
G+D240	38995,931	5813,478	-20384,783	50288,141	29903,358

Tableau X.7.les réactions pour chaque combinaison a l'ELU.

Combinaisons	1ère file	2ème file	3ème file
	R1 (KN)	R2(KN)	R3(KN)
G poids permanent	2072,412	3110,72344	4149,034
G+1.2 poids des surcharges	2188,214	3110,72344	4033,233
G+ 1.2(AL+st)	2259,915	3250,08477	4240,255
G+ 1.2(BC+st)	2224,820	3192,42744	4160,035
G+Mc120	2274,462	3312,77344	4351,084
G+D240	2211,350	3249,66094	4287,972

Calcul de QELU-adm			
QF [t]	QP [t]	QU [t]	QELU-adm[t]
392	450	842	601

$R^{MAX} < QELU\text{-adm}$	Pas de poinçonnement
$R^{MIN} > 0$	Pas de soulèvement

X.3.2.Etude sismique de la culée :

Evaluation des charges sismiques due aux éléments de la culée seulement calculée par rapport au point o située la base et au milieu de la semelle :

On a fait les calculs sur 3 cas favorables de séismes correspondant à :

- 1^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1+kv) $K_h = 0,25$
- 2^{ème} cas : cas de séisme horizontal (1-kv) $K_h = 0,25$
- 3^{ème} cas : cas de séisme vertical $K_v = 0,075$

Chaque élément de la culée génère des charges sismiques verticales et horizontales dans le cas d'un séisme

Tableau X.8.les charges propre générées par la culée, remblais et surcharges dans le cas d'un séisme.

Désignation	N (KN)	H (KN)	FV/o (x/o)	FH/O(y/o)	M _{FV/o}	M _{FH/o}
MGG	19,41	64,706	1,144	9,092	22,207	588,296
Corbeau	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Mur frontal	318,26	1060,854	0,243	5,258	77,336	5578,291
Mur en retour	85,10	283,650	3,404	6,840	289,646	1940,081
Semelle	475,20	1584,000	0,000	1,000	0,000	1584,000
DDT	30,25	100,828	3,529	8,592	106,735	866,295
Poids des terres sur talon	675,09	2250,290	3,404	6,840	2297,861	15391,309
Somme	1603,30	5344,33	/	/	2793,79	25948,27

	N1 (KN)	V1 (KN)	M _v (KN.m)	M _h (KN.m)
Total	1603,299	5344,329	2793,786	25948,271

Evaluation des charges sismique due à la poussée des terres :

On a négligé les charges sismiques générés par la poussée des surcharges car elle nous donne des petites valeurs

La poussée des terres a une composante horizontale seulement donc elle ne va pas générer un moment verticale

	N2 (KN)	V2 (KN)	M _h (KN.m)
Pad Min	0,000	6523,779	22722,321
Pad Max	0,000	6994,304	24361,161

La somme selon les trois cas mentionné ci-dessus :

On prend en considération qu'un séisme horizontal et verticale dans le même instant n'existe pas.

Tableau X.9.la sommation des moments effort horizontale et effort verticale.

	Nc (KN)	Vc (KN)	Mc (KN.m)
CAS 1	0,000	11868,107	48670,592
CAS 2	0,000	12338,633	50309,432
CAS 3	1603,299	0,000	2793,786

X.3.2.1.Evaluation des charges sismiques due au tablier :

Résumé des raideurs

culée	$K_{A \text{ appuie}}$	$K_{TL}=K_{Tl}$
C1	5.04	10.08
C2	5.04	10.08

Analyse spectrale monomodale mode fondamentale

Les résultats trouvé dans le cas d'un séisme longitudinale sont égaux a celle trouvé dans le cas d'un séisme transversale

Tableau X.10.Tableau récapitulatif des données

Eléments	Désignation	Valeurs	Unité
A	Coefficient d'accélération de zone	0,25	-
S	Coefficient de site	1,2	-
T1	Périodecaractéristique de site	0.5	[s]
T2	Périodecaractéristique de site	0.2	[s]
ζ	Tauxd'amortissement critique	2	%
g	Accélération de pesanteur	9,81	[m/s ²]
K_{TL}	La raideurlongitudinale du système	10.08	[MN/m]
Gtot-tablier	Poids total du tabliermis en mouvement	2300	[t]
η	Facteur de correction d'amortissement	1.32	-
T	Périodefondamentalelongitudinalet transversale	9	[s]
Sae(T,ξ)	Spectre de réponseélastique	9.49	[m/s ²]

$F_{long}=F_{trans}$	Force sismique longitudinal et transversale du tablier	372.31	[t]
$F_{c1}=F_{c2}$	Force sismique longitudinale du tablier sur C1 et C2	372.31	[t]
F appuie	Force sismique longitudinale du tablier sur un appuie	186.155	[t]
dL et dT	Déplacement longitudinal et transversal du tablier	36	[cm]

Distance minimale entre l'intrados de la poutre et le mur garde-grève est : 40 cm Donc elle est suffisante pour reprendre le déplacement longitudinal du tablier.

X.3.2.2. Vérification des pieux a l'ELA :

Les combinaisons a l'ELA :

Tableau X.11. les moment effort horizontale et effort verticale pour chaque combinaison a l'ELA.

Combinaisons	N	H	delta M
P max - H + 0,3V	29366,865	-7673,920	7428,294
P min - H - 0,3V	27323,841	-7214,301	4014,991
P max + V - 0,3H	30489,174	-8368,128	43453,359
P min - V - 0,3H	26201,532	-8216,137	37275,943

Tableau X.12. les réactions pour chaque combinaison a l'ELA.

Combinaisons	1ère file	2ème file	3ème file
	R1 (KN)	R2(KN)	R3(KN)
P max - H + 0,3V	2189,312	2447,238	2705,166
P min - H - 0,3V	2137,577	2276,986	2416,396
P max + V - 0,3H	1031,967	2540,764	4049,562
P min - V - 0,3H	889,157	2183,461	3477,765

Calcul de QELA-adm			
QF [t]	QP [t]	QU [t]	QELA-adm[t]
392	450	842	702

$R^{MAX} < QELU\text{-adm}$	Pas de poinçonnement
$R^{MIN} > 0$	Pas de soulèvement

X.4.FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

X.4.1.Mur garde grève :

Il est supposé travailler en flexion simple et considérer encastrement a la base.
 Les efforts appliqués sur le mur sont :

IX.4.1.1.Poussée des terres :

Le moment à l'encastrement : $M_p = P H/ 3$ tel que $P=0,5 \times k_a \times \gamma \times H^2 \times L$

$K_a =$	0,33	-
$\gamma =$	20	KN/m ³
$H =$	2,45	m
$L =$	1	m

Donc :

$P_{ou} = 19.80825 \text{ KN.m}$ D'où $M_p \text{ ultime} = 21.84 \text{ KN.m}$

$M_p = 16.17673 \text{ KN.m}$ $M_p \text{ service} = 16.18 \text{ KN.m}$

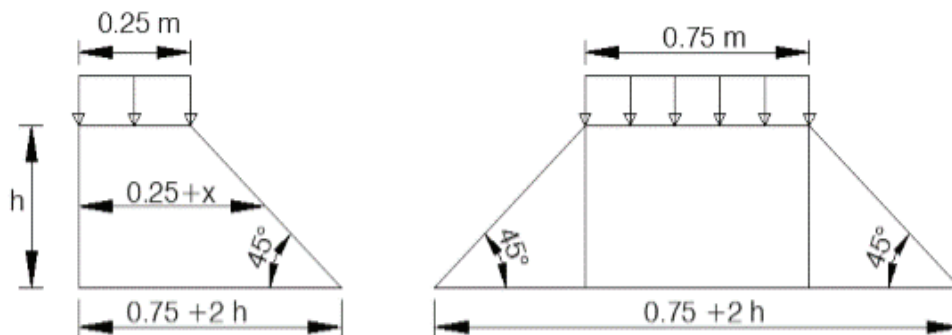
X.4.1.2.Force de freinage BC :

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times H}{0.25 + 2H} \text{ Tel que } p = 60 \text{ KN}$$

$\mu = 1.6$ à l'ELU $M_f \text{ ultime} = 91.34 \text{ KN.m}$

$\mu = 1.2$ à l'ELS $M_f \text{ service} = 68.5 \text{ KN.m}$

X.4.1.3.Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur :



$$M_p = \frac{12k}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Et k est donné par la formule $k = \delta \times k_a \times b_c \times \gamma$

Tel que :

γ : coefficient de pondération $\gamma = 1.6$ ELU et 1.2 ELS

b_c : coefficient de pondération du système b_c

δ : coefficient de majoration des charges sur remblais

h : hauteur de mur garde grève

$$\delta = 1.05$$

$$K_a = 0.33 \quad \text{d'où} \quad K_s = 0.61$$

$$B_c = 1.1 \quad K_u = 0.46$$

Par interpolation on obtient $M_p/k = 8 \text{ KN.m}$

$$M_{p_c \text{ ultime}} = 48.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{p_c \text{ service}} = 36.59 \text{ KN.m}$$

Les combinaisons sont les suivantes :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

$$M_{ELU} = 161.97 \text{ KN.m}$$

$$M_s = M_G + 1.2 M_Q$$

$$M_{SER} = 121.27 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait par le logiciel expert , les dimensions du mur garde grève sont

Largeur du mur garde grève $L = 13.10 \text{ m}$

Epaisseur du mur garde grève $H = 0.3 \text{ m}$

Et $b = 1 \text{ m}$

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique} \quad A_{s1} = 28,2 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum} \quad A_{s \text{ min}} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Coté remblai :

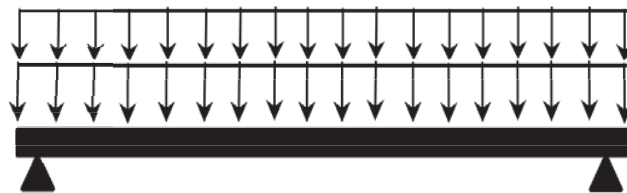
Pour le côté intérieur (remblais) on prend	T20	e : 15cm
Pour les armatures de répartitions on prend	T14	e : 15cm

Coté poutre :

Pour le côté extérieur on prend	T16	e : 15cm
Pour les armatures de répartitions on prend	T14	e : 15cm

X.4.2.Dalle de transition :

Elle est supposée travailler en flexion simple et considéré simplement appuyée



$L=4.5m$

Evaluation des efforts appliqués sur la dalle de transition sont :

X.4.2.1.Remblais :

$\gamma = 20 \text{ KN}/m^2$

$h = 1.71m$

$Q = 34.2 \text{ KN}/ml$

X.4.2.2.poids propre de la dalle :

$\gamma = 25 \text{ KN}/ml$

$E=0.3m$

$Q=7.5 \text{ KN}/ml$

IX.4.2.3.revêtement :

$\gamma = 24 \text{ KN}/ml$

$E=0.08 \text{ m}$

$Q=1.92 \text{ KN}/ml$

IX.4.2.3.surcharges :

$$Q=10 \text{ KN/ml}$$

Tableau qui résume les moments et les efforts tranchants

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	18,984375	16,875
Revêtement	1,92	4,86	4,32
Remblai	34,2	86,56875	76,95
Surcharges	10	25,3125	22,5

$$M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = 140.79 \text{ KN.m}$$

$$V_{SER} = V_G + 1.2 V_Q = 125,15 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ELU} = M_G + 1.6M_Q = 187.03 \text{ KN.m}$$

$$V_{ELU} = 1.35 V_G + 1.6 V_Q = 166,25 \text{ kN/ml}$$

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 33,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 2,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

	Armatures	type d'armature	espacement e(cm)
Nappe inférieur	principales	T 20	15
	de répartition	T 14	15
Nappe supérieur	principales	T 16	15
	de répartition	T 14	15

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant : condition à vérifier $\tau_{ultime} < \tau_{limite}$

$$\tau_u = 0.5541 \text{ MPa} ; \text{ fissuration préjudiciable } ; f_{cj} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable) } ;$$

$$\tau_l = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc la condition $\tau_{ultime} < \tau_{limite}$ est vérifiée

X.4.3.le corbeau :

C'est un appui pour la dalle de transition il est soumis à la réaction de cette dernière travail en compression simple

X.4.3.1Rection due au poids des charges permanente :

La réaction est donnée par la formule $R = ql/2$ Tel que $l=4.5m$

Et $q = Q_{\text{Remblais}} + Q_{\text{revêtement}} + Q_{\text{dalle}}$ d'où $q = 34.2 + 7.5 + 1.92 = 43.62 \text{ KN/ml}$

$$R_G = \frac{43.62 \times 4.5}{2} = 98.15 \text{ KN/ml}$$

IX.4.3.2.Rection due aux surcharges de remblais :

On a $q = 10 \text{ KN/ml}$ donc $R_{SR} = 22.5 \text{ KN/ml}$

$R_{SER} = R_G + 1.2 R_Q = 125.15 \text{ KN/ml}$

$R_{ELU} = 1.35 R_G + 1.6 R_Q = 168.5 \text{ KN/ml}$

Pour la vérification du corbeau au cisaillement on vérifie la condition suivante: $d \geq \max(a, l)$

Tel que :

a: distance du point d'application de la résultante 0,225 m

l: la longueur d'application de la charge 0,300 m D'où $\max(a, l) = 0,300m$

$d = h - 0.05 = 0,55 \text{ m}$ h: hauteur du corbeau

$d \geq \max(a, l)$ Condition vérifiée

Section d'armature :

Section théorique $A_S = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Pour les armatures principales on prend:	T16	e: 15cm
Pour les armatures de répartition on prend:	T14	e: 15cm

Pour les goujons on utilise des barres de T25 tous les 2 m avec $L = 0.4 \text{ m}$

X.4.4.Mur frontal :

Ona la présence d'un effort normal plus un moment donc le mur travail en flexion composé

Evaluation des charges due aux éléments de la culée plus charges remblais et surcharge calculé par rapport au point A située a la base et au milieu du mur frontal.

Tableau X.13.les charges propre générées par éléments de la culée, remblais et surcharges.

Désignation	$N(KN)$	$H(KN)$	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
MGG	258,825	/	0,884	7,092	228,905	/
Corbeau	0,000	/	0,000	0,000	0,000	/
Mur frontal	4323,000	/	0,000	3,300	0,000	/
Mur en retour	1134,600	/	3,404	6,840	3861,951	/
Semelle	0,000	/	0,000	0,000	0,000	/
DDT	201,656	/	3,269	6,592	659,214	/
Poids des terres sur talon	0,00	/	0,000	0,000	0,000	/
Poussées des terres	/	2803,976	/	-2,817	/	-7897,87
<i>Poussées $1t/m^2$</i>	0,000	334,848	/	-4,225	0,000	-1414,733
<i>Poids des surcharges $1t/m^3$</i>	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Evaluation des charges provenant de la superstructure (tablier et charge rouable) par rapport au point A située ala base et au milieu du mur frontal

Tableau X.14.les charges propre provenant de la superstructure tablier et charges routable

Désignation	$N(KN)$	$H(KN)$	$/_{FV/o} (x/o)$	$/_{FH/O/a} (y/a,o)$	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Tablier	5851,110	0,000	0,000	7,050	0,000	/
Surcharge AL	1045,210	0,000	0,000	7,050	0,000	/
Surcharge BC	612,780	0,000	0,000	7,050	0,000	/
Surcharge Mc120	1796,000	0,000	0,000	7,050	0,000	/
Surcharges exceptionnel D240	1235,000	0,000	0,000	7,050	0,000	/
St	157,000	0,000	0,000	7,050	0,000	/

HT°		32,216	/	-7,050		-227,122
Freinage AL	/	95,750	/	-7,050	/	-675,038
Freinage BC	/	150,000	/	-7,050	/	-1057,500

Les combinaisons et leurs efforts horizontaux, efforts normaux et les moments correspondant :

A L'ELS :

Tableau X.15.les combinaison a L'ELS

	N	H	MH	MV	M
G poids permanent	11769,191	2823,306	-8034,140	4750,071	-3284,069
G+1.2 poids des surcharges	11769,191	3225,124	-9731,820	4750,071	-4981,749
G+ 1.2(AL+st)	13211,843	2938,206	-8844,185	4750,071	-4094,114
G+ 1.2(BC+st)	12692,927	3003,306	-9303,140	4750,071	-4553,069
G+Mc120	13565,191	2823,306	-8034,140	4750,071	-3284,069
G+D240	13004,191	2823,306	-8034,140	4750,071	-3284,069

$$M_{ELS} = -4981.749 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ELS} = 11769,191 \text{ KN/ml}$$

A L'ELU :

Tableau X.16.les combinaison a L'ELU

	N	H	MH	MV	M
G poids permanent	15888,408	3809,530	-10832,461	6412,595	-4419,866
G+1.2 poids des surcharges	15888,408	4311,802	-12954,561	6412,595	-6541,966
G+ 1.2(AL+st)	17456,223	3953,155	-11845,017	6412,595	-5432,422
G+ 1.2(BC+st)	16807,578	4034,530	-12418,711	6412,595	-6006,116
G+Mc120	18313,008	3809,530	-10832,461	6412,595	-4419,866
G+D240	17555,658	3809,530	-10832,461	6412,595	-4419,866

$$M_{ELU} = -6541.966 \text{ KN.m/ml}$$

$N_{ELU}=15888.408 \text{ KN/ml}$

Le calcul se fait par robot expert 2010 et les dimensions du mur frontal sont

Largeur du mur frontal $L=13.10 \text{ m}$

Longueur du mur frontal $H=2\text{m}$

Et $b=1\text{m}$

Sections d'Acier:

Section théorique $As1 = 20,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As2 = 20,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 40,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Côté remblai :

Pour le côté intérieur (remblais) on prend	2T25	e12,5cm
Pour les armatures de répartitions on prend	T25	e12,5cm

Côté poutre :

Pour le côté extérieur	T25	e12,5cm
Pour les armatures de répartitions	T20	e12,5cm

Vérification vis-à-vis l'effort tranchant : condition à vérifier $\tau_{ultime} < \tau_{limite}$

$\tau_u=2.15 \text{ MPa}$; fissuration préjudiciable ; $f_{cj}= 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b=1.5$ (situation durable) ;

$\tau_l= \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Donc la condition $\tau_{ultime} < \tau_{limite}$ est vérifiée

X.4.4.1. la semelle :

Calcul des armatures de la semelle avec la méthode des bielles pour on fait le calcul dans les conditions normal al'ELS seulement car dans la zone II a généralement on a

$A_{S \text{ ELS}} > A_{S \text{ ELA}}$

Pour appliquer cette méthode il faut satisfaire les conditions suivantes :

- $\alpha \geq 45^\circ$
- $h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$

Tel que h : la hauteur de la semelle $h=2\text{m}$.

