

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme  
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

## Thème

**Conception et étude d'un pont arc  
sur la ligne du tramway  
d'Ouargla**

*Encadré par :*

**Mr. LAGAB Djamel**

*Présenté par :*

**AZOUG Kahina**

**BENAYECHE Soumia**

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ceux qui m'ont donné une vie, pleine d'affection, et qui m'ont appris et transmis l'espérance, la patience et la persévérance :*

*Ma chère Maman ; Fatiha et Mon cher Papa ; Mouhamed*

*A ceux qui ont dépensé pour moi sans compter pour que je puisse atteindre cette étape : Mes trois chères sœurs ;*

*Mounira, Hamida et Rima*

*A celle qui a été toujours proche de moi et avec laquelle j'ai partagé tous moments pénibles et joyeux :*

*Mon adorable binôme Kahina.*

*A ceux qui ont été toujours près de moi, avec lesquels j'ai partagé le bon et le mauvais :*

*Mes tendres amis ; Asma, Amina, Nada, Selma, Mira, Ahcen et Amine.*

*A toutes les personnes que j'ai rencontrées.*

*Merci du fond du cœur.*

*B. Soumia*

# *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A La mémoire de celle qui a souhaité vivre pour longtemps juste pour me voir  
réussir dans ma vie :*

*Ma grande mère.*

*" Que dieu la compte parmi ses biens aimés"*

*A deux personnes, qui, rien au monde ne vaut leurs efforts fournis jour et nuit  
pour mon éducation et mon bien être :*

*Mes très chers parents.*

*A ceux qui ont cru en moi, m'ont encouragé et m'ont donné la force  
d'aller jusqu'au bout :*

*Mes très chers frères et sœurs.*

*A celle qui a été toujours à mes côtés et avec la qu'elle j'ai trouvé  
l'entente dont j'avais besoin :*

*Mon précieux binôme.*

*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.*

*Mes chers amis.*

*Enfin je le dédie à tous qui me connaissent.*



*A. Zahina*

# Remerciement

*On dit souvent que le trajet est aussi important que la destination.*

*Les cinq années de maîtrise nous a permis de bien comprendre la signification de cette phrase toute simple. Ce parcours, en effet, ne s'est pas réalisé sans défis et sans soulever de nombreuses questions pour lesquelles les réponses nécessitent de longues heures de travail.*

*On tient à la fin de ce travail à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donné la foi et la force d'en arriver là.*

*Nos sincères remerciements à notre encadreur Mr. Djamal LAGAB, dont la disponibilité, le savoir-faire et le soutien ne m'ont jamais fait défaut.*

*Nous exprimons également nos vifs remerciements à Mr. Nabil OUALI, Pour son aide, sa compréhension et ces précieux conseils durant tout le long de ce mémoire.*

*Pour la même occasion on tient à remercier toutes la famille de L'ENSTP particulièrement aux professeurs et responsables de la bibliothèque, ainsi que ceux de SYSTRA pour leur générosité et leur esprit d'ouverture qu'ils nous ont manifesté durant nos contacts.*

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

**Merci à tous.**

## الملخص:

الغرض من هذه الدراسة هو تحليل وتصميم جسر من نوع BOW-STRING يحتوي على رواقين، طوله 41 متر و عرضه 11.3 متر اضافة الى ممرين للراجلين عرض كل واحد منهم 2.10 متر. القاعدة مستندة على روافد عمودية على شكل حرف I مستندة بدورها الى رافدتين اساسيتين افقيتين مربوطتين الى الاقواس الحديدية بواسطة حبال اسطوانية. البرنامج المستعمل لحساب الهيكل هو ROBOT ANALYSES STRUCTUREL 2010، قمنا بدراسة الاجزاء 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 41 m et une largeur de 11.3m, bordé de deux trottoirs, contient deux passages piétons (2.10 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 2010. Ensuite, on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement 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 typified BOW - STRING including 2 traffic lanes of a total length of 41m and a 11.3m width 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 2010, we proceeded then to the various checks: cutting, buckle and draining, according to the regulations (payments) current.

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

# SOMMAIRE

<b>Introduction Générale</b> .....	1
<b><i>PARTIE I : Présentation de l'ouvrage.</i></b>	
<b>I.1 Introduction</b> .....	2
<b>I.2 Présentation de l'ouvrage</b> .....	2
<b>I.3 Données et contraintes</b> .....	3
<b>I.3.1</b> Données géométriques.....	3
<b>I.3.2</b> Données relatives à l'obstacle franchi "RN49".....	4
<b>I.3.3</b> Données géotechniques.....	5
<b>I.3.4</b> Données climatiques.....	5
<b>I.3.5</b> Données sismiques.....	6
<b>I.3.6</b> Données architecturale et paysagère.....	6
<b>I.4 Caractéristiques des matériaux</b> .....	6
I.4.1 Béton.....	6
I.4.2 Acier.....	8
<b>I.5 Charges et surcharges d'exploitations</b> .....	10
<b>I.5.1</b> Actions permanentes.....	10
<b>I.5.1.1</b> Charges permanentes.....	10
<b>I.5.1.2</b> Surcharges permanentes.....	10
<b>I.5.2</b> Actions dues au trafic du tramway.....	10
<b>I.5.2.1</b> Actions verticales.....	10
<b>I.5.2.2</b> Actions horizontales.....	16
<b>I.5.3</b> Actions dues aux surcharges de trottoirs.....	17
<b>I.5.4</b> Actions climatiques.....	18
<b>I.5.4.1</b> Actions thermiques.....	18
<b>I.5.4.2</b> Action du vent.....	18
<b>I.5.5</b> Actions accidentelles.....	18
<b>I.5.5.1</b> Actions sismiques.....	18
<b>I.5.5.2</b> Action dues au déraillement du tramway.....	19
<b>I.5.5.3</b> Action provenant des chocs des véhicules routiers.....	19
<b>I.6 Types d'ouvrages à envisager</b> .....	19
<b>I.6.1</b> Variantes proposées.....	19