B : l'épaisseur du mur frontale $B=2\text{m}$.

L : entraxe des pieux.

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4} \Rightarrow 2 > \frac{3.6}{2} - \frac{2}{4} = 1.3$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \Rightarrow \alpha = 56.97^\circ$$

On obtient la section des armatures avec l'expression suivante :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}} \times \left(\frac{L-B}{2} - \frac{B}{4} \right) \quad \text{Tel que } \bar{\sigma} : \text{Contrainte limite de l'acier}$$

N_1 : la reaction max obtenue a l'ELS

$$\text{A L'ELS } \bar{\sigma} = \frac{2 \times 500}{3} = 333.330 \text{ MPa} \quad \text{et } N_1 = 3.167 \text{ MN}$$

$$\text{D'où } A_s = 62.147 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité } A_{\text{CNF}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{On a } f_{tj} = f_{cj} \cdot 0.06 + 0.6 \quad \text{et } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad \text{d'où } f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} ; A_{\text{CNF}} = 19.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section minimale } 0.15\% S \leq A_2 \leq 1.5\% S \quad \text{acier minimale RPOA 2008} \quad S = 20000 \text{ cm}^2$$

$$30 \text{ cm}^2 \leq A_2 \leq 300 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_{\text{els}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min}}) = 62.147 \text{ cm}^2 \quad \text{on a trouvé les armatures transversales inferieur .}$$

Les armatures transversales sont placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : $L = h + \Phi_{\text{pieu}} = 2 + 1,2 = 3.2 \text{ m}$.

Pour les armatures longitudinales superieur : $A_s = 20,716 \text{ cm}^2$

Pour les armatures transversales supérieures : $A_s = 20,716 \text{ cm}^2$

Pour les armatures longitudinales supérieures : $A_s = 15,537 \text{ cm}^2$

Pour les armatures latérales : $A_s = 6.22 \text{ cm}^2$

armatures inférieure on prend nappes	2T25	e:12,5
armatures de répartitions on prend	T25	e:12,5
nappes supérieure on prend	T25	e:12,5
armatures de répartitions on prend	T20	e:12,5

X.4.5. le mur en retour :

Supposée travailler en flexion simple donc le ferrailage se fait avec les 2 moments dans les deux sens

Pour avoir les moments max on a modélisé le mur en retour par le logiciel robot

$M_{XX} = -169.16 \text{ KN.m/ml}$ en flexion simple :

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 16,7 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_S \text{ min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

$M_{YY} = -218 \text{ KN.m/ml}$ et on prend aussi le poids propre du mur $N_{\text{poids propre mur}} = 1134.6 \text{ KN}$
 plus le poids des surcharges $N_{\text{poids surcharge}} = 422.450 \text{ KN}$ d'où $N_{\text{totale}} = 1557.05 \text{ KN}$ donc en flexion composée :

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 112,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 27,3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_S \text{ min} = 5,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

	Armatures	type d'armature	espacement e(cm)
cote interieure	vertical	2 nappes T 32	15
cote exterieur	vertical	T 32	15

X.4.6.les pieux :

Détermination de la profondeur de pieux :

On a $Q_{pu} = 450 \text{ t} = 4500 \text{ KN}$ et on a l'effort normale maximale $N = 4351.084 \text{ KN}$ pour assurer la stabilité on prend 9m selon le rapport géotechnique

Donc On prend 12 pieux de $l = 9 \text{ m}$.

On a les formules suivantes pour le calcul des sollicitations sur les pieux

$$\bar{M} = \frac{x_{\theta p}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}; \lambda = \sqrt[4]{\frac{bc_u}{4EI}}$$

Symbole	Désignation	Valeur	Unité
L	Longueur des pieux	9	m
E	Module d'élasticité instantanée du béton	33000	MPa
Cu	Module de réaction	30	MN/m3
b	Diamètre des pieux	1,2	m
I	Inertie d'un pieux	0,101	m4
\bar{P}	Effort horizontale max	ELS	392.46
		ELU	529.10

Pour calculer \bar{M} il faut d'abords trouver $x_{\theta p}$ et $x_{\theta M}$ pour cela on fait le calcul suivant

D'ou

$\lambda = 0.228$ et $\lambda * L = 2.052$ par interpolation on trouve les valeurs de $x_{\theta p}$ et x_{θ}

	1	1,5	2	3	4	6
$x_{\theta p}$	4,03	1,96	1,35	1,16	1,26	1,45
$x_{\theta M}$	6,76	2,55	1,62	1,48	1,54	1,65

$$x_{\theta p} = 1.34$$

$$x_{\theta M} = 1.61$$

Pour le ferrailage longitudinal on a :

AI'ELS

$$\bar{M} = \frac{x_{\theta p}}{x_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda} = -1430.66 \text{ KN.m}$$

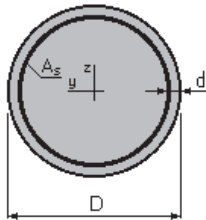
$$N = 2311.28 \text{ KN}$$

AI'ELU

$$\bar{M} = \frac{x_{\theta p}}{x_{\theta M}} \times \frac{P}{\lambda} = -1928.768 \text{ KN.m}$$

$$N = 3110.72 \text{ KN}$$

Calcul de la section d'armature avec robot expert BA 2010



$$D = 120,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

Sections d'Acier:

Section théorique

$$A_s = 98,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum $A_s \text{ min} = 22,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section maximum $A_s \text{ max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Pour le ferrailage transversal on prend $A_T = A_L/3 = 28.03 \text{ cm}^2$
 Choix des barres on prend

Armatures longitudinal	16T25	e:12
Armatures transversal en zone courante	T12	e:20
Armatures transversal en zone critique	T12	e:15

Selon les espacements maximaux conditionnés par le RPOA

Conclusion Générale :

L'élaboration de notre projet, intitulé 'Conception et étude d'un pont arc routier', nous a permis de compléter les fruits de connaissances théoriques acquises au sein de l'ENSTP, et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'une structure particulière tel que le pont arc objet de ce mémoire.

Le dimensionnement général du pont a été effectué, ainsi que l'étude et la vérification d'éléments particuliers tels les caissons formant le tablier et l'arc et les suspentes. Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure, la conception et le dimensionnement de cet ouvrage ont nécessité une modélisation en trois dimensions par le logiciel ROBOT selon les différentes phases de constructions ; Cette modélisation nous a permis non seulement d'étudier le comportement global mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant en termes de déformations, de déplacements et d'efforts. Donc, nous avons compris que la forme des ponts arcs n'était pas le fruit du hasard ni un désir esthétique mais qu'elle répond à des contraintes précises.

A la lumière de cette étude on a pu mieux voir les détails des étapes de la démarche à suivre afin d'étudier un pont, ainsi que l'acquisition de quelques informations pratiques concernant la réalisation de ce genre d'ouvrages d'art et la prise de contact avec des gens de ce domaine.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour tous les utilisateurs.

Annexe

➤ Sollicitations de l'arc de 18m de flèche soumis à une charge de 10kN/m :

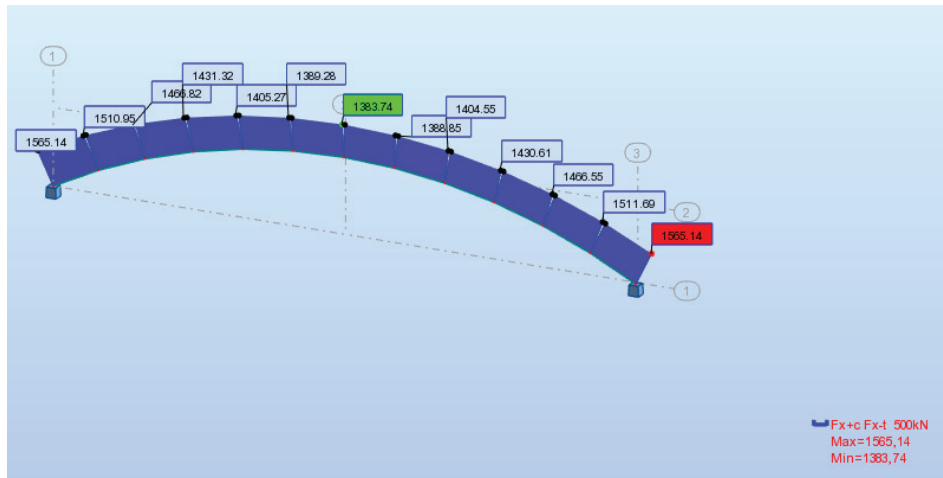


Figure 1 : Diagramme d'effort normale

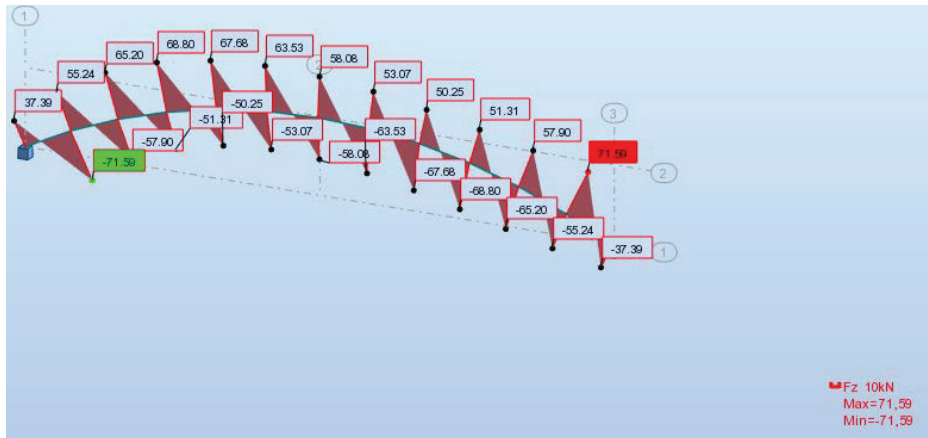


Figure 2 : Diagramme d'effort tranchant

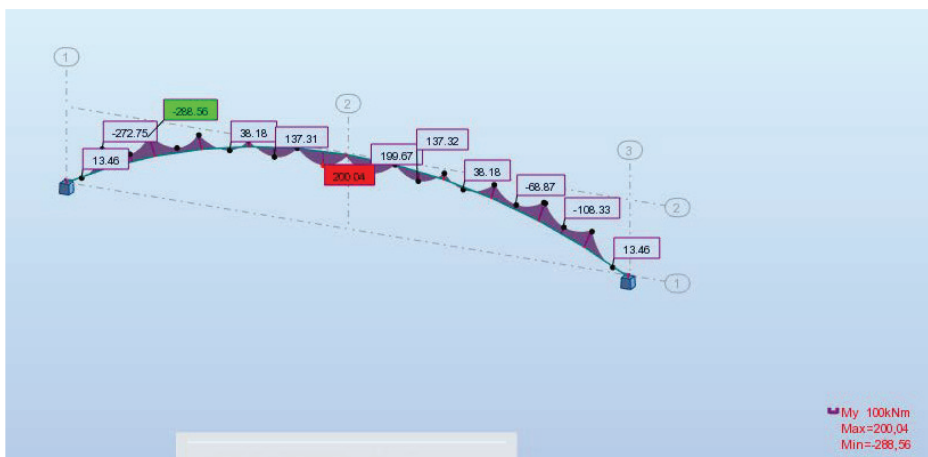


Figure 3 : Diagramme des moments fléchissant

➤ Sollicitations de l'arc de 20m de flèche soumis à une charge de 10KN/m :

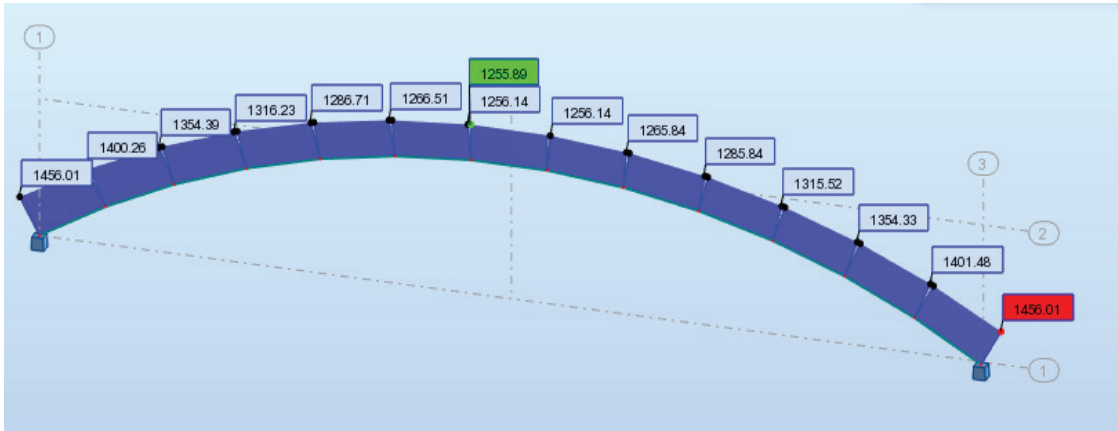


Figure 4 : Diagramme d'effort Normal

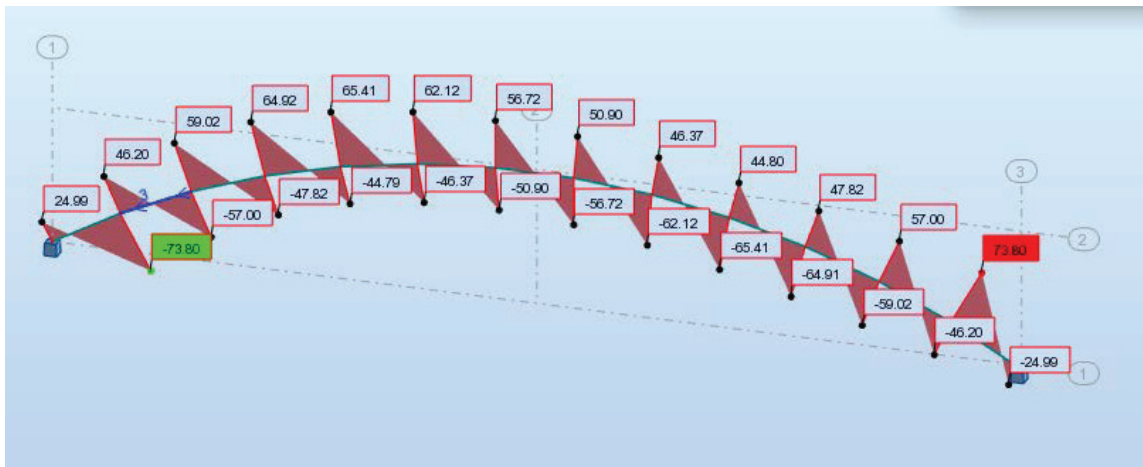


Figure 5 : Diagramme d'effort Tranchant

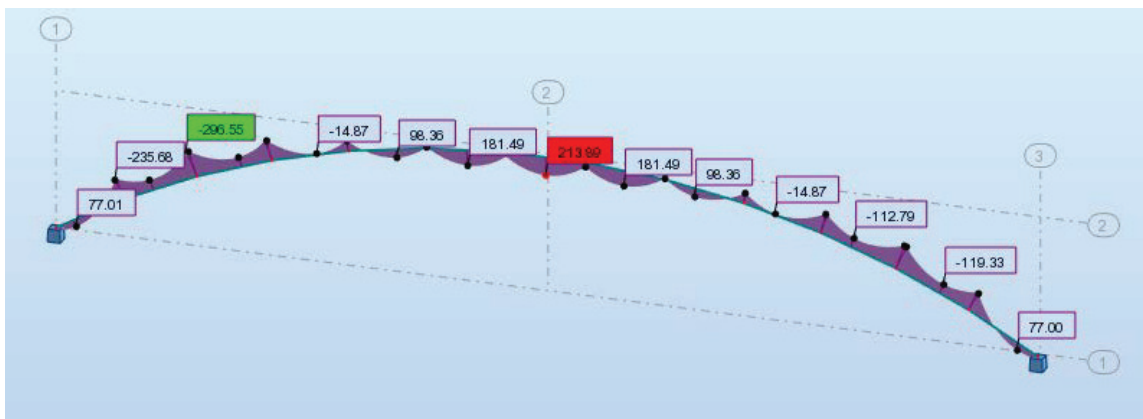


Figure 6 : Diagramme de Moment fléchissant.

➤ Sollicitations de l'arc de 21m de flèche soumis à une charge de 10kN/m :

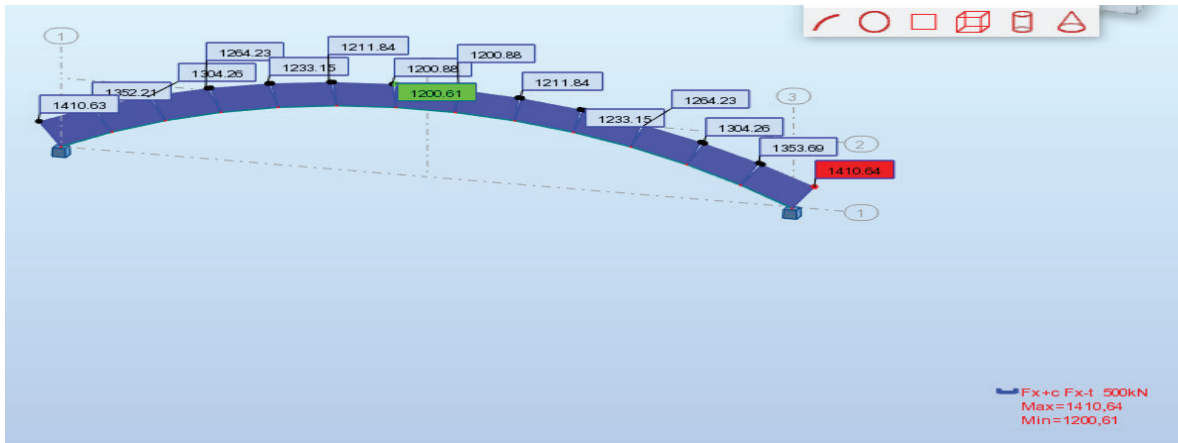


Figure 7 : Diagramme d'effort Normal

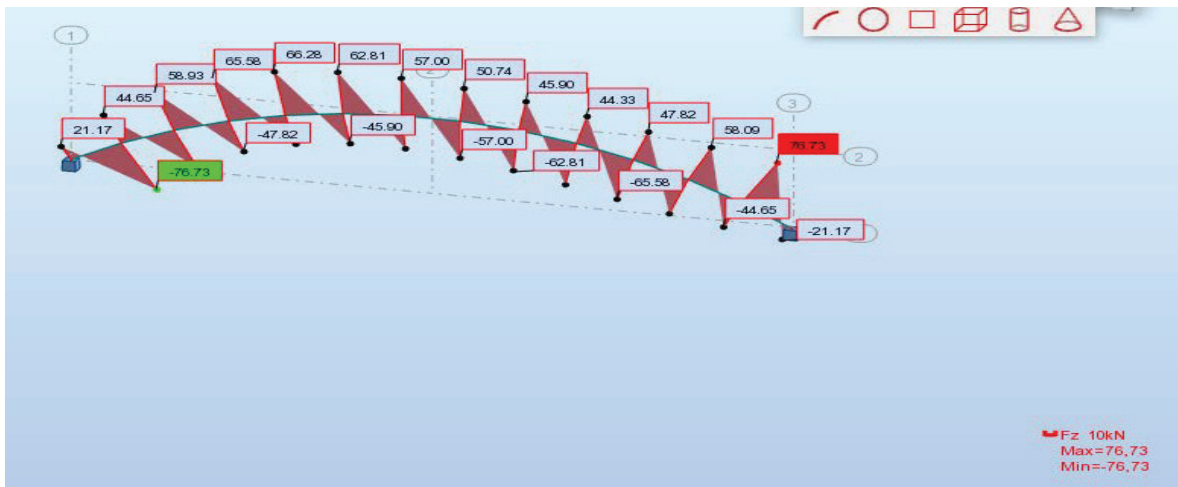


Figure 7 : Diagramme d'effort Tranchant

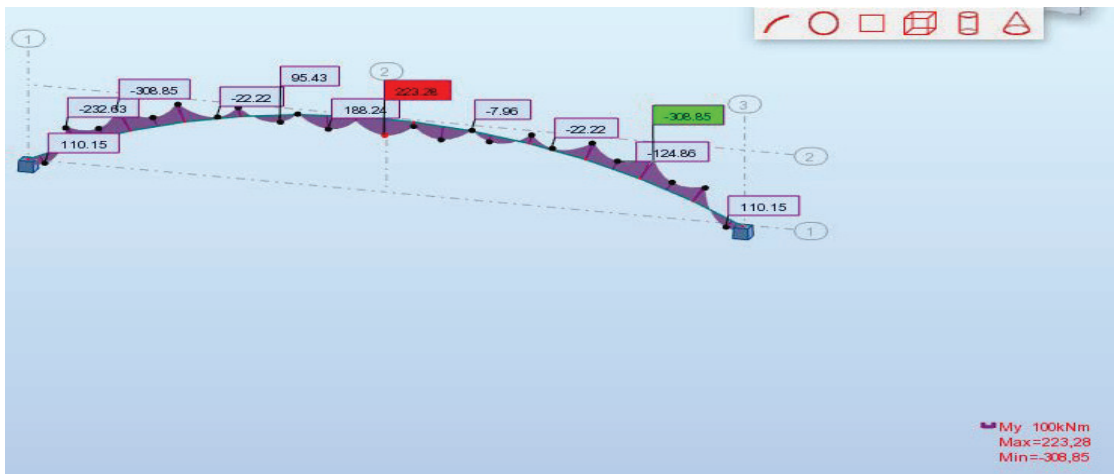
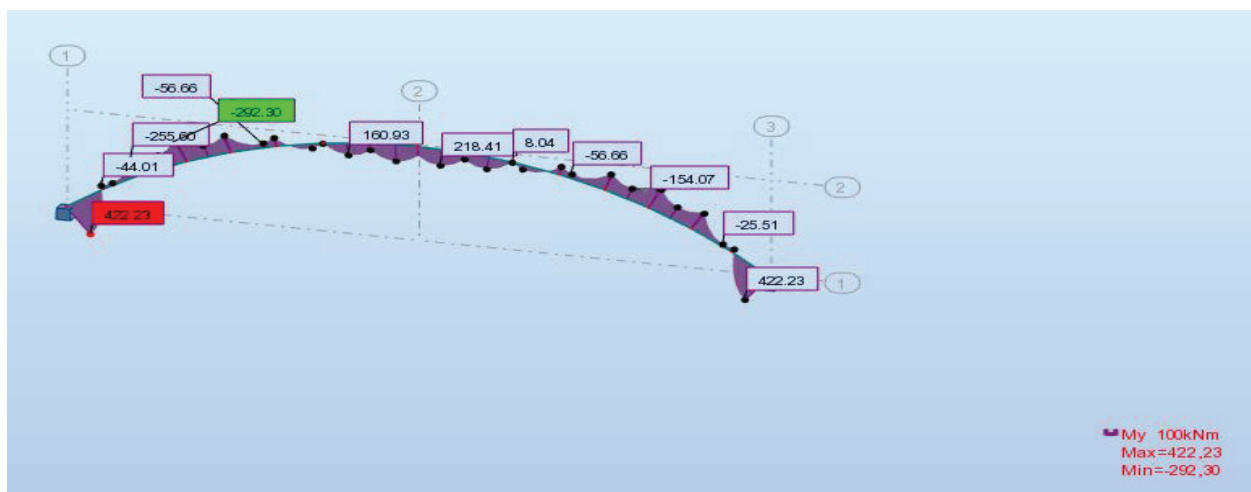
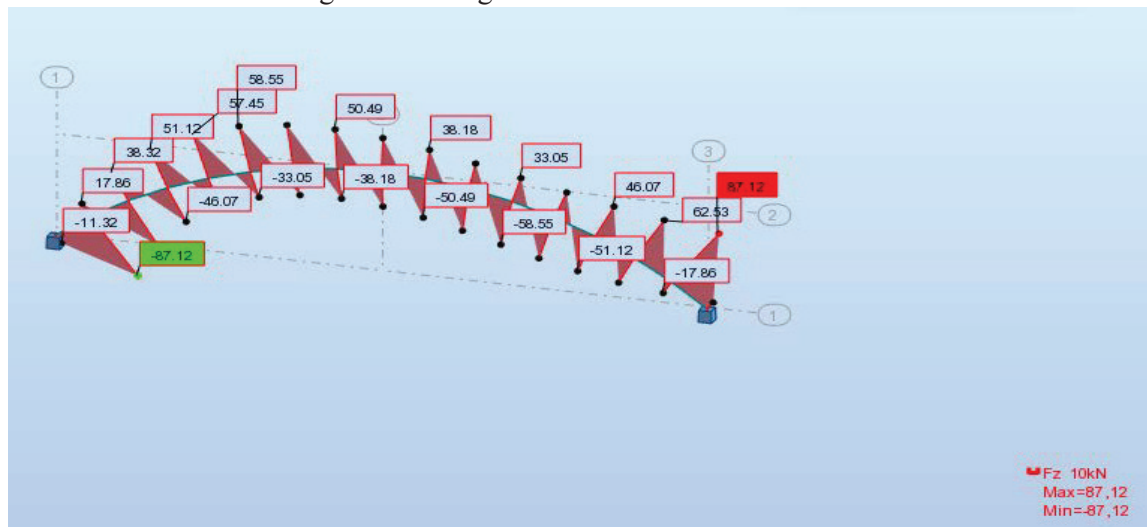
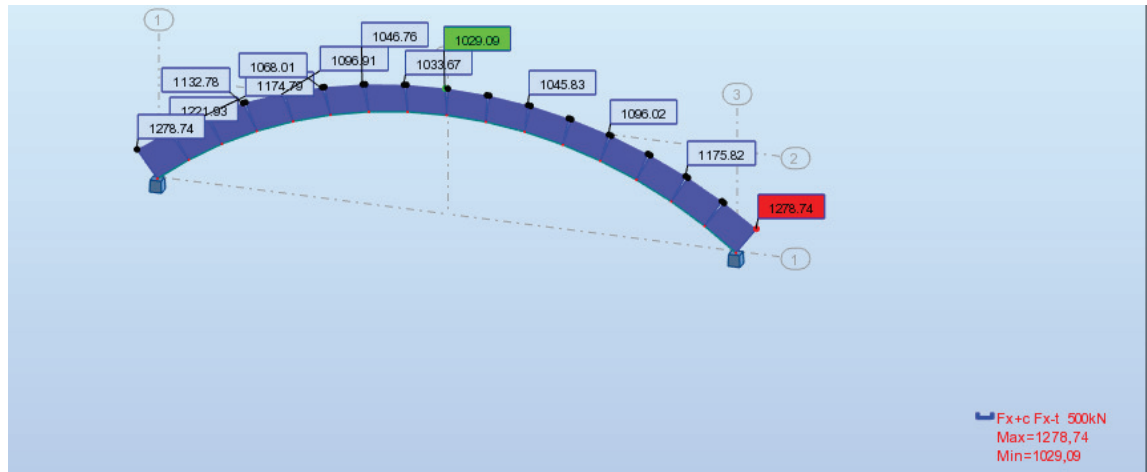


Figure 9 : Diagramme de moment fléchissant

➤ Sollicitations de l'arc de 25m de flèche soumis à une charge de 10kN/m :



➤ Sollicitations de l'arc de 25m de flèche soumis à une charge de 10kN/m :

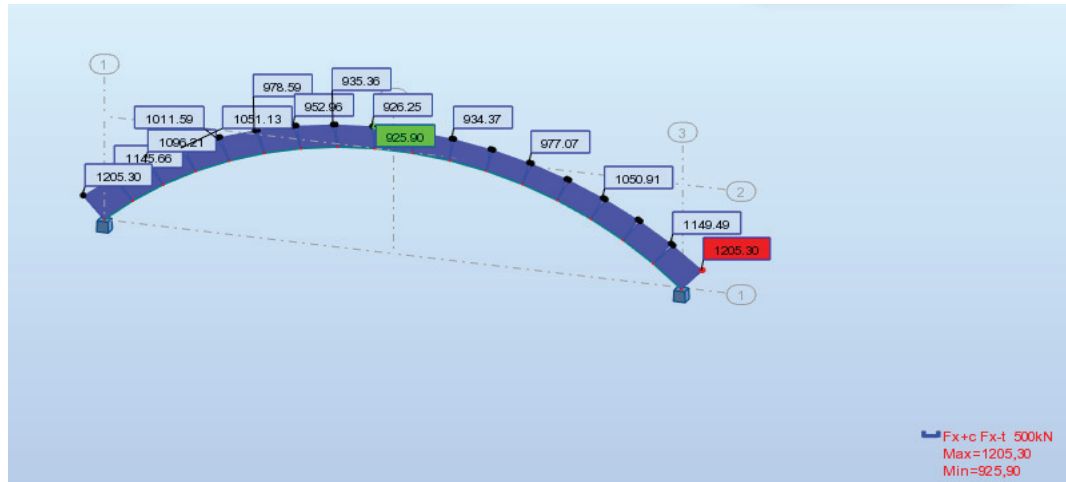


Figure 13 : Diagramme d'effort normal

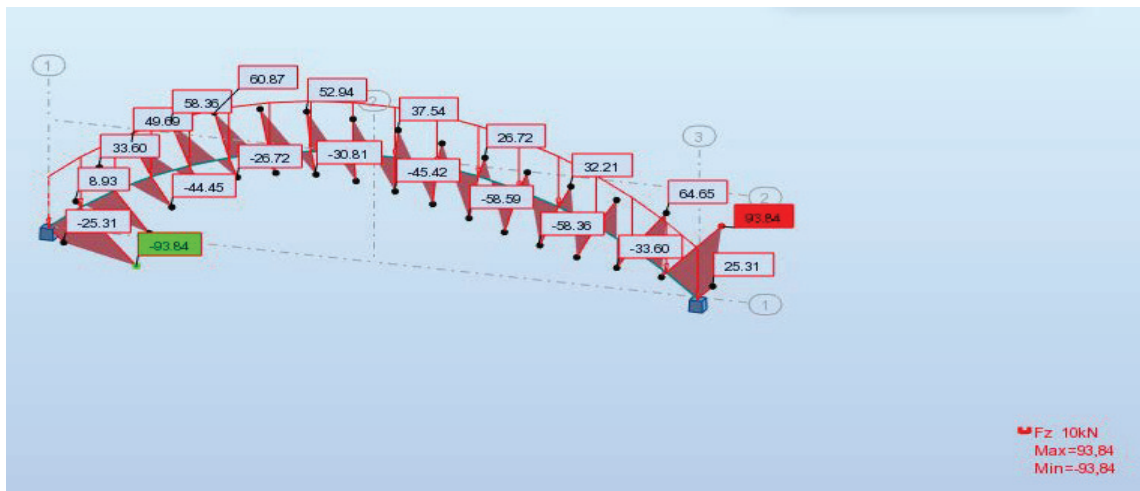


Figure 14 : Diagramme d'effort tranchant

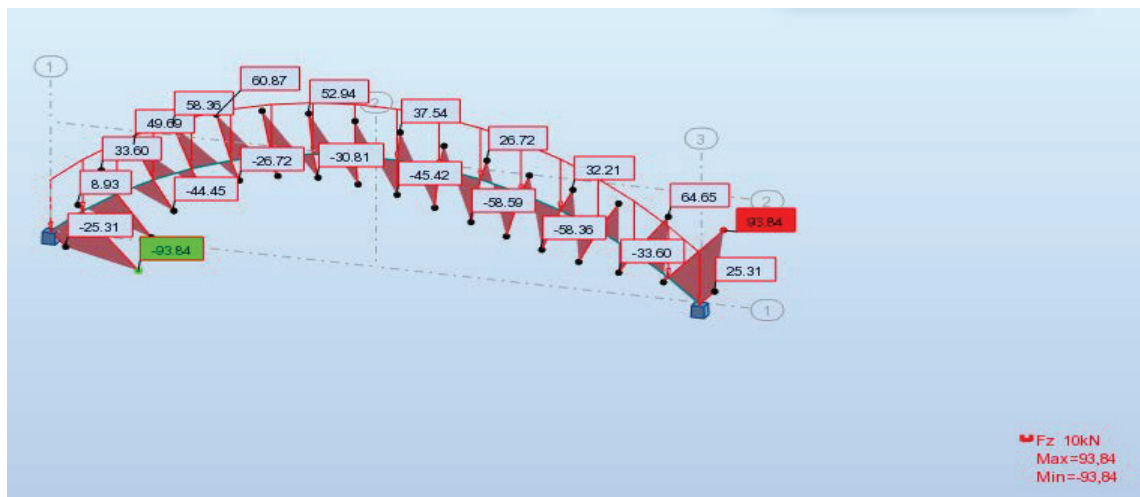


Figure 15 : Diagramme de moment fléchissant

ANNEXE

CHAPITRE MODELISATION

ET

CHAPITRE ETUDE DE LA CULEE

CHAPITRE MODELISATION

Les diagrammes des efforts plus contraintes des combinaisons de charge pour le système AL 2V

A L'ELU

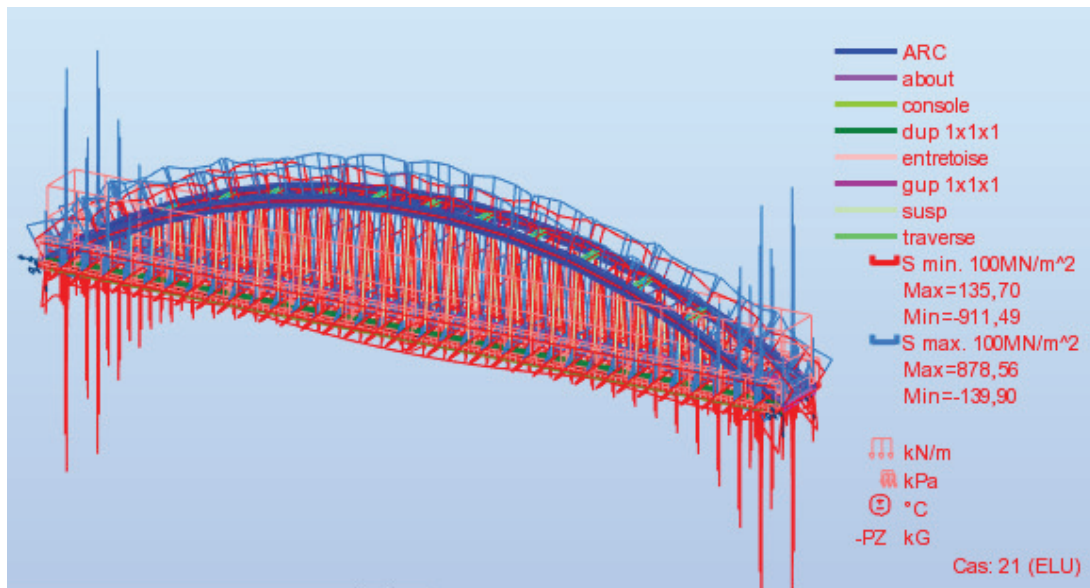


Figure 01 Contrainte max et min.