## ***PARTIE II : Pré-dimensionnement des variantes.***

<b>II.1 Introduction</b> .....	20
<b>II.2 Variantes N° 1 : ponts à poutres précontraintes par poste tension</b> .....	20
<b>II.2.1</b> Présentation de la structure.....	20
<b>II.2.2</b> Pré-dimensionnement de la poutre.....	21
<b>II.3 Variante N° 2 : pont en arc métallique (Bow-string)</b> .....	25
<b>II.3.1</b> Présentation de la structure.....	25
<b>II.3.2</b> Pré-dimensionnement des éléments.....	26
<b>II.3.2.1</b> Caractéristiques géométriques de l'arc.....	26
<b>II.3.2.2</b> Dalle (hourdis).....	29
<b>II.3.2.3</b> Plate-forme.....	30
<b>II.3.2.4</b> Suspente.....	30
<b>II.3.2.5</b> Pièces de pont.....	33
<b>II.3.2.6</b> Arc.....	36
<b>II.3.2.7</b> Tirant.....	38
<b>II.3.2.8</b> Traverse.....	38
<b>II.3.2.9</b> Longerons.....	39
<b>II.4 Analyse multicritère</b> .....	41
<b>II.4.1</b> Analyse.....	41
<b>II.4.2</b> Recommandations et conclusion.....	41

## ***PARTIE III : Etude de la variante retenue.***

<b>III.1 Introduction</b> .....	42
<b>III.2 Rappel des caractéristiques de la variante retenue</b> .....	42
<b>III.3 Modèle de calcul</b> .....	42
<b>III.3.1</b> Présentation de logiciel robot millenium.....	42
<b>III.3.2</b> Caractéristiques principales du logiciel robot millenium.....	42
<b>III.4 Modélisation de la structure</b> .....	43
<b>III.4.1</b> Les deux arcs.....	43
<b>III.4.2</b> Les deux tirants.....	43
<b>III.4.3</b> Les pièces de pont.....	43
<b>III.4.4</b> Les suspentes.....	44
<b>III.4.5</b> Les traverses.....	44
<b>III.4.6</b> Les appuis de tabliers.....	45

<b>III.4.7</b> Modélisation globale.....	46
<b>III.5</b> Modélisation des charges et surcharges.....	46
<b>III.6</b> Groupes et combinaisons de charges.....	48
<b>III.6.1</b> Groupes de charge.....	48
<b>III.6.2</b> Combinaisons de charge.....	48
<b>III.7</b> Hypothèse de calcul d'une section mixte.....	50
<b>III.8</b> Modélisation de la structure par étape.....	52
<b>III.8.1</b> Phasage de construction.....	52
<b>III.8.1.1</b> Phase 1 : charges permanentes.....	52
<b>III.8.1.2</b> Phase 2 : complément des charges permanentes.....	53
<b>III.8.1.3</b> Phase 3 : charges d'exploitations.....	54
<b>III.9</b> Etude statique.....	57
<b>III.9.1</b> Vérification de la résistance des éléments.....	57
<b>III.9.1.1</b> Principes des vérifications.....	57
<b>III.9.2</b> Analyse et vérification des contraintes.....	60
<b>III.9.2.1</b> Les suspentes.....	60
<b>III.9.2.2</b> L'arc.....	62
<b>III.9.2.3</b> Les tirants.....	64
<b>III.9.2.4</b> Les pièces de pont intermédiaires.....	66
<b>III.9.2.5</b> Les pièces d'about.....	67
<b>III.9.2.6</b> Les traverses.....	69
<b>III.10</b> Vérification du déplacement élastique.....	70
<b>III.10.1</b> Contre flèche.....	70
<b>III.10.2</b> Flèche.....	71
<b>III.10.2.1</b> L'arc.....	71
<b>III.10.2.2</b> Le tirant.....	72
<b>III.10.3</b> Déplacement longitudinal et transversal.....	73
<b>III.11</b> Vérification des sections mixtes.....	73
<b>III.11.1</b> Caractéristiques géométriques.....	73
<b>III.11.2</b> Effets des sollicitations internes.....	75
<b>III.11.2.1</b> Effet de retrait.....	75
<b>III.11.2.2</b> Effet de différence de température.....	75
<b>III.12</b> Phénomènes d'instabilités élastiques.....	78
<b>III.12.1</b> Voilement des parois.....	79
<b>III.12.2</b> Flambement des barres.....	82

III.12.3 Déversement.....	83
III.12.3.1 Présentation de phénomène.....	83
III.12.3.2 Vérifications.....	84
III.13 Ferrailage de la dalle.....	87
III.13.1 Sens longitudinal.....	87
III.13.2 Sens transversal.....	90
III.14 Calcul des connecteurs.....	91
III.14.1 Résistance d'un goujon à l'état limite ultime.....	91
III.14.2 Conditions technologiques.....	92
III.14.2.1 Section intermédiaire.....	92
III.14.2.2 Section d'about.....	93
III.14.3 Dispositions des connecteurs.....	93

## ***PARTIE IV : Equipement et infrastructure.***

IV.1 Introduction.....	94
IV.2 Equipements.....	94
IV.2.1 Appareils d'appuis.....	94
IV.2.2 Retenus du tablier.....	94
IV.2.3 Dés d'appuis.....	94
IV.2.4 Joints de chaussées.....	95
IV.3 Protection anticorrosion.....	95
IV.4 Etude d'infrastructure.....	96
IV.4.1 Fonctionnement de la culée.....	96
IV.4.2 Caractéristiques de la culée.....	97
IV.4.2.1 Données géométriques.....	98
IV.4.2.2 Données de chargement.....	99
IV.4.3 Efforts renversants.....	101
IV.4.4 Efforts stabilisants.....	101
IV.4.5 Combinaisons des efforts.....	103
IV.4.5.1 Charges permanentes (culée à vide). ....	103
IV.4.5.2 Combinaisons à l'ELS.....	103
IV.4.5.3 Combinaisons à l'ELU.....	103
IV.4.6 Etude de la stabilité.....	103
IV.4.5.1 Stabilité au renversement.....	103
IV.4.5.2 Stabilité au glissement.....	104