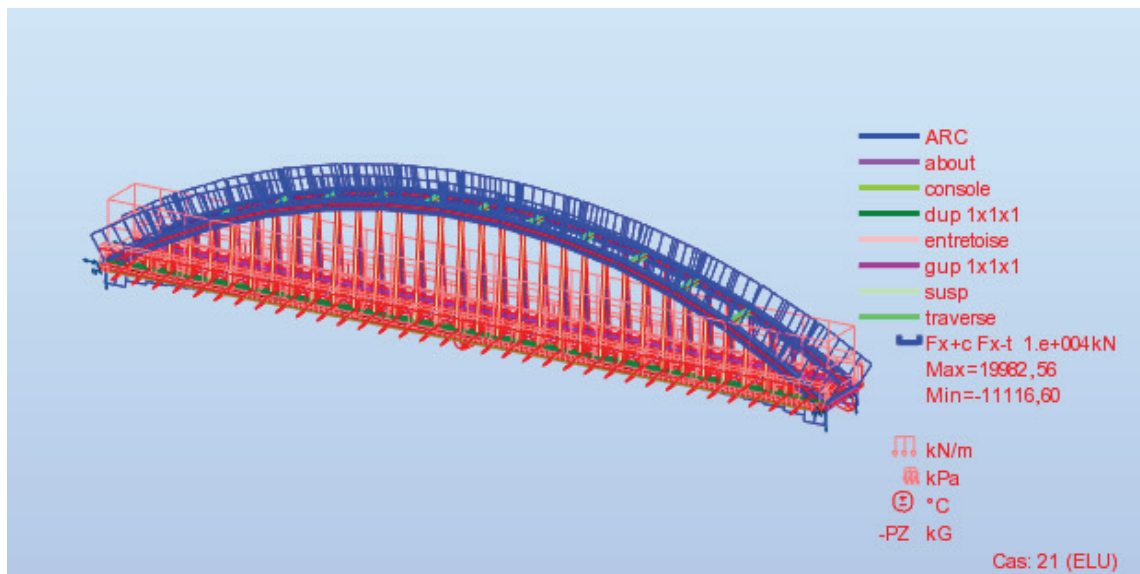


Figure 02 Effort normal.

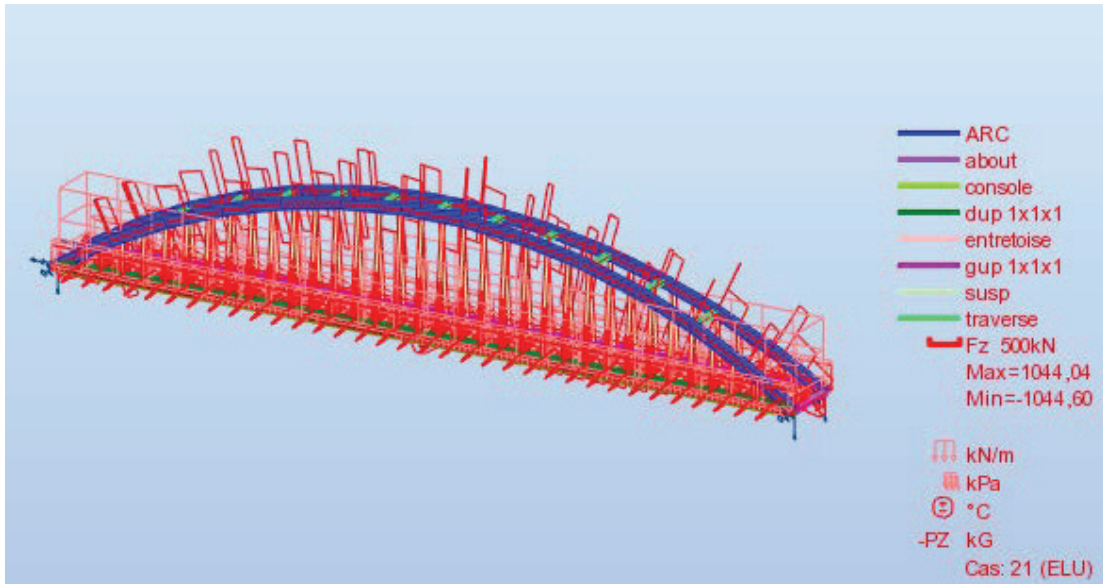


Figure 03 Effort tranchant.

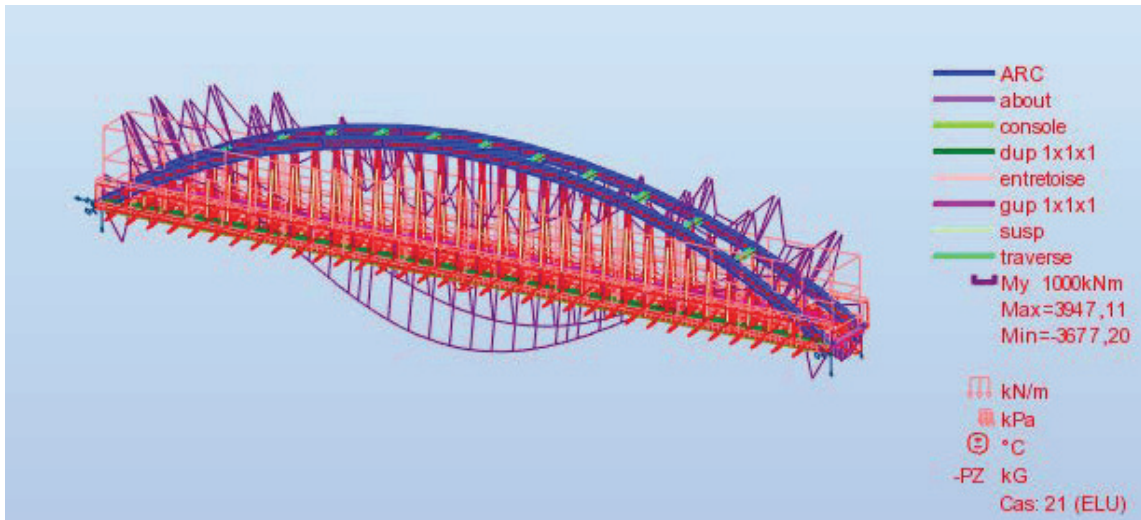


Figure 04 Moment fléchissant.

A L'ELS

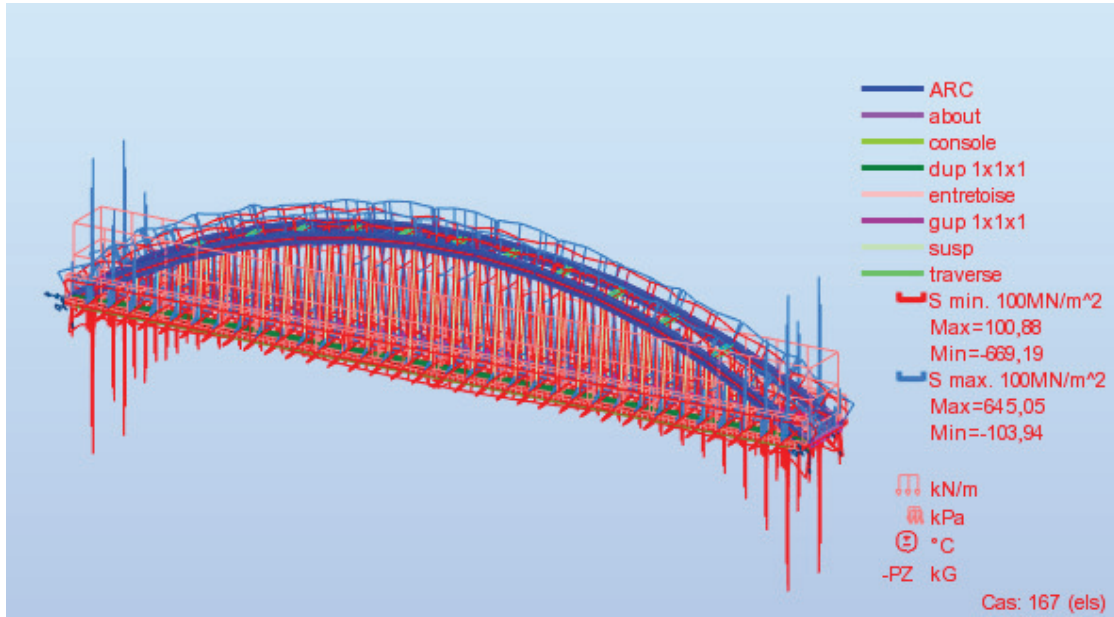


Figure 05 Contrainte max et min.

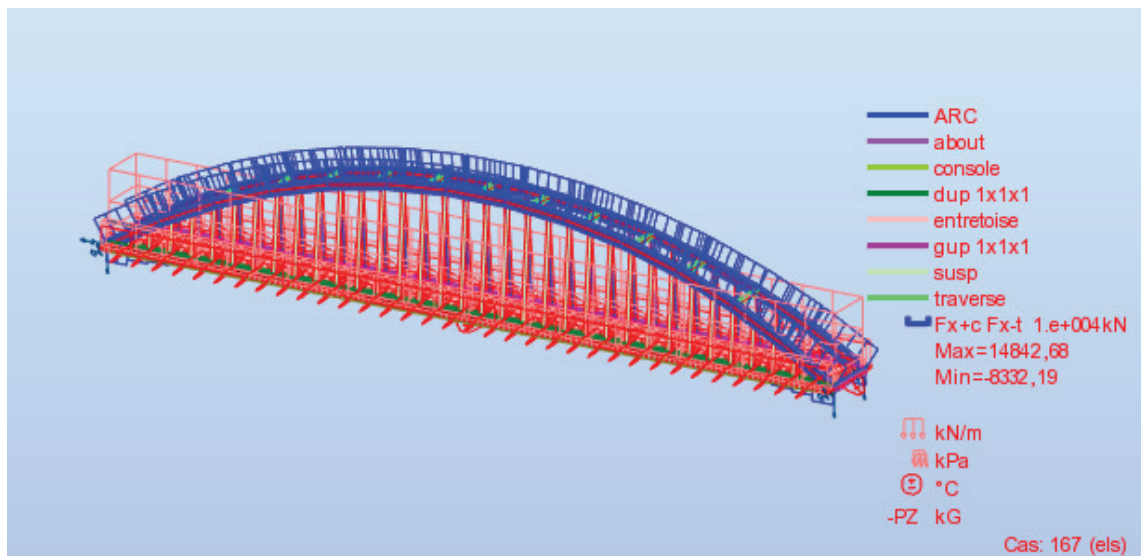


Figure 06 Effort normal.

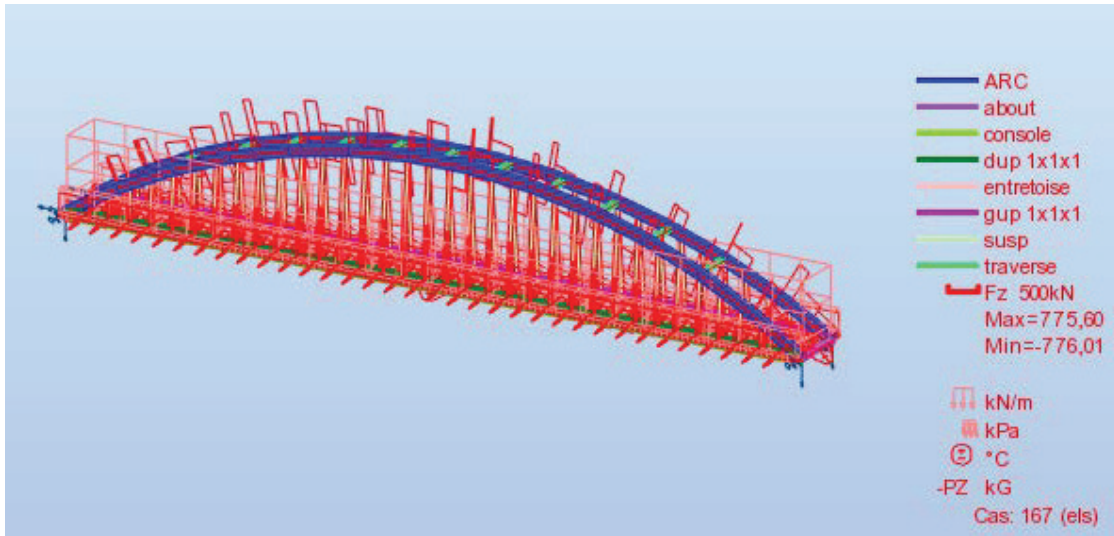


Figure 07 Effort tranchant.

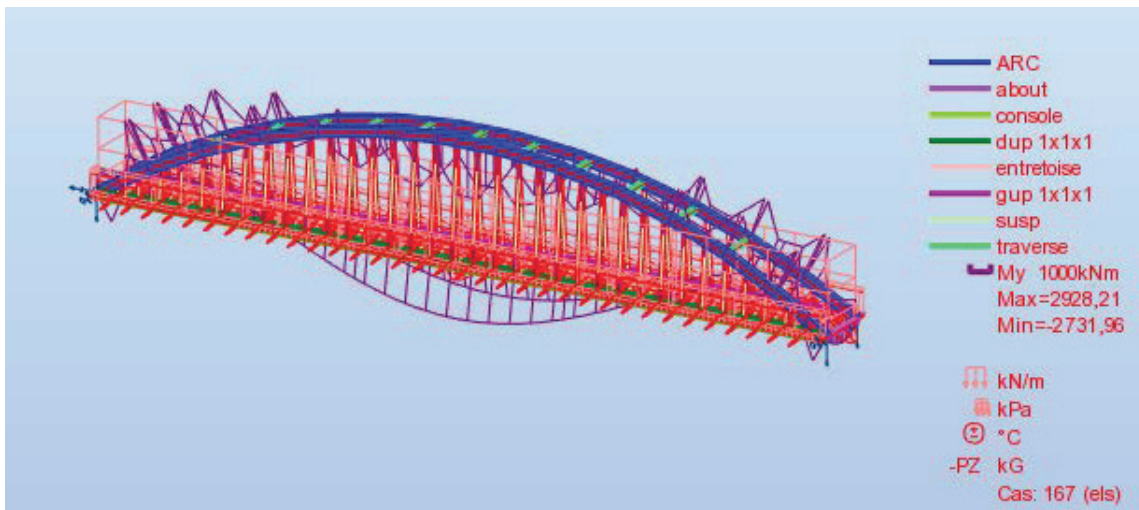


Figure 08 Moment fléchissant.

Les diagrammes des efforts plus contraintes des combinaisons de charge pour le système

BC 2V

A L'ELU

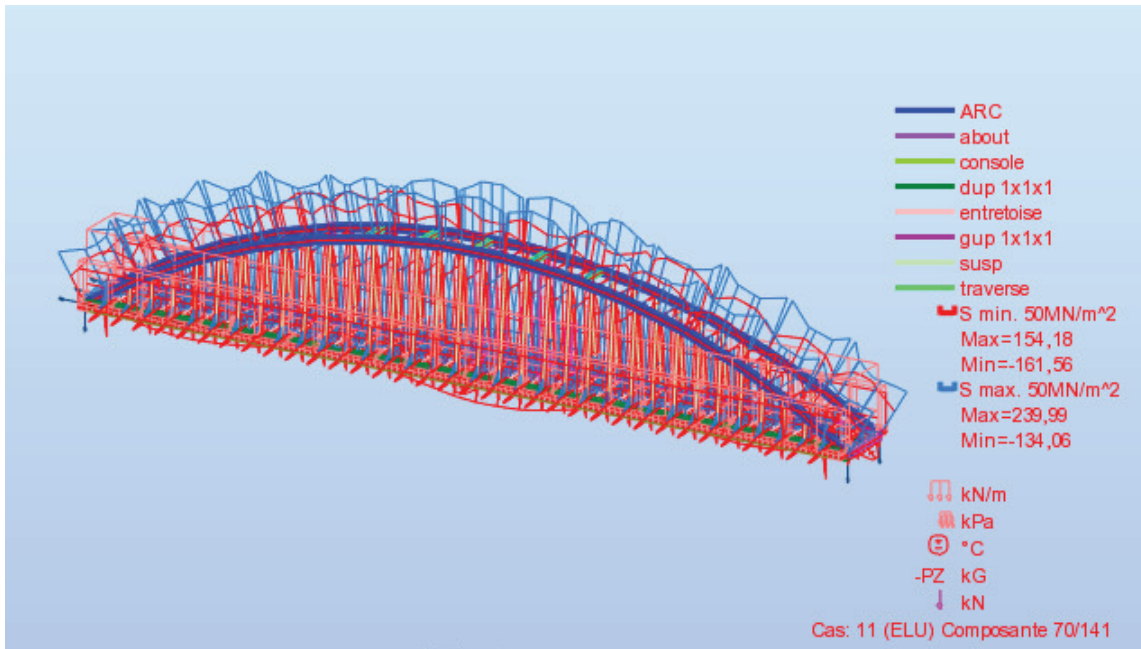


Figure 09 Contrainte max et min.

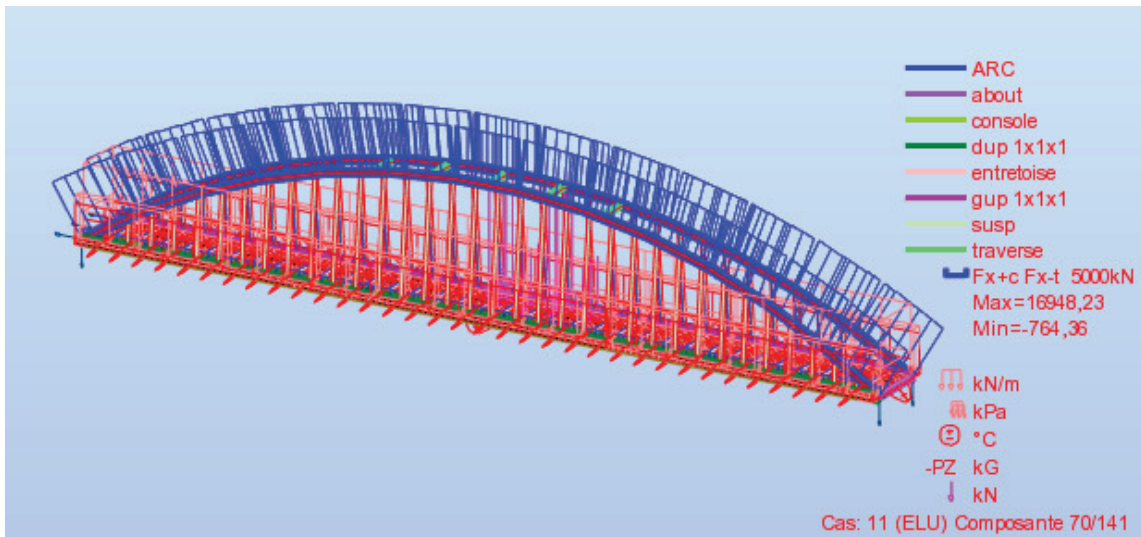


Figure 10 Effort normal.

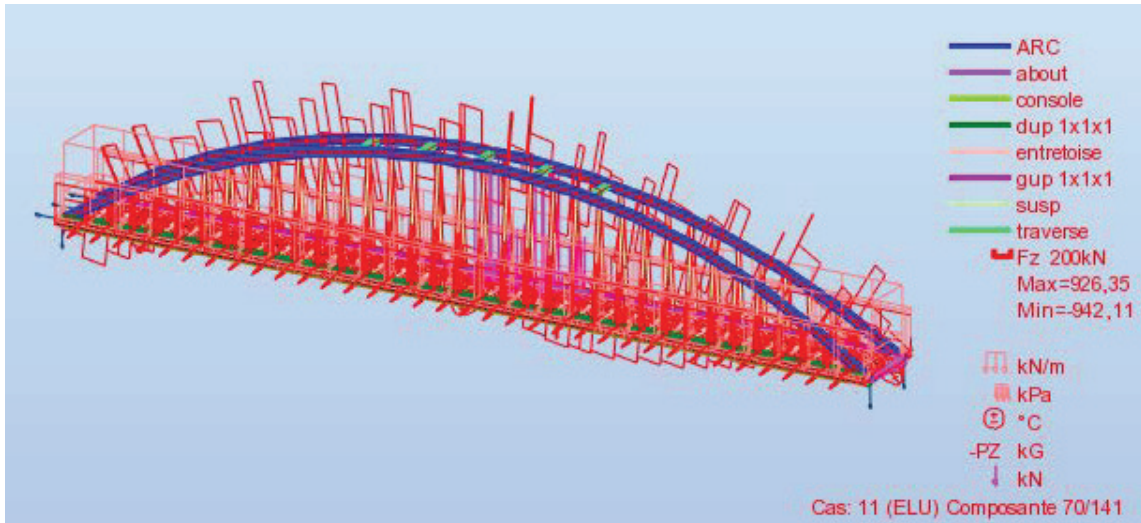


Figure 11 Effort tranchant.

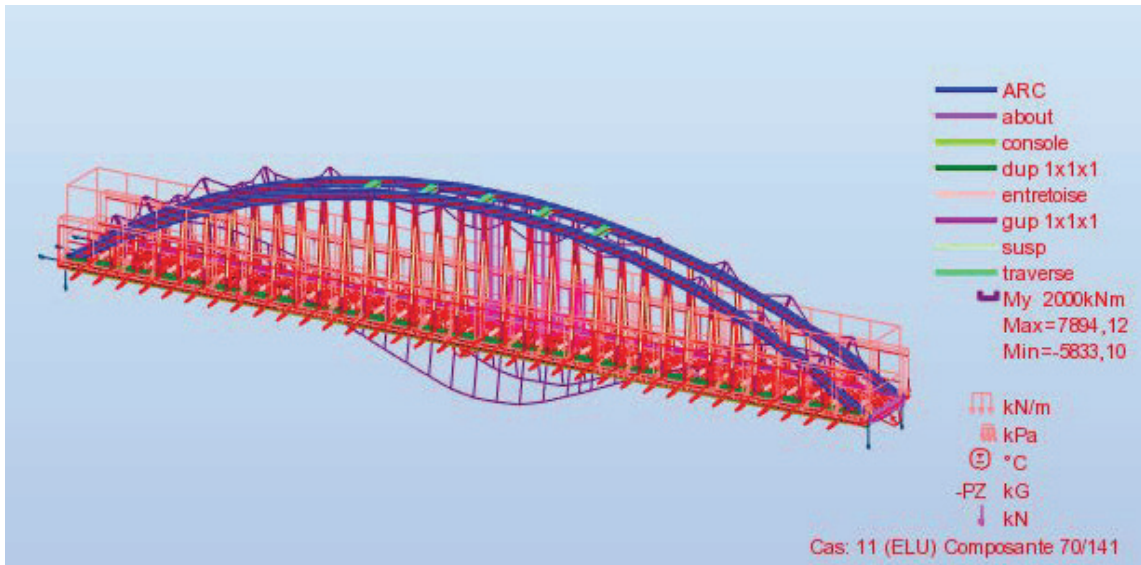


Figure 12 Moment fléchissant.

A L'ELS

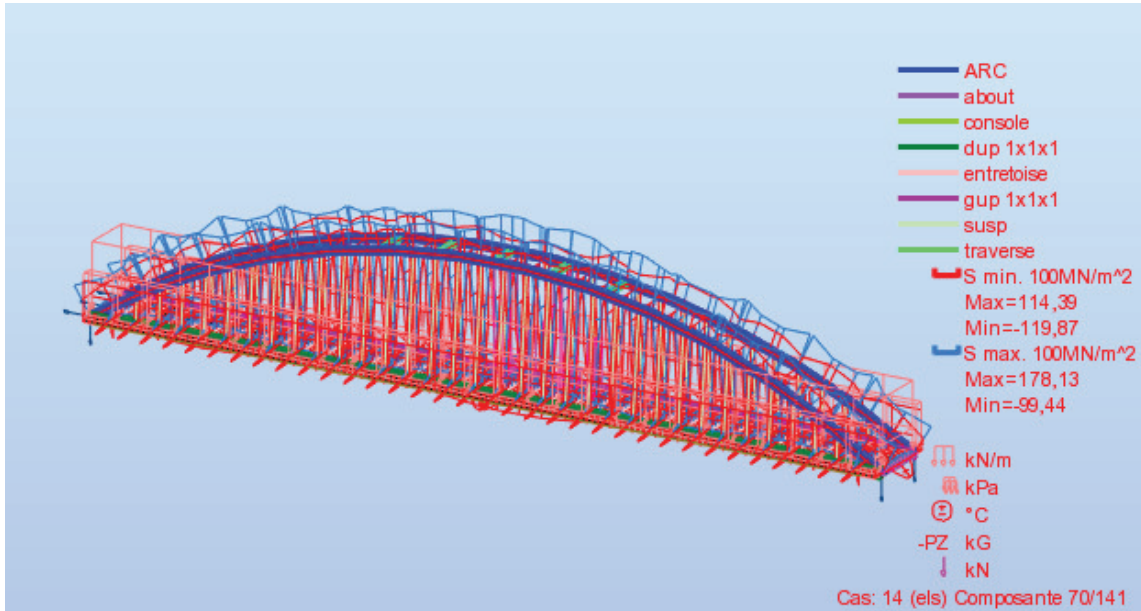


Figure 13 Contrainte max et min.

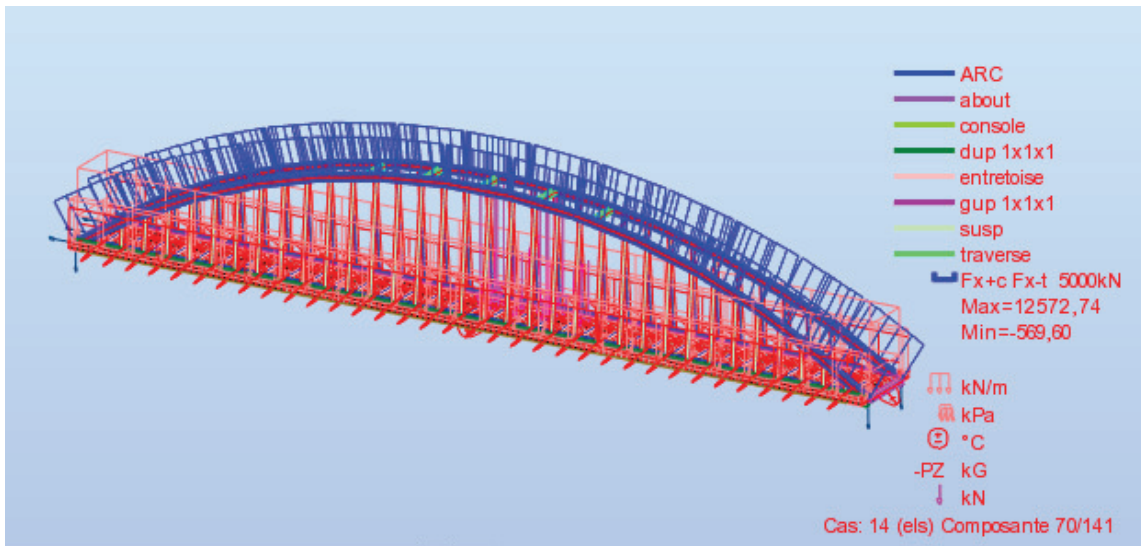


Figure 14 Effort normal.

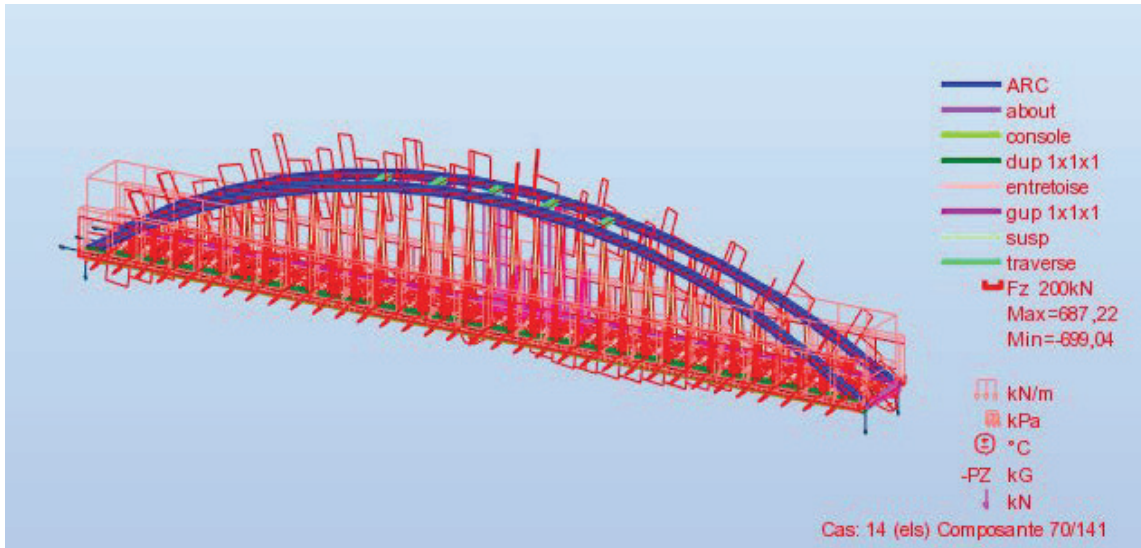


Figure 15 Effort tranchant.

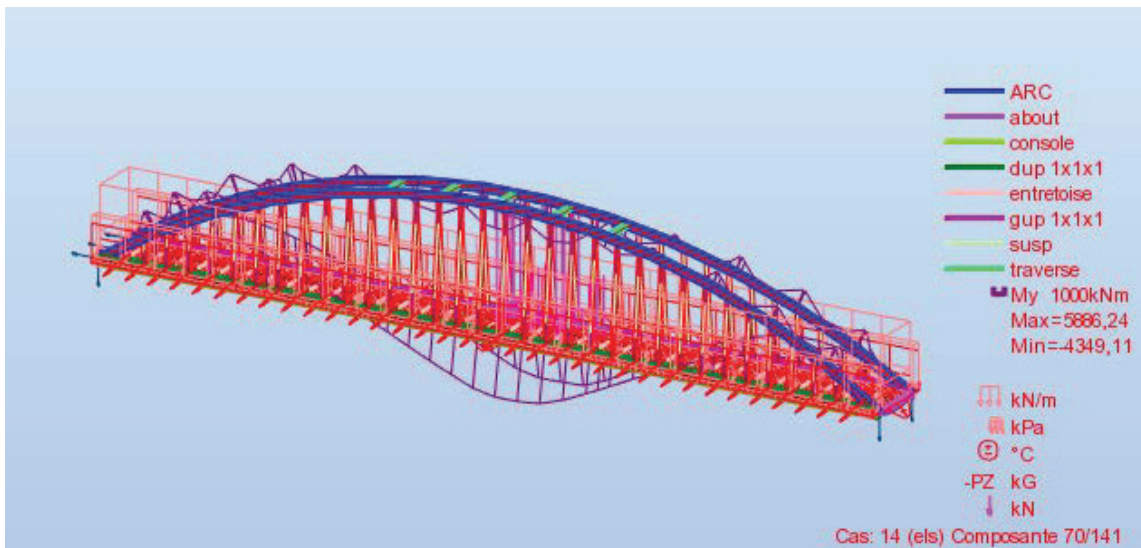


Figure 16 Moment fléchissant.

Les diagrammes des efforts plus contraintes des combinaisons de charge pour le système

D240

A L'ELU

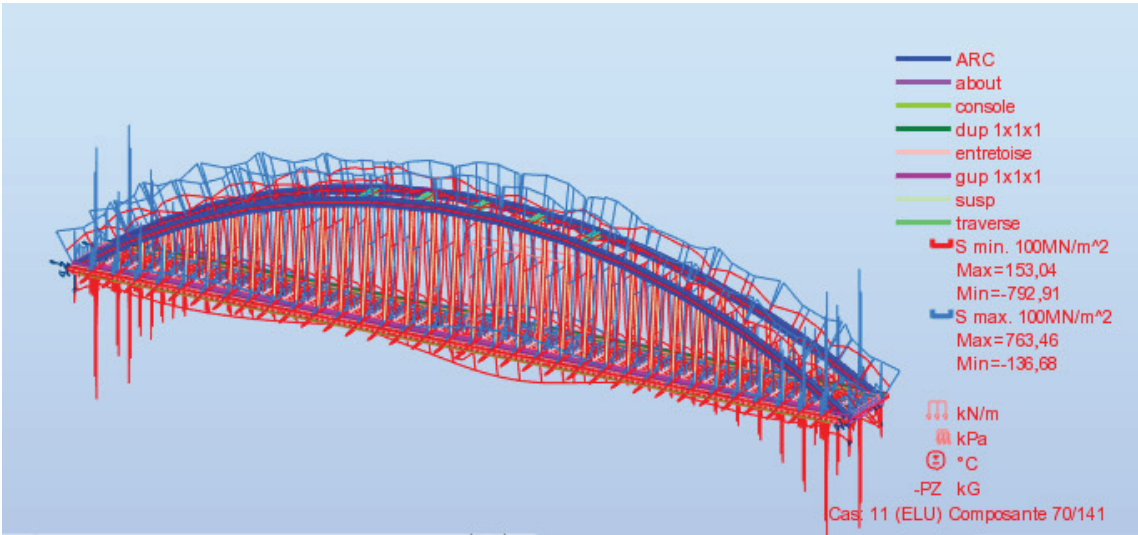


Figure 17 Contrainte max et min.

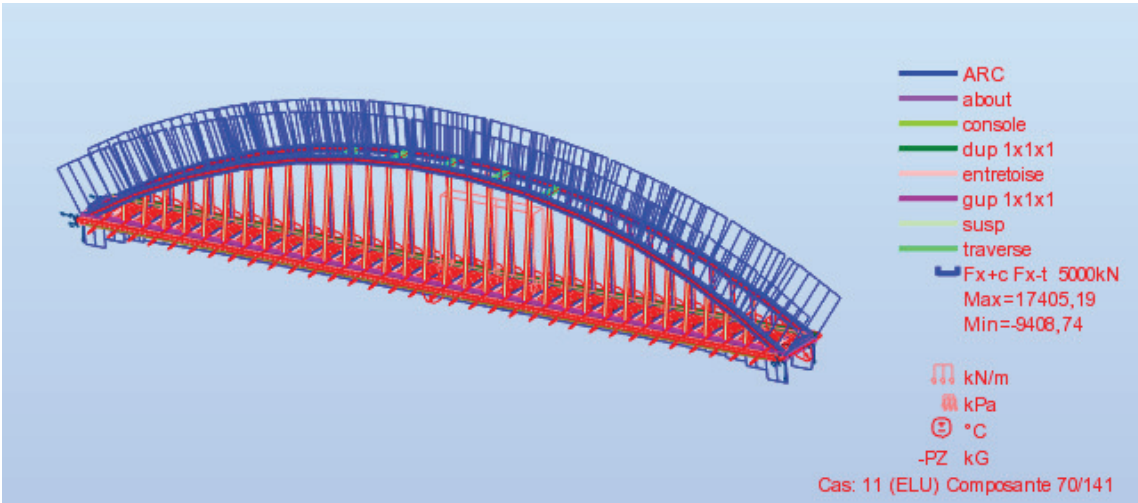


Figure 18 Effort normal.