<b>IV.4.5.3</b> Portance du sol.....	104
<b>IV.5</b> Processus d'exécution des travaux.....	105
<b>IV.5.1</b> Etapes de constructions.....	105
<b>Conclusion générale</b> .....	108
<b>Références bibliographiques</b> .....	109
<b>Annexe.</b>	

# *LISTE DES FIGURES*

## *Partie I*

- Figure I.1** : Implantation de l'ouvrage.
- Figure I.2** : Plan d'aménagement au niveau de l'ouvrage.
- Figure I.3** : Profil en long de l'ouvrage.
- Figure I.4** : Profil en travers de l'ouvrage.
- Figure I.5** : Coupe géologique au niveau de l'ouvrage.
- Figure I.6** : Carte de zonage sismique de l'Algérie.
- Figure I.7** : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.
- Figure I.8** : Terminologie et définition du tramway.
- Figure I.9** : Support de la ligne aérienne de contact "LAC".
- Figure I.10** : Rame tramway à deux éléments « TFS ».
- Figure I.11** : Rame tramway à deux éléments « CITADIS302 ».
- Figure I.12** : Rame tramway « CITADIS402 ».
- Figure I.13** : Rame tramway « ALSTOM ».
- Figure I.14** : Chocs dus aux véhicules.

## *Partie II*

- Figure II.1** : Pont à poutres précontraintes.
- Figure II.2** : Dimensions des poutres.
- Figure II.3** : Coupe transversale du pont à poutres.
- Figure II.4** : Coupe longitudinale du pont à poutres.
- Figure II.5** : Pont bow-string à Luxembourg.
- Figure II.6** : Caractéristiques géométriques de l'arc.
- Figure II.7** : Forme parabolique de l'arc.
- Figure II.8** : Dimensions de l'obstacle à franchir.
- Figure II.9** : Chargement de l'arc pour l'analyse.
- Figure II.10** : Diagramme de M et N pour  $f=6.15m$ .
- Figure II.11** : Gabarit du tramway.
- Figure II.12** : Connecteurs.
- Figure II.13** : Plate-forme.
- Figure II.14** : Barre *Macalloy* 460.
- Figure II.15** : Efforts dans les suspentes.
- Figure II.16** : Dispositions des pièces du pont.

**Figure II.17 :** Espacement des pièces du pont.  
**Figure II.18 :** Schéma statique de la pièce du pont.  
**Figure II.19 :** Profilé HEA 600.  
**Figure II.20 :** Pièce du pont d'about (400x400x20) mm.  
**Figure II.21 :** Diffusions des efforts dans l'arc.  
**Figure II.22 :** Arc (600x600x20) mm.  
**Figure II.23 :** Schéma du tirant  
**Figure II.24 :** Tirant (1000x600x20) mm.  
**Figure II.25 :** Traverses (400x400x20) mm.  
**Figure II.26 :** Coupe longitudinale du pont en arc.  
**Figure II.27 :** Coupe transversale du pont en arc.

## *Partie III*

**Figure III.1 :** Logiciel robot 2010.  
**Figure III.2 :** Modélisation de l'arc.  
**Figure III.3 :** Modélisation des tirants.  
**Figure III.4 :** Modélisation des pièces de pont.  
**Figure III.5 :** Rotules des suspentes.  
**Figure III.6 :** Modélisation des suspentes.  
**Figure III.7 :** Modélisation des traverses.  
**Figure III.8 :** Modélisation des appuis.  
**Figure III.9 :** Modélisation 3d de la structure.  
**Figure III.10 :** Largeur participante de dalle.  
**Figure III.11 :** Section mixte intermédiaire.  
**Figure III.12 :** Section mixte d'about.  
**Figure III.13 :** 1<sup>ère</sup> phase de construction.  
**Figure III.14 :** Dalle appliquée sur le modèle globale.  
**Figure III.15 :** 2<sup>ème</sup> phase de construction.  
**Figure III.16 :** Modélisation de la plate-forme.  
**Figure III.17 :** Modélisation de l'armement.  
**Figure III.18 :** Modélisation de (trottoirs +gardes corps + corniches).  
**Figure III.19 :** 3<sup>ème</sup> phase de construction.

**Figure III.20** : Modélisation de la section mixte.

**Figure III.21** : Modélisation de système roulant (TFS).

**Figure III.22** : Modélisation de système roulant (CITADID302)

**Figure III.23** : Modélisation de système roulant (CITADIS 402).

**Figure III.24** : Modélisation de surcharge de trottoirs.

**Figure III.25** : Modélisation de gradient thermique.

**Figure III.26** : Modélisation d'action du vent.

**Figure III.27** : Flexion oblique.

**Figure III.28** : Torsion.

**Figure III.29** : Diagramme des contraintes pour suspentes.

**Figure III.30** : Diagramme des contraintes pour arc.

**Figure III.31** : Diagramme des contraintes pour tirants.

**Figure III.32** : Diagramme des contraintes pour pièces intermédiaires.

**Figure III.33** : Diagramme des contraintes pour pièces d'about.

**Figure III.34** : Diagramme des contraintes pour traverses.

**Figure III.35** : Contre flèche due aux charges permanentes.

**Figure III.36** : Contre flèche due aux charges d'exploitation.

**Figure III.37** : Fleche de l'arc sous la surcharge de trottoir.

**Figure III.38** : Fleche de l'arc sous l'effet de CITADIS 402.

**Figure III.39** : Fleche de tirant sous la surcharge de trottoir.

**Figure III.40** : Fleche de tirant sous l'effet de CITADIS 402.

**Figure III.41** : Caractéristiques géométriques d'une section mixte.

**Figure III.42** : Distribution des contraintes dans la section mixte.

**Figure III.43** : Différent types de raidissage d'âme.

**Figure III.44** : Flambement des barres.

**Figure III.45** : Sollicitations de la dalle.

**Figure III.46** : Ferrailage de la dalle.

**Figure III.47** : Goujons à tête ronde soudée.

**Figure III.48** : Disposition des goujons.

## *Partie IV*

**Figure IV.1 :** Dé d'appui.

**Figure IV.2 :** Vue panoramique d'une culée.

**Figure IV.3 :** Dimensions de la culée.

**Figure IV.4 :** Vue de face de la culée remblayée.

**Figure IV.5 :** Réactions d'appui sur la culée.

**Figure IV.6 :** Charges sur remblai.

**Figure IV.7 :** 1<sup>ère</sup> étape. Réalisation des fondations.

**Figure IV.8 :** 2<sup>ème</sup> étape. Réalisation des culées.

**Figure IV.9 :** 3<sup>ème</sup> étape. Placement des appuis provisoires.

**Figure IV.10 :** 4<sup>ème</sup> étape. Montage du tablier métallique.

**Figure IV.11 :** 5<sup>ème</sup> étape. Montage des arches.

**Figure IV.12 :** 6<sup>ème</sup> étape. Placement des suspentes.

**Figure IV.12 :** 7<sup>ème</sup> étape. Bétonnages du tablier.

# *LISTE DES TABLEAUX*

## *Partie I*

**Tableau I.1** : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier.

**Tableau I.2** : Charges pour 1 élément « TFS ».

**Tableau I.3** : Charges pour 1 élément « CITADIS 302 ».

**Tableau I.4** : Charges pour « CITADIS 402 ».

**Tableau I.5** : Charges pour « ALSTOM ».

**Tableau I.6** : Gradient thermiques pour différent type de tablier.

## *Partie II*

**Tableau II.1** : Valeurs de la flèche  $f$  considérées pour l'analyse.

**Tableau II.2** : Valeurs de M et N pour chaque cas.

**Tableau II.3** : Charges admissibles des barres *Macalloy 460*.

**Tableau II.4** : Hauteurs des suspentes.

**Tableau II.5** : Dimensions de HEA600.

**Tableau II.6** : Valeurs des angles  $\varphi_i$ .

**Tableau II.7** : Dimensions de l'IPE100.

**Tableau II.8** : Analyse multicritère.

## *Partie III*

**Tableau III.1** : Charges et surcharges.

**Tableau III.2** : Évaluation des charges permanentes.

**Tableau III.3** : Évaluation des surcharges.

**Tableau III.4** : Coefficient de majoration dynamique.

**Tableau III.5** : Groupe de charge.

**Tableau III.6** : Combinaisons de charge.

**Tableau III.7** : Caractéristiques géométriques des suspentes.

**Tableau III.8** : Contraintes maximales des suspentes.

**Tableau III.9** : Allongement des suspentes.

**Tableau III.10** : Caractéristiques géométriques de la section de l'arc.

**Tableau III.11** : Contraintes maximales dans l'arc.

**Tableau III.12** : Caractéristiques géométriques de la section de tirant.

**Tableau III.13** : Contraintes maximales dans les tirants.

**Tableau III.14** : Caractéristiques géométriques des pièces intermédiaires.

**Tableau III.15** : Contraintes maximales dans les pièces intermédiaires.

**Tableau III.16** : Caractéristiques géométriques de la section d'about.

**Tableau III.17** : Contraintes maximales dans la section d'about.

**Tableau III.18** : Caractéristiques géométriques de la section des traverses.

**Tableau III.19** : Contraintes maximales dans les traverses.

**Tableau III.20** : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.

**Tableau III.21** : Contraintes dans la section intermédiaire.

**Tableau III.22** : Caractéristiques géométriques de la section d'about.

**Tableau III.23** : Contraintes dans la section d'about.

## *Partie IV*

**Tableau IV.1** : Efforts renversants.

**Tableau IV.2** : Efforts stabilisants.

# Introduction Générale

C'est dans le domaine des ponts, ouvrage d'art par excellence que les ingénieurs et architectes ont appliqué leurs connaissances avec la plus grande créativité, en développant des techniques audacieuses, originales qui ont permis la réalisation d'ouvrages exceptionnels.

De fait que le choix de type de structure est liée à de nombreuses contraintes dont les plus évidentes sont souvent la recherche esthétique d'intégration dans un site et les portées possibles entre deux appuis. On a opté que notre PFE sera mené à la conception et l'étude d'un pont mixte et qu'il soit en *arc*.

Vue le développement du moyen de transport en Algérie, et la renaissance du tramway avec son importance sur les villes pour assurer un service dont lequel l'opinion public exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité ; On est intéressé que notre projet soit en relation direct avec ce moyen ; cet ouvrage est construit sur la première ligne tramway de Ouargla.

Notre modeste travail, consiste à l'étude et la conception d'un pont *Bow-string* proposé par la société *SYSTRA* permettant le franchissement de la RN49.

A cet effet, notre thèse comporte quatre parties :

**La première partie** ; est consacrée à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et les différentes contraintes à respecter ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans les parties qui suivent et vers la fin proposition des variantes.

**La deuxième partie** ; porte sur le pré-dimensionnement des différents éléments constituant chaque variante et une analyse multicritère permet de retenir la variante qui semble la plus audacieuse.

**La troisième partie** ; comprend le dimensionnement définitif des éléments conçus sous l'effet de n'importe quel chargement agissant sur notre ouvrage. Notant que tout le travail est mené par une modélisation par phases en 3D à l'aide du logiciel « **ROBOT 2010** ».

Cette partie fait l'objet d'une étude statique suffisante tant que l'ouvrage projeté est implanté dans une zone sismique nulle. Ensuite effectuée les vérifications nécessaires pour tous les éléments constituant le pont.

**La quatrième partie** ; présente l'étude de stabilité de l'infrastructure et l'équipement du pont, ensuite un bref exposé du phasage des travaux.