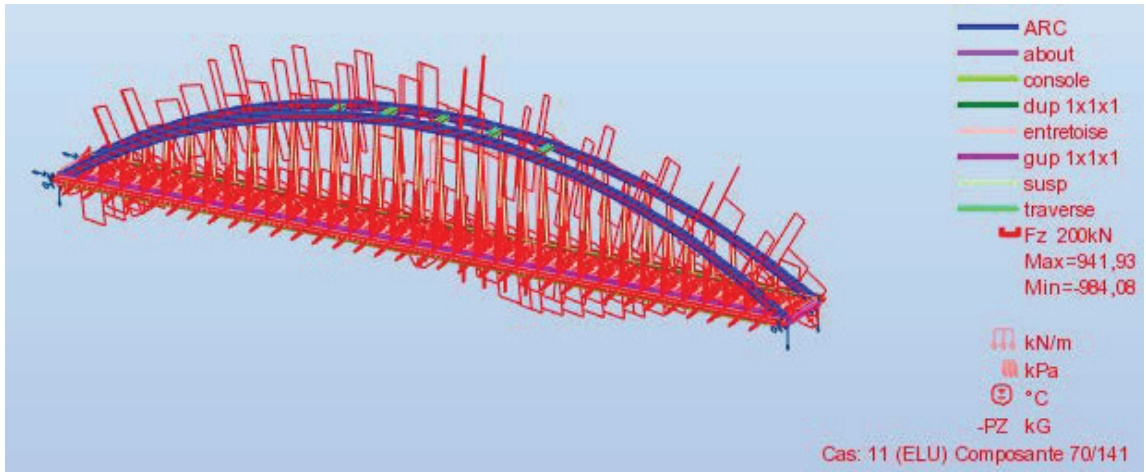


Figure 19 Effort tranchant.

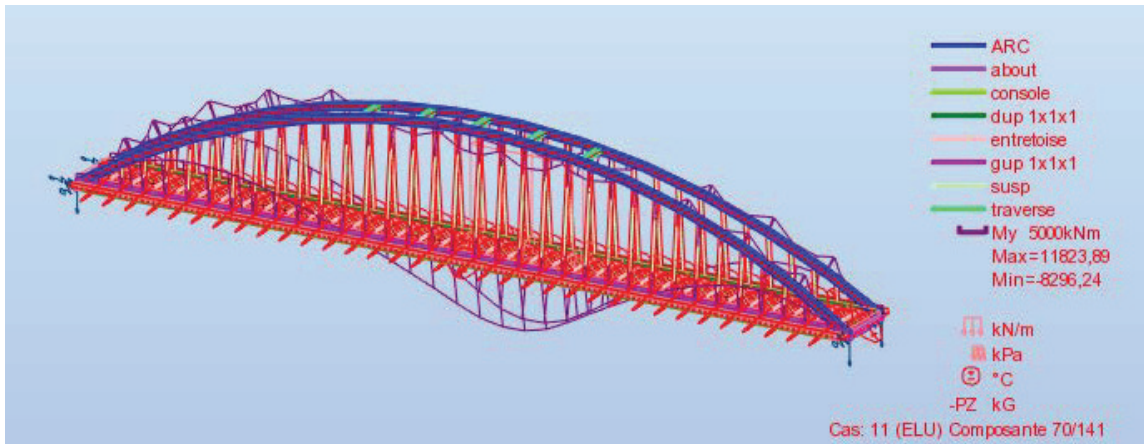


Figure 20 Effort tranchant.

A L'ELS

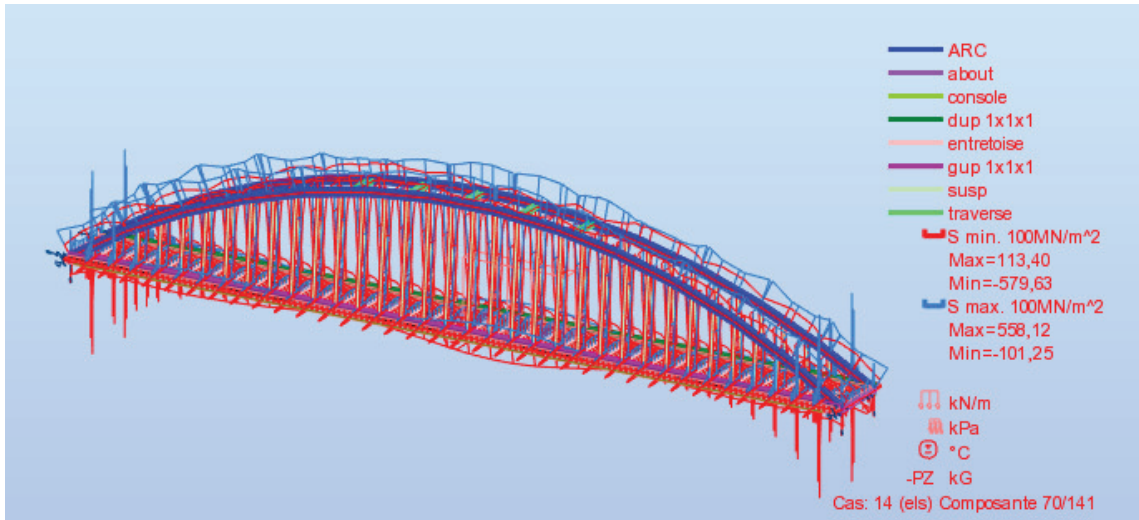


Figure 21 Contrainte max et min.

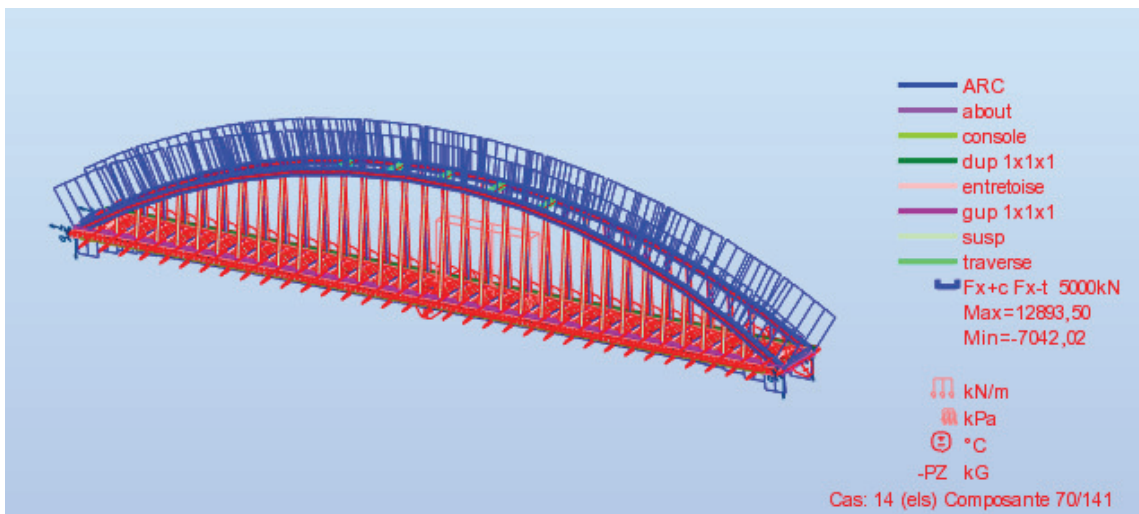


Figure 22 Effort normal.

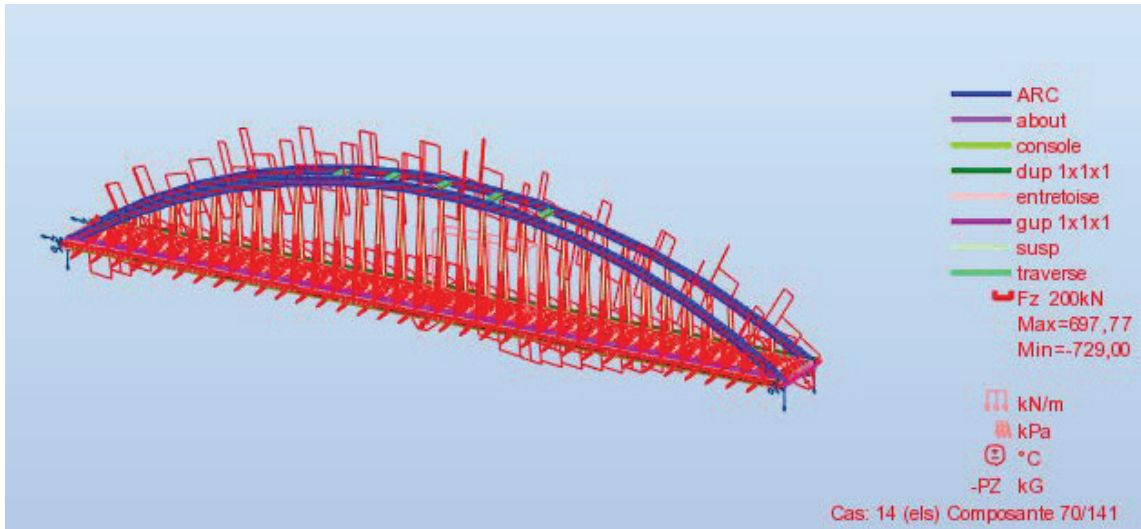


Figure 23 Effort tranchant.

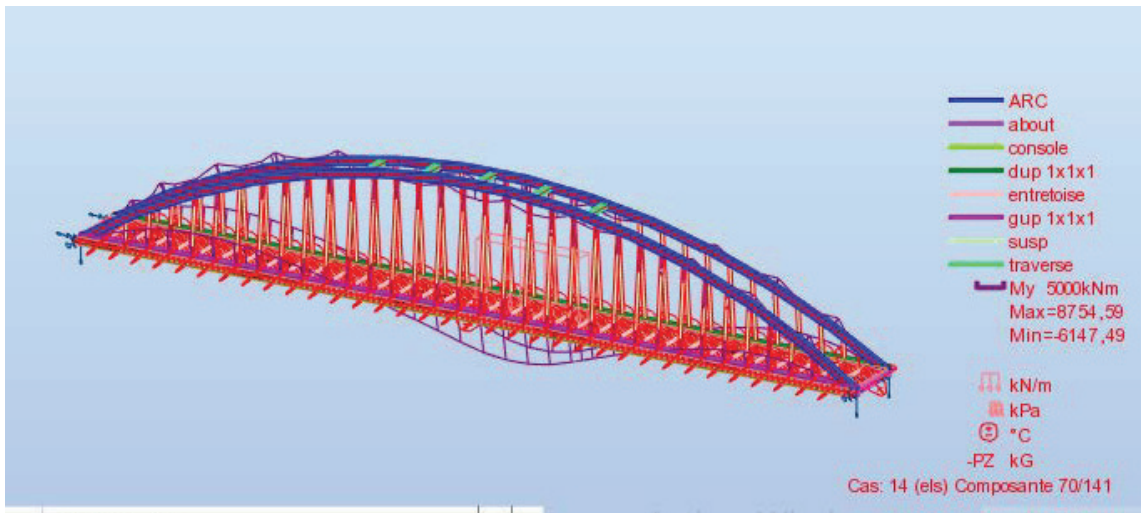


Figure 24 Moment fléchissant.

Les diagrammes des efforts plus contraintes des combinaisons de charge pour le système

MC120

A L'ELU

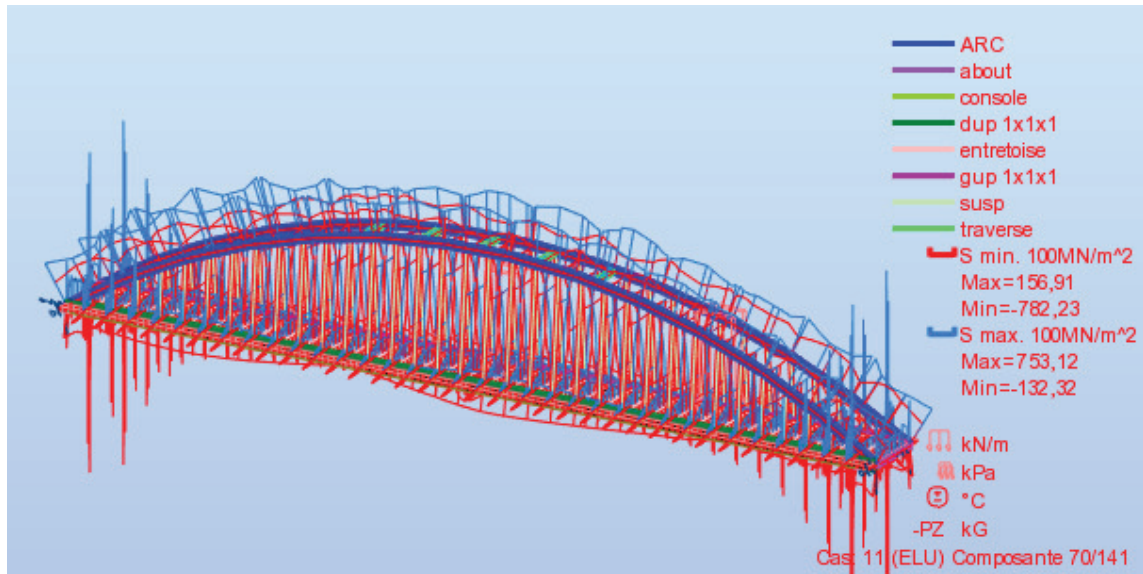


Figure 25 Contrainte max et min.

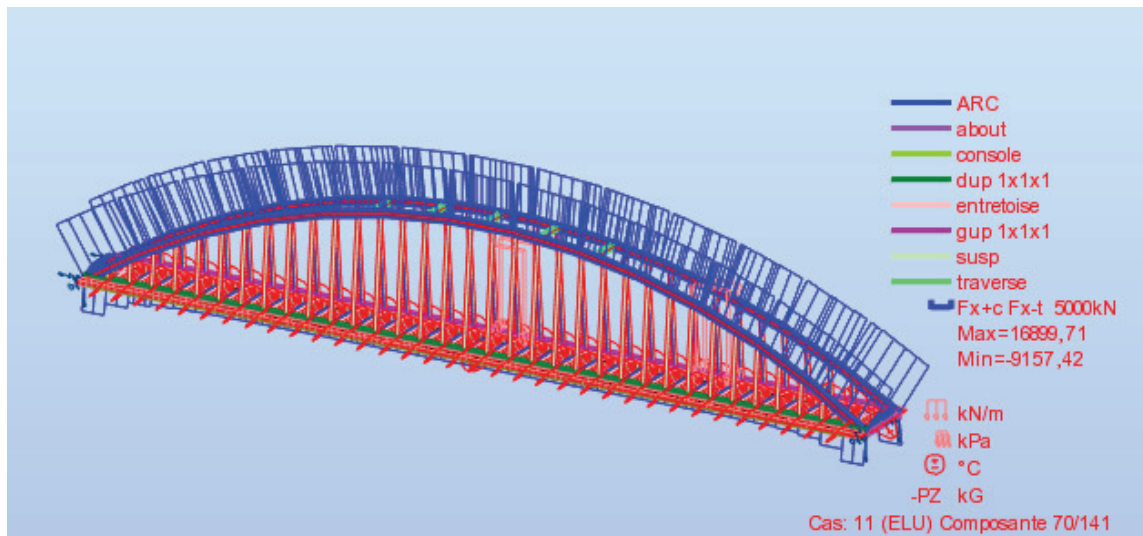


Figure 25 Effort normal.

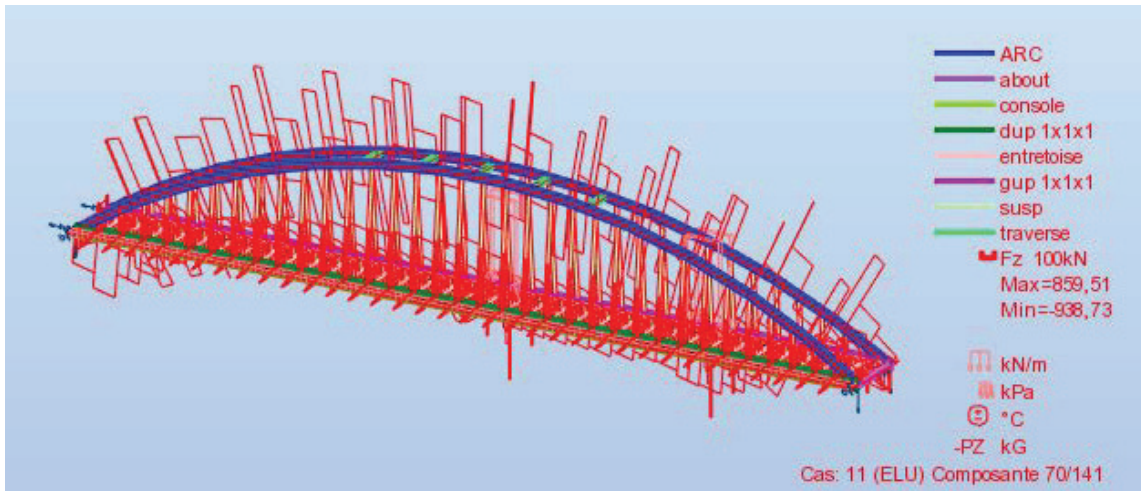


Figure 26 Effort tranchant.

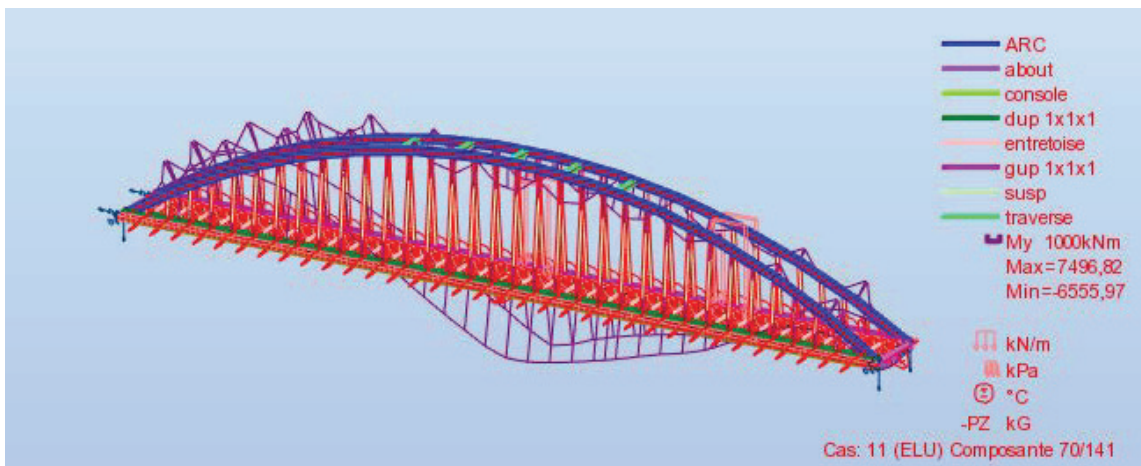


Figure 21 Moment fléchissant.