**Finalemment**, une conclusion générale achèvera notre mémoire pour mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

# **PARTIE I**

## ***PRESENTATION DE L'OUVRAGE***

## I.1 Introduction

Il est connu qu'OUARGLA, est l'une des plus grandes villes et le chef-lieu de la zone pétrolière ce qui est devenu impératif de penser à améliorer les déplacements et intégrer le tramway au niveau de celle-ci car il s'adapte aux caractéristiques spatiales, économiques et démographiques des sites urbains et à leur développement.

Il permet d'aménager l'espace public et contribue à l'épanouissement économique et social, de plus il n'est pas polluant, et semble moins onéreux.

La première partie a pour but de donner une description de l'ouvrage concernant la réalisation de la première ligne de tramway d'Ouargla.

La méthodologie de conception des ouvrages d'art sera basée sur l'identification des solutions les plus adaptées aux conditions du site et de services en couvrant toutes les aspects à savoir la sécurité, l'économie et l'esthétique.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire une conception et étude d'un pont franchissant la RN49 à l'entrée de la ville d'OUARGLA et cela dans le cadre du projet de tramway de cette dernière situé sur un linéaire de 12.40 Km avec 23 stations reliant Cité Nasr à l'ancienne ville El ksar.

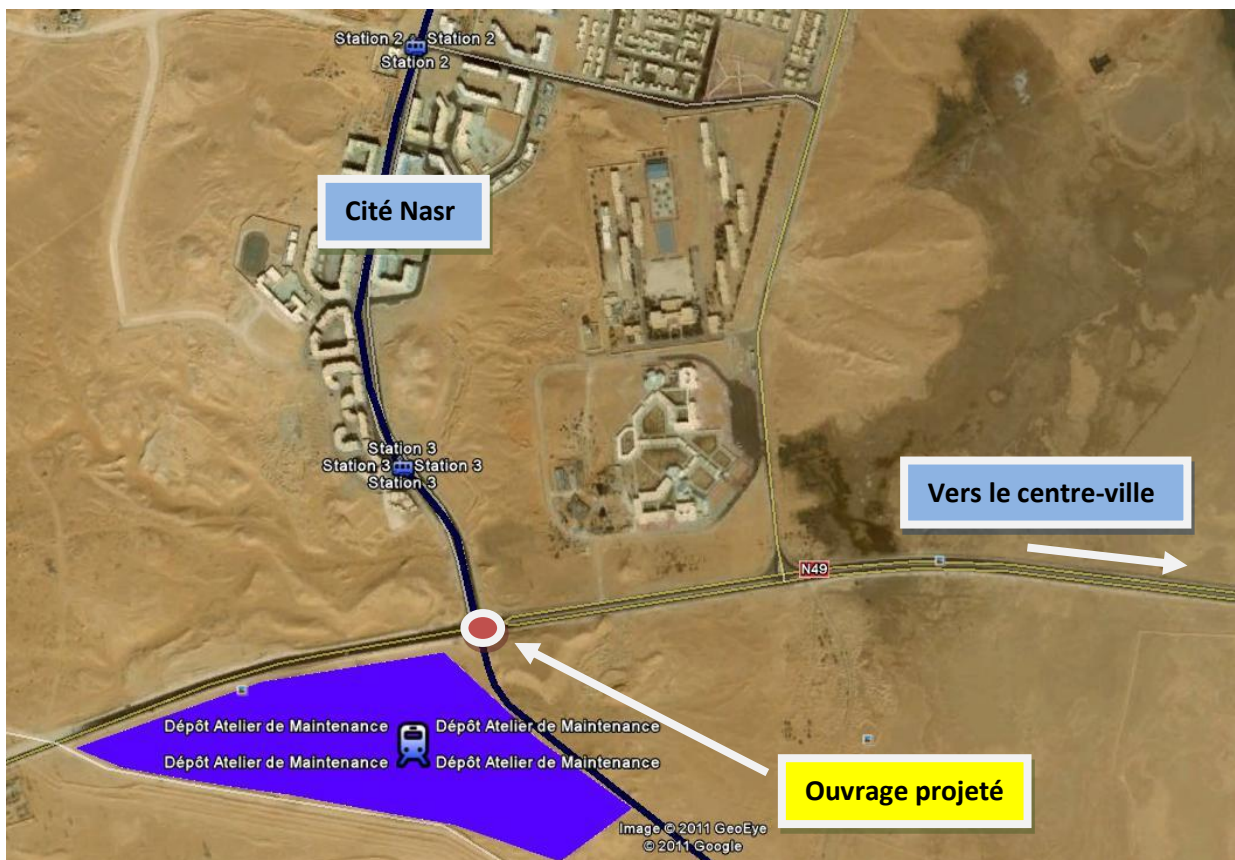


Figure I.1 : Implantation de l'ouvrage.

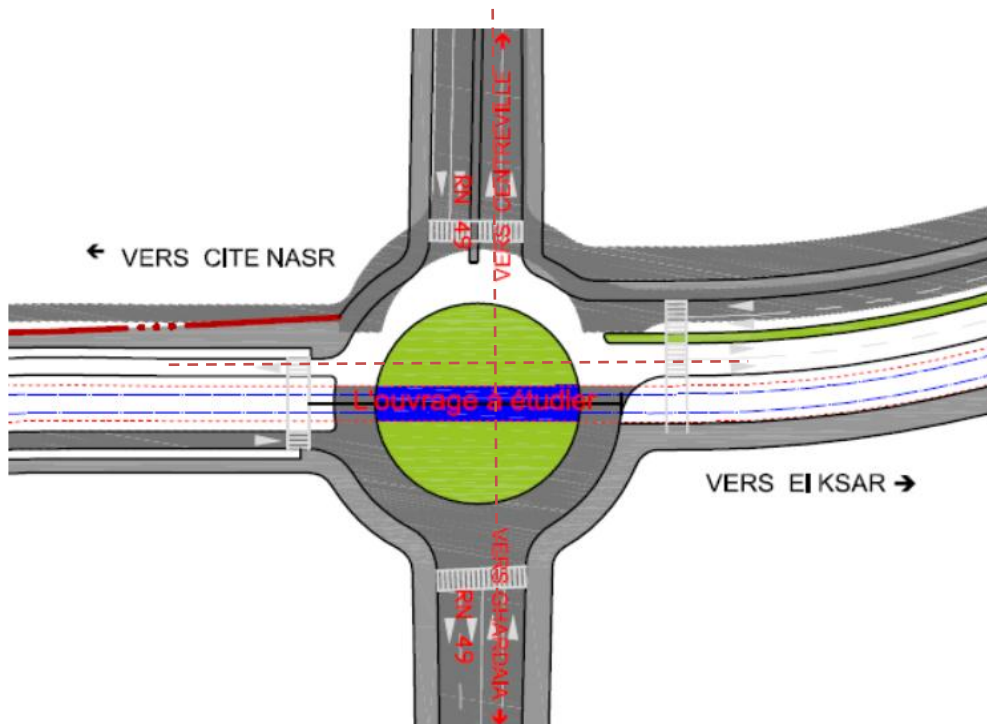
### I.3 Données et contraintes

#### I.3.1 Données géométriques :

Les contraintes fonctionnelles d'une ligne de tramway sont en partie liées aux caractéristiques du tracé et ses variations selon son axe en plan et son profil en long. Ces caractéristiques conditionnent la conception et le mode de réalisation de l'ouvrage.

- *Tracé en plan*

Le pont ne comporte ni rayon ni courbe de raccordement, il se situe dans un alignement droit.

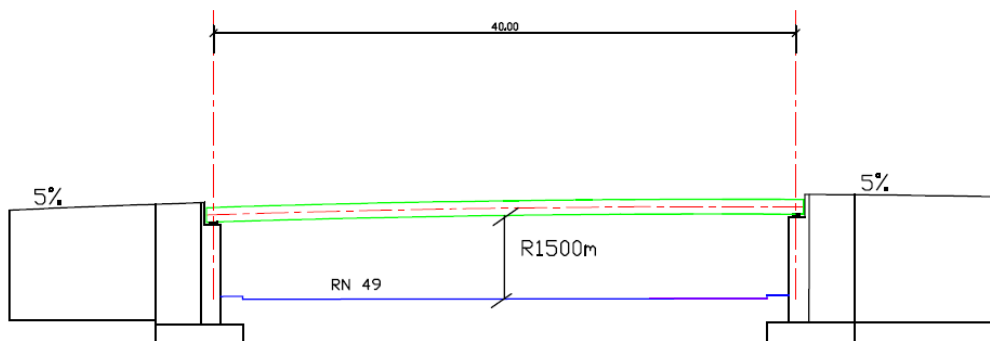


*Figure I.2 : Plan d'aménagement au niveau de l'ouvrage.*

- *Profil en long*

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan.

Pour respecter le gabarit conventionnel de la route qui est de 5.25 m, un rayon vertical égal à 1500 m est projeté avec des rampes de part et d'autre où la pente est de l'ordre de 5 %.



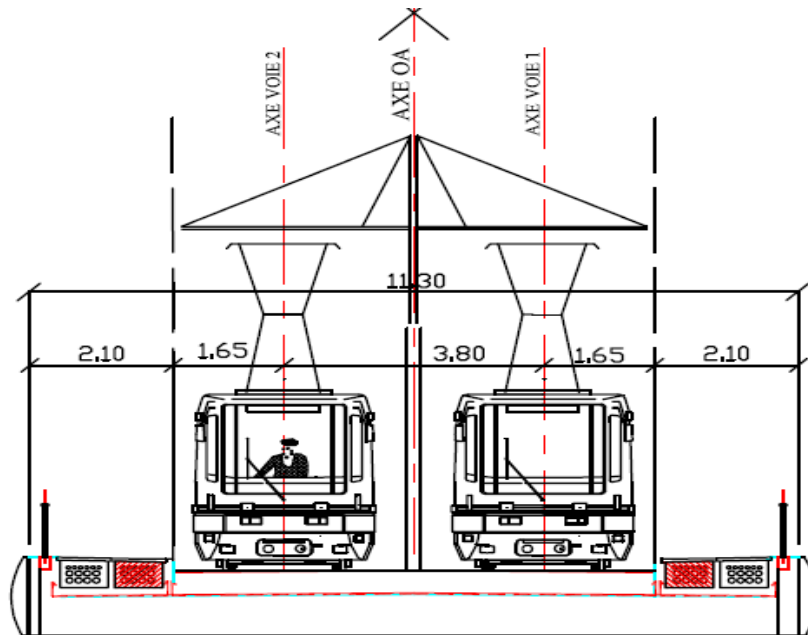
*Figure I.3 : Profil en long de l'ouvrage.*

- *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.

L'ouvrage comporte une plate-forme de 2 voies de circulation avec une largeur totale de 11.30 m se décomposant en:

- Plat forme 7.10 m ;
- Deux voies espacées de 3.80 m ;
- Deux rails espacés entre nus de 1.65 m;
- Deux trottoirs de 2.10 m chacun.



*Figure I.4 : Profil en travers de l'ouvrage.*

- *Gabarit*

L'ordre de grandeur du gabarit dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc.).

L'ouvrage doit franchir la route nationale (RN49) ce qui conduit à un dégagement vertical à respecter au moins de 5.25 m.