A L'ELS

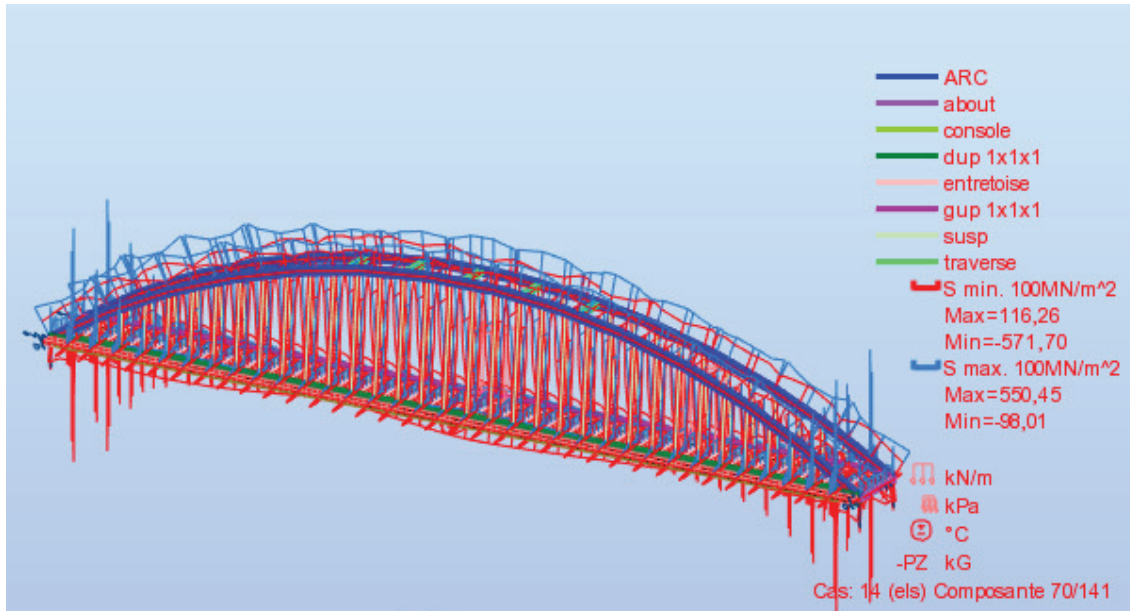


Figure 25 Contrainte max et min.

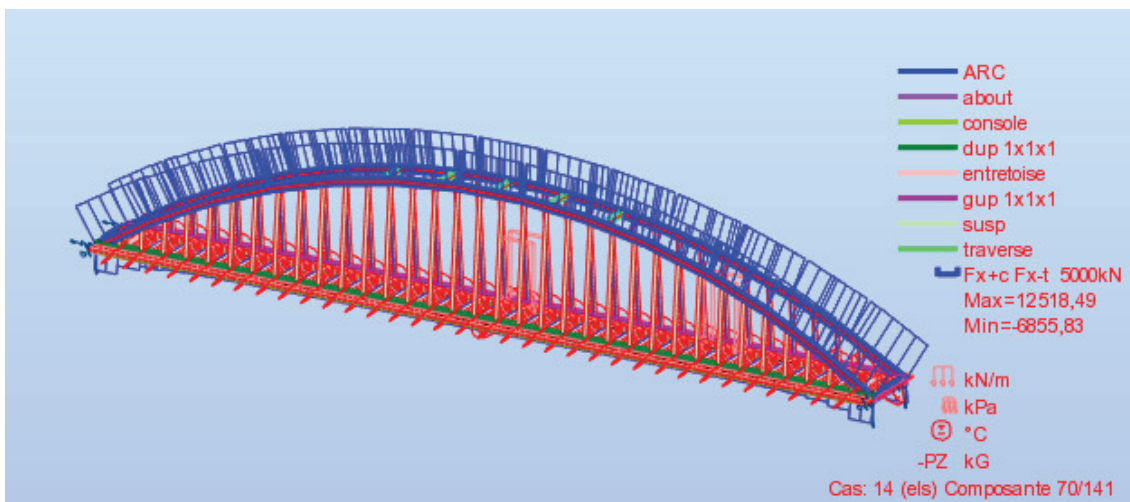


Figure 26 Effort normal.

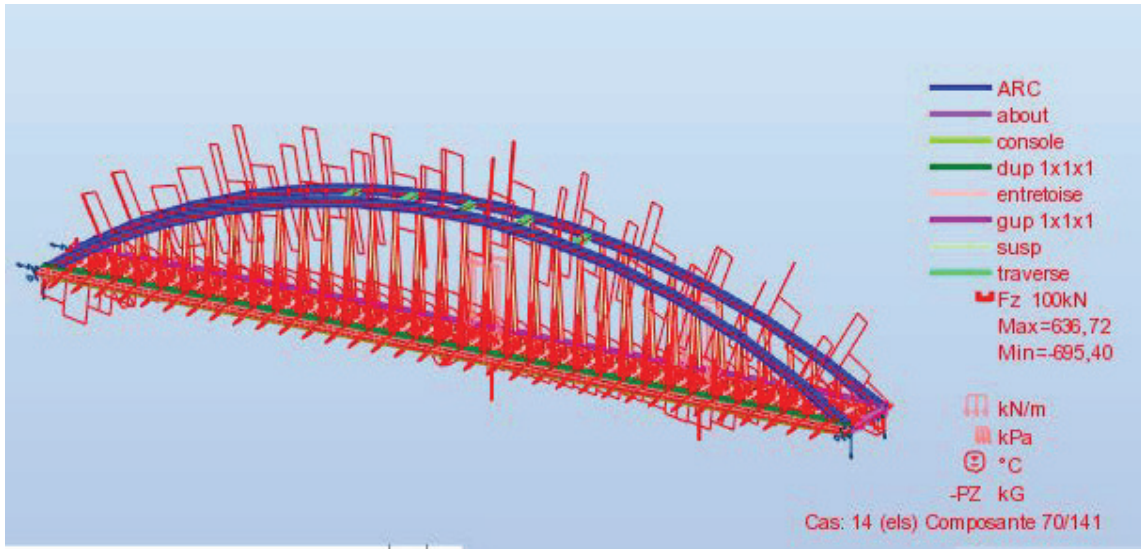


Figure 27 Effort tranchant.

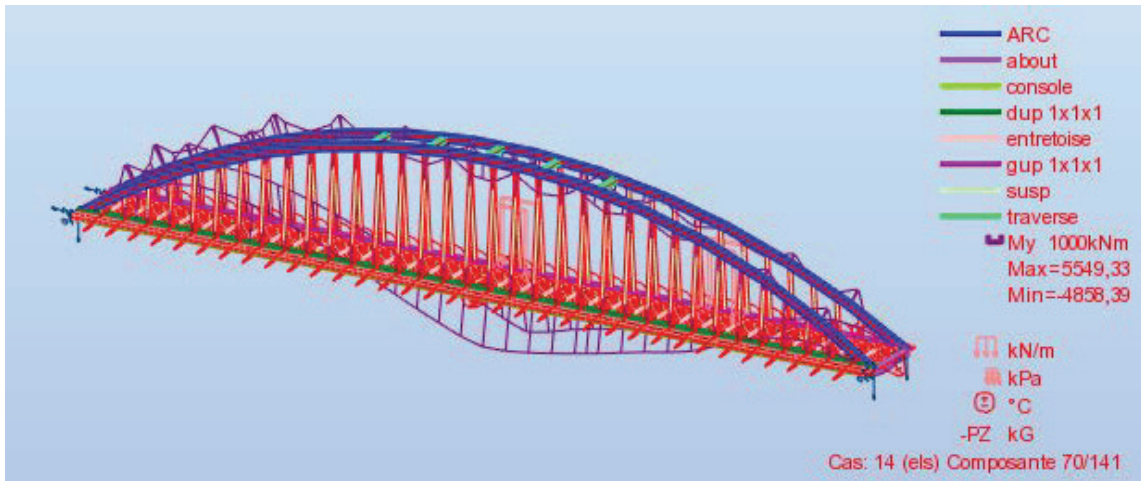


Figure 28 Moment fléchissant.

Cartographie de mur en retour

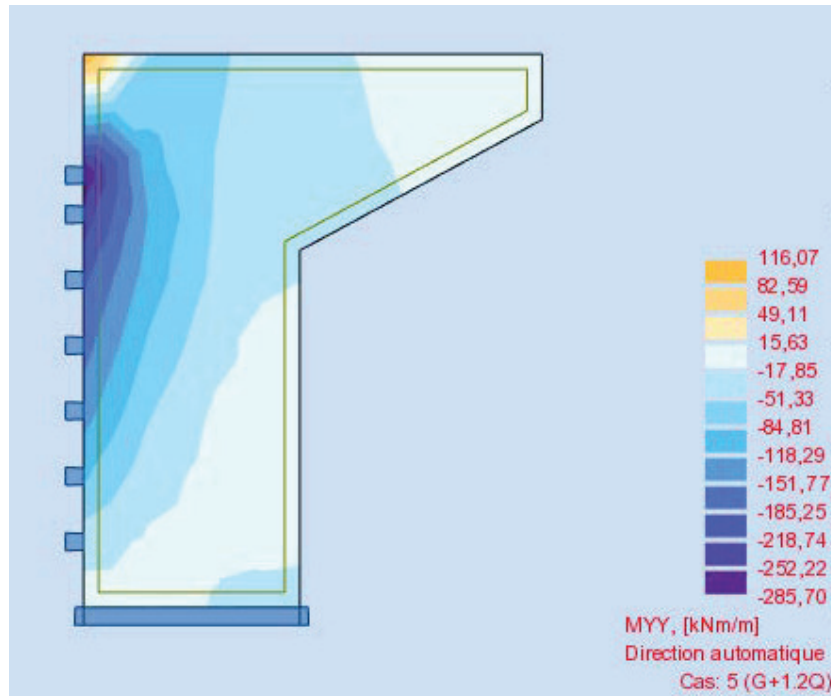


Figure 29 cartographies moment yy.

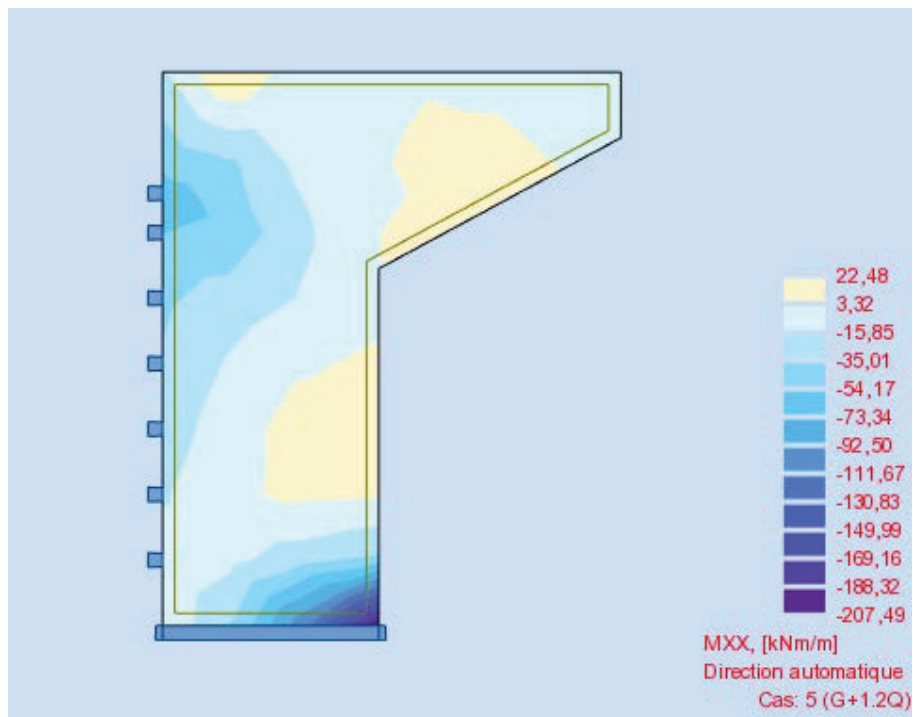


Figure 30 cartographies moment xx.

ANNEXE

CHAPITRE ETUDE DE TABLIER

Ci-joint , les figures des sollicitaions des suspentes sous différents combinaisons :