### **I.3.2 Données relatives à l'obstacle franchi "RN49" :**

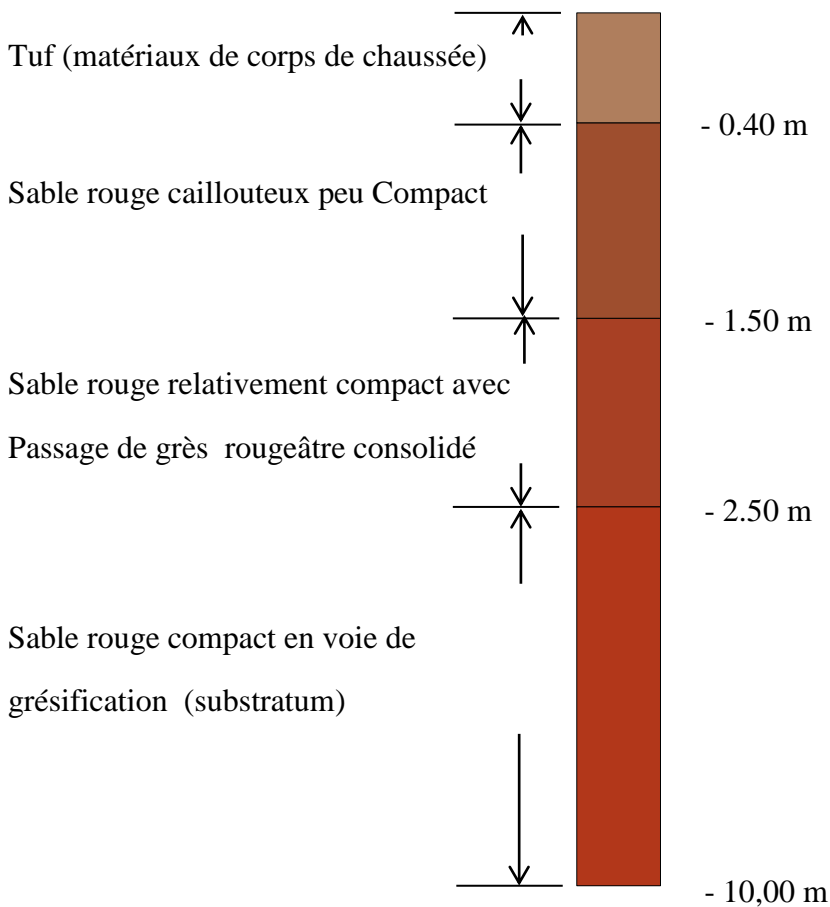
L'ouvrage doit franchir une route nationale de grande importance la "RN49" de deux fois deux voies, ce qui a une incidence sur la conception de l'ouvrage, notamment sur la libération totale de l'espace inférieure.

Les culées doivent être placées de part et d'autre du giratoire, avec une distance de 40 m entre les deux.

### I.3.3 Données géotechniques :

Ces contraintes ont une grande influence sur le type de fondations à envisager pour l'ouvrage en question, en plus il nous permet de choisir le meilleur emplacement pour avoir le bon comportement mécanique de la structure.

Selon le rapport géotechnique établi par le laboratoire des Travaux Publics du sud (LTPS), le sol support dénommé « sable rouge compact en voie de grésification » se trouve à une profondeur d'environ 2.50 m. La Contrainte admissible du sol:  $q_{adm} = 500\text{kPa}$



*Figure I.5 : Coupe géologique au niveau de l'ouvrage.*

### I.3.4 Données climatiques :

- *Température [1]*

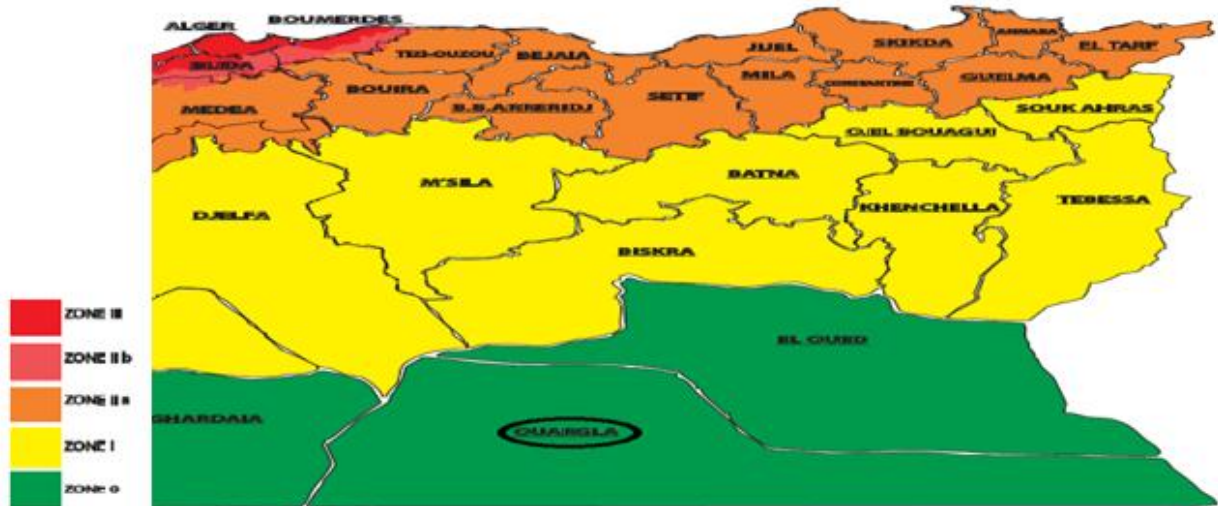
Ouargla correspond à une zone D2 d'après la carte de zonage climatique de l'Algérie. Les variations uniformes de la température par rapport à une température initiale (température au cours de réalisation de l'ouvrage) comprise entre +45°C et -20°C.

- **Vent [2]**

Pour l'obtention de la zone du vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Selon la carte de zonage, la wilaya d'Ouargla situe dans la zone 2 avec une vitesse de référence  $V_{ref} = 28$  m/s.

### I.3.5 Données sismiques : [3]

Selon le zonage sismique du territoire national, le projet étant à Ouargla qui appartient à la zone sismique 0 (sismicité négligeable). Donc un coefficient d'accélération nul.



*Figure I.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.*

### I.3.6 Données architecturale et paysagère :

Vue la situation du pont franchissant la RN49 à l'entrée de la ville d'Ouargla, l'aspect architectural demeure important pour donner une belle image de la ville, pour cela il est essentiel de veiller à lui donner des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans son environnement.