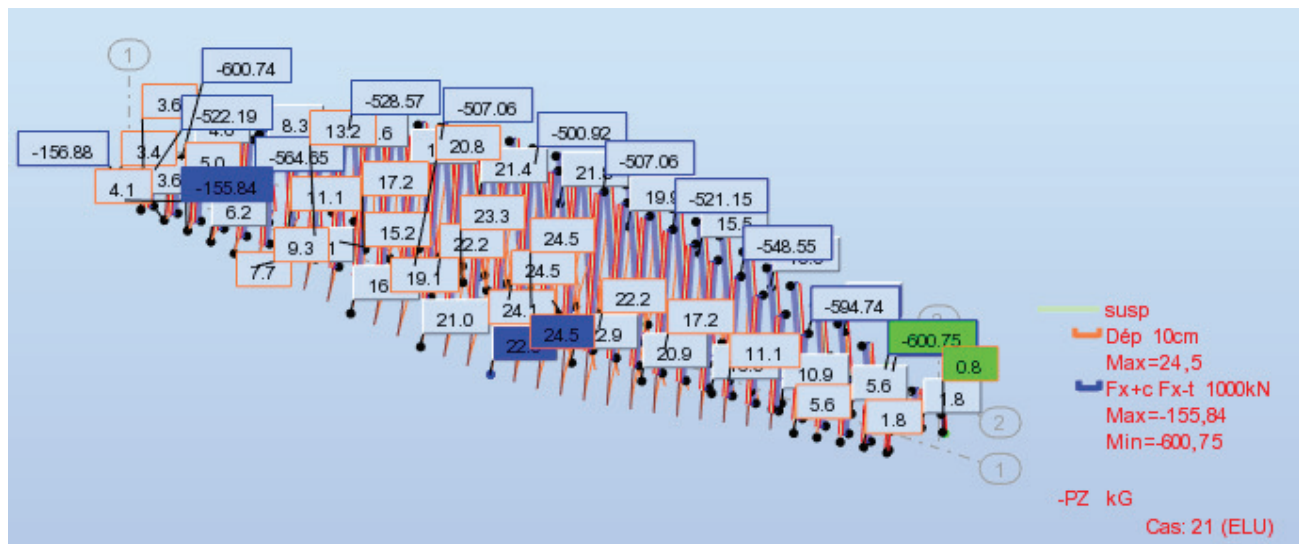


Figure : Effort de traction dans les suspentes suivant la combinaison AL2V

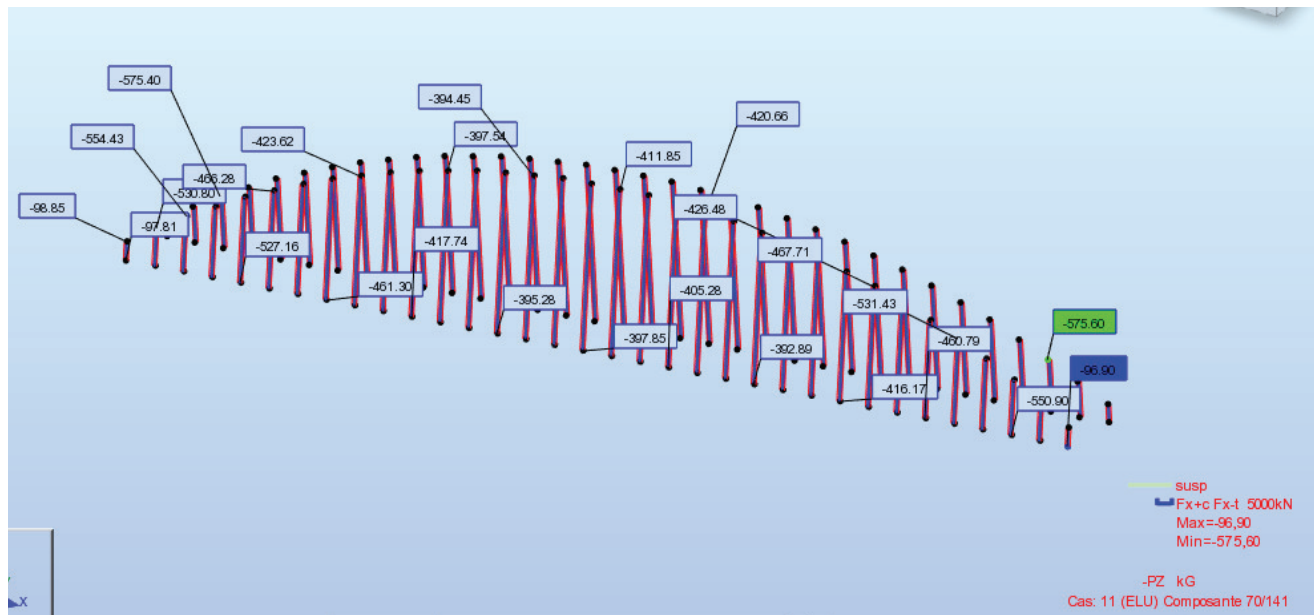


Figure : Effort de traction dans les suspentes suivant la combinaison BC2V

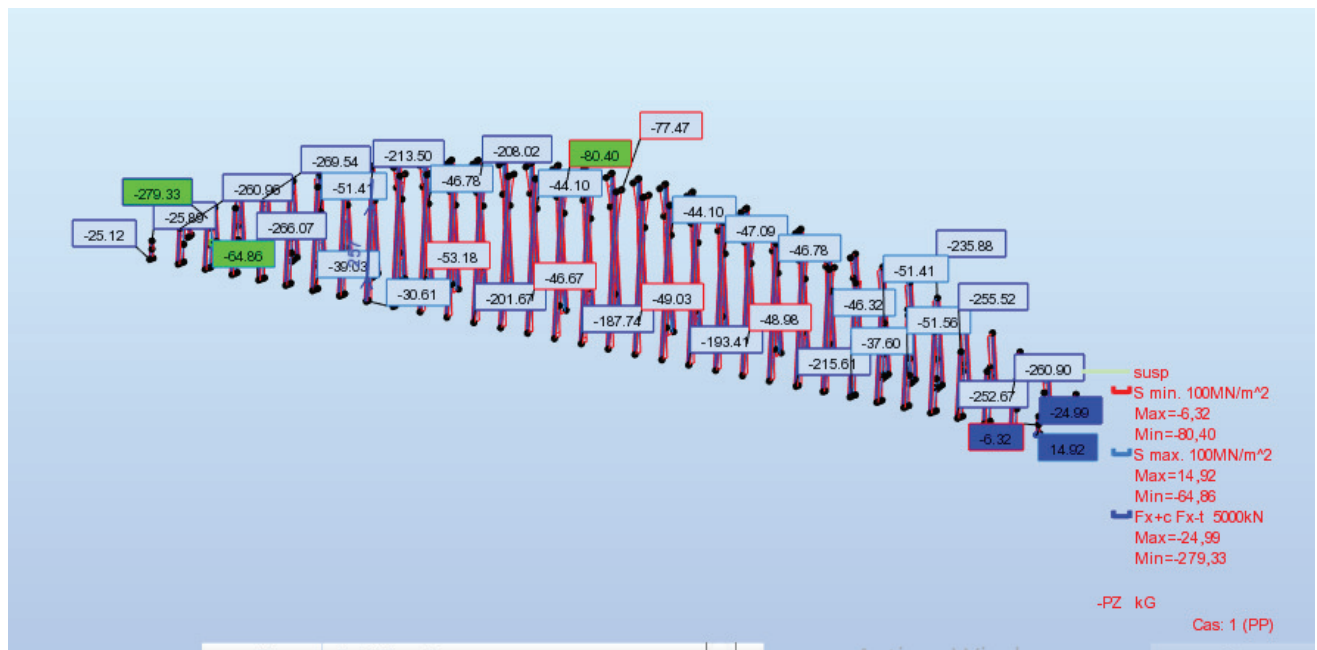


Figure : Effort de traction dans les suspentes suivant le POIDS PROPRE

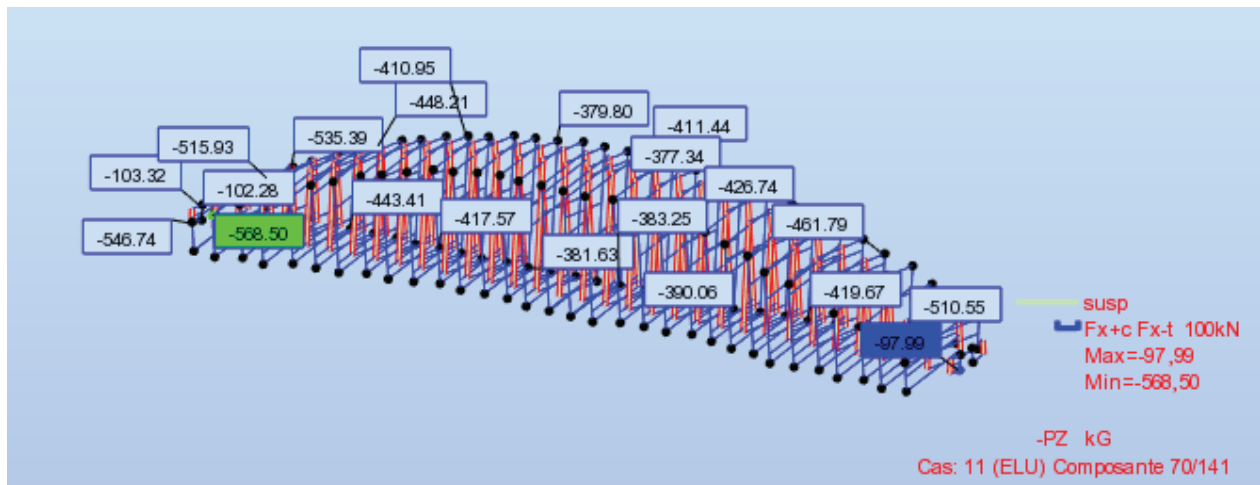


Figure : Effort de traction dans les suspentes suivant la combinaison MC120

Etude dynamique de tablier :

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.

2- Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude 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 S3 (site meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique. (le rapport géotechnique est présenté dans l'annexe) .
- L'ouvrage se trouve dans une zone de sismicité moyenne zone IIa.
- L'accélération de zone $A=0,25$.

3- Méthode 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).

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. Cette dernière méthode, d'après le RPOA, peut être utilisée dans les ponts spéciaux (ponts en arc, ponts à câble).

4- Présentation de la méthode modale spectrale

. Définition :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral, en tenant compte de façon statique des déplacements différentiels.

La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales.

5- Nombre de modes à considérer :

Le nombre de mode à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le RPOA 2008 comme suit :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de l'ouvrage.
- Dans le cas de notre ouvrage les masses modales effectives pour les modes retenus sont égales à 70% au moins de la masse totale de l'ouvrage

6- 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 E_x , E_y et E_z 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 :

$$E = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X(longitudinal), Y(transversal) et Z(vertical).

7- Modélisation de la structure :

Pour analyser le comportement dynamique de l'ouvrage, il faut définir sa masse, les conditions d'appuis de la structure et l'amortissement provenant du comportement viscoélastique des matériaux et de la structure.

Dans notre cas, il suffit d'utiliser pour l'analyse trois modèles séparés, un pour la modélisation du comportement en direction longitudinale, un pour la direction transversale et un pour la composante verticale de l'action sismique.

Pour modéliser la structure en trois dimensions, nous allons utiliser le logiciel **ROBOT 2018**.

La participation massique des charges est donnée comme suit :

$$W = G + \Psi Q$$

Avec :

G : le poids propre et les charges permanentes.

Q : charge d'exploitation.

Ψ : coefficient de pondération, avec **Ψ = 0,2** (pont routier urbain).

La valeur du taux d'amortissement ξ est égal à **2%** (le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier).

8- Spectre de dimensionnement :

Composante horizontale :

$$S_h = \left\{ \begin{array}{ll} A \times S \times g \times \left(1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \times (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \left(\frac{T_2}{T}\right) & 0.3 \geq T \geq T_2 \\ 2.5 \times A \times \eta \times S \times g \times \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 0.3s \end{array} \right\}$$

Avec :

g: accélération de la pesanteur = **9,81m/s²**

η: facteur de correction del'amortissement.

Avec :

ξ : taux d'amortissement.

T_2 : période caractéristique associées à la catégorie de site.

S : coefficient du site.

A : Coefficient d'accélération.

Tableau10.1 Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

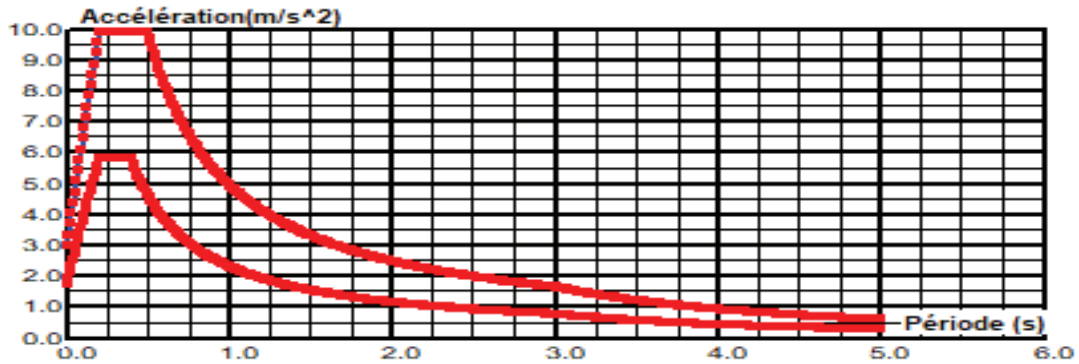


FIGURE 1 : Spectre de dimensionnement (spectre horizontale)

9- Analyse modale :

L'effet du séisme sera évalué par une analyse dynamique modale de l'ouvrage, en restant dans le domaine élastique linéaire :

Pour atteindre 70% de masse total, On s'est arrivée jusqu'au mode 100 et la masse n'est pas atteinte.

Donc pour voir ces modes, il suffit de consulter le modèle ROBOT rendu sur un CD .

10- Vérification de la résistance des éléments :

Combinaison des actions de calcul :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

$$G + E + 0,4T + \Psi Q$$

(10.9)

G : valeur des charges permanentes.

E : action sismique, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique définie en **10.3.4**.

Q : actions variables des charges d'exploitation.

Ψ : coefficient de pondération, avec $\Psi = 0,2$ (pont routier urbain).

11- Vérification de la résistance des sections :

Le temps ne nous a pas permis d'étudier cette partie analytiquement, On s'est juste pris en considération les résultats obtenus par le modèle ROBOT.

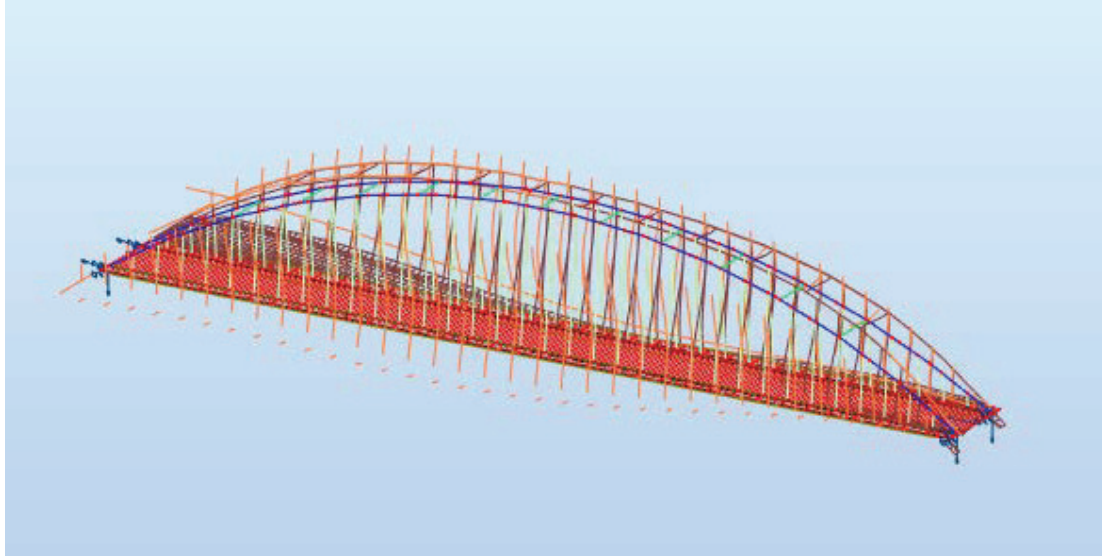


Figure 02 : Déformation de tablier suivant le sens horizontale

Après la vérification des éléments de tablier en mode horizontale on a observé que tous les éléments sont vérifiés sauf l'arc.

Voici sa note de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 214
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 Combinaison EY (170+6)*1.00+(172+169)*0.30

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: ARC

h=130.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=70.0 cm	Ay=560.00 cm ²	Az=488.00 cm ²	Ax=1048.00 cm ²
tw=2.0 cm	Iy=2828669.33 cm ⁴	Iz=697797.33 cm ⁴	Ix=1554836.79 cm ⁴
tf=4.0 cm	Wely=43517.99 cm ³	Welz=19937.07 cm ³	
	Weff,y=43517.99 cm ³	Weff,z=16037.20 cm ³	Aeff=873.67 cm ²

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 13434.83 kN	My _{Ed} = -84.24 kN*m	Mz _{Ed} = 2162.81 kN*m	Vy _{Ed} = 207.55 kN
N _{c,Rd} = 31015.24 kN	My _{Ed,max} = -1979.74 kN*m		Mz _{Ed,max} = 2162.81

$kN \cdot m$
 $N_{b,Rd} = 25652.19 \text{ kN}$

$\tau_{y,max,Ed} = 4.63 \text{ MPa}$
 $M_{y,c,Rd} = 15448.89 \text{ kN} \cdot m$

$M_{z,c,Rd} = 5693.21 \text{ kN} \cdot m$

$V_{z,Ed} = 13.96 \text{ kN}$
 $\tau_{z,max,Ed} = 0.31 \text{ MPa}$
 $T_{t,Ed} = 143.08 \text{ kN} \cdot m$
 Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 11.41 \text{ m}$
 $L_{cr,y} = 11.41 \text{ m}$
 $L_{amy} = 21.95$

$\lambda_{my} = 0.26$
 $X_y = 0.97$
 $k_{zy} = 0.77$



en z:

$L_z = 11.41 \text{ m}$
 $L_{cr,z} = 11.41 \text{ m}$
 $L_{amz} = 44.20$

$\lambda_{mz} = 0.53$
 $X_z = 0.83$
 $k_{zz} = 1.05$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.82 < 1.00$ (6.2.1(7))
 $\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed})^2} / (f_y/g_{M0}) = 0.75 < 1.00$ (6.2.1.(5))
 $(\tau_{y,max,Ed} + \tau_{ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.04 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $(\tau_{z,max,Ed} + \tau_{tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{my} = 21.95 < \lambda_{max} = 210.00$ $\lambda_{mz} = 44.20 < \lambda_{max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.97 < 1.00$
 (6.3.3.(4))
 $N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 1.02 > 1.00$
 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 7.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 166 TEMP1

$v_y = 0.1 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 7.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 1 PP

Profil incorrect !!!

On a REdimensionné l'element arc selon l'ELA :

La nouvelle conception est :

La note de calcul de vérification est :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 248
11.41 m

POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 Combinaison EY (170+6)*1.00+(172+169)*0.30

MATERIAU:

ACIER E36 $f_y = 355.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: ARC

h=180.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=95.0 cm	Ay=760.00 cm ²	Az=688.00 cm ²	Ax=1448.00 cm ²
tw=2.0 cm	Iy=7582602.67 cm ⁴	Iz=1873680.67 cm ⁴	Ix=4272571.19 cm ⁴
tf=4.0 cm	Wely=84251.14 cm ³	Welz=39445.91 cm ³	
	Weff,y=84251.14 cm ³	Weff,z=27792.22 cm ³	Aeff=1091.99 cm ²

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 14038.16 kN	My _{Ed} = 505.19 kN*m	Mz _{Ed} = 2014.81 kN*m	Vy _{Ed} = 214.64 kN
Nc,Rd = 38765.65 kN	My _{Ed,max} = -2840.63 kN*m		Mz _{Ed,max} = 2014.81 kN*m
	Tau _{y,max,Ed} = 3.44 MPa		
Nb,Rd = 35590.13 kN	My,c,Rd = 29909.15 kN*m	Mz,c,Rd = 9866.24 kN*m	Vz _{Ed} = 251.96 kN
			Tau _{z,max,Ed} = 4.01 MPa
			Tt _{Ed} = 371.47 kN*m
			Classe de la section = 4



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 11.41 m	Lam _y = 0.18
Lcr,y = 11.41 m	Xy = 1.00
Lamy = 15.76	kzy = 0.75

en z:

Lz = 11.41 m	Lam _z = 0.36
Lcr,z = 11.41 m	Xz = 0.92
Lamz = 31.71	kzz = 0.98

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.58 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$
$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 * (\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$
$$(\text{Tau}_{y,max,Ed} + \text{Tau}_{ty,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$
$$(\text{Tau}_{z,max,Ed} + \text{Tau}_{tz,Ed}) / (f_y/(\sqrt{3} * gM0)) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_{y} = 15.76 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_{z} = 31.71 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$
$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_z/Rk/gM1) = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$
$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_z/Rk/gM1) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 7.6 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 166 TEMP1

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 7.6 \text{ cm}$$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 1 PP

Profil correct !!!

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] :A. Compa. Technologie professionnelle, paris 1984
- [2] : Introduction à la résistance des matériaux Cours RDM / A.U : 2012-2013x
- [3] : Charpy, G. (1904)- Sur l'essai des métaux par flexion de barreaux entaillés. Mémoires et comptes rendu de la société des ingénieurs civils de France, 468-482.
- [4] :résistance des matériaux Département Maintenance Industrielle
support de cours
- [5] :Mécanique du solide et des matériaux Elasticité-Plasticité-Rupture Jean-Claude Charmettes.
- [6] : c. BATHIAS, JEAN-PAUL. BAÏLON, La fatigue, des Matériaux et des structures hermès paris e 2 édition (1997)
- [7] : Conception des ponts. Anne BERNARD-GELY ; Jean-Armand CALGARO.
- [8] :Aide-mémoire RDM.
- [9] :Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes : RCPR
- [10] : Règles parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art
RPOA 2008
- [11] :CM66.
- [12] :Construction métallique Volume 10 Manfred A.Hirt Rolf Bez
- [13] :Cours charpentes métalliques 4ème année ENSTP. Par A.OUAKLI
- [14] : Euro code 3 : Calcul des structures en acier et document d'application
Partie 2 : Ponts métalliques.
- [15] :B.A.E.L 91-REV99.
- [16] : Traité de génie civilVolume 10, Ponts en aciers.
- [19] :Eurocodes 3 et 4 Application aux ponts-routes mixtes acier-béton .
- [18] : Mémoires ENSTP.