## I.4 Caractéristiques des matériaux

Il est nécessaire, avant de commencer toute modélisation d'une structure, de définir les caractéristiques des matériaux. Car leurs définitions permettent de concevoir un pré dimensionnement et ainsi le vérifier.

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 :

### I.4.1 Béton : [4]

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j «  $f_{c28}$  »

- **Résistance caractéristique à la compression :**

- ✓ Béton de classe C30/37 pour les éléments coulé sur place  $f_{c28} = 30$  MPa.
- ✓ Béton de classe C35/45 pour les éléments préfabriqués  $f_{c28} = 35$  MPa.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Donc on aura :

- ✓ Béton pour des éléments coulé sur place  $f_{t28} = 2.40$  MPa.
- ✓ Béton pour des éléments préfabriqués précontraints  $f_{t28} = 2.70$  MPa.

- **Contrainte admissible à la compression :**

- ✓ Etat limite ultime "ELU" :

$$F_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \quad (\text{MPa})$$

$f_{c28}$ : résistance caractéristique à 28 jours.

$\theta$  : 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.

$\gamma_d$ : coefficient de sécurité.

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ Combinaisons fondamentales.}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ Combinaisons accidentelles.}$$

- ✓ Etat limite de service "ELS" :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Dans le cas où le béton est fissuré,  $\nu$  devient nul.

Le coefficient de Poisson est pris égal à :  $\nu = 0.20$

- **Module de déformation longitudinale « E » :**

- ✓ Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

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

- ✓ Module de déformation différée (longue durée) :

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

- **Enrobage des armatures :**

Les enrobages des armatures à prendre en compte sont :

- ✓ 50 mm pour les éléments en contact avec le sol.
- ✓ 30 mm pour les autres éléments.
- ✓ 70 mm pour les pieux exécutés sans chemise.

- **Déformation unitaire ultime en compression:**

$$\varepsilon_{bu} = 0.0035$$

#### I.4.2 Acier :

- **Armature d'acier**

- ✓ Armatures passives

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction dans une structure en béton. Les aciers utilisés sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400.

- ✓ Armatures actives

Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton, sont des aciers à très basse relaxation (TBR) où les caractéristiques techniques sont présentées ci-après :

- Classe de précontrainte : Classe II
- Torons : Type T15S, Aire 150 mm<sup>2</sup>
- Limite de rupture :  $f_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- Limite élastique :  $f_{peg} = 1573 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité :  $E_p = 190000 \text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0.2rd^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 0.002m^{-1}$
- Glissement par recul d'ancrage  $g = 6mm$
- Aciers à très basse relaxation TBR  $\rho_{1000} = 2.5\%$
- Coefficient  $\mu_0$  ,  $\mu_0 = 0,43$  pour les armatures TBR

- ✓ Acier pour charpente

Les aciers utilisés pour les éléments en charpente métalliques sont de classe E36 ou la nuance de ces aciers est de 355 MPa.

**Tableau I.1 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier.**

Limite d'élasticité	Re = 355 MPa
Module d'élasticité longitudinal	E = 210000 MPa
Module de cisaillement	G = E/[2(1+v)] = 80800 MPa
Coefficient de Poisson	v = 0,3
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ par °C
Masse volumique	$\rho = 7850$ kg/m <sup>3</sup>

- **Contrainte limite de traction :**

- ✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Combinaisons fondamentales.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ Combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

- ✓ Etat limite de service (ELS) :

Fissuration peu nuisible :

$$\sigma_{st} \leq f_e / \gamma_s \text{ (MPa)}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min (1/2 f_e, 110 (n f t_j)^{1/2}) \text{ (MPa)}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} = \min (0,4 f_e, 88 (n f t_j)^{1/2}) \text{ (MPa)}$$

Où :

**n** : Coefficient de fissuration dépend de type d'acier utilisé.

$$n = 1,6 \text{ (Barres à haute adhérence)}$$

$$n = 1,0 \text{ (Ronds lisses – treillis soudés)}$$

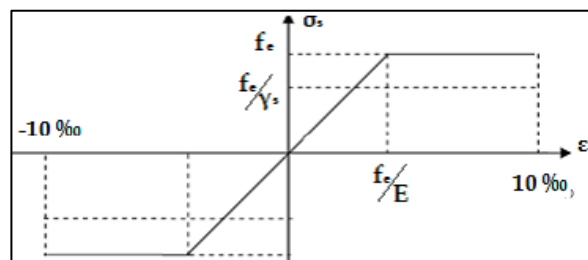
- **Diagramme contrainte déformation :**

$\sigma_s$ : contrainte de l'acier.

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité des aciers.

$f_e$  : contrainte élastique de l'acier.

$\epsilon_s$ : déformation de l'acier.



**Figure I.7 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier.**

## I.5 Charges et surcharges d'exploitations

### I.5.1 Actions permanentes :

#### I.5.1.1 Charges permanentes

- *Charges verticales :*

Les charges permanentes verticales seront exprimées en KN/m. leur intensités seront déterminées en multipliant les sections intéressées par le poids spécifique relatif. Dans la suite on fournit les poids spécifiques des principaux éléments considérés :

- Poids propre des structures en B.A : défini avec un poids spécifique de  $25.0 \text{ KN/m}^3$ .
- Poids propre des structures en Béton : défini avec un poids spécifique de  $24.0 \text{ KN/m}^3$ .
- Poids des éléments en charpente métallique : défini avec un poids spécifique de  $78.50 \text{ KN/m}^3$ .
- Poids des terres : défini avec un poids spécifique de  $20.0 \text{ KN/m}^3$ .

- *Charges horizontale*

Il s'agit de la poussée statique des terres appliquée sur les parois des culées ou des murs de soutènements où l'équation est présentée ci-après :

$$P = \frac{1}{2} \cdot k \cdot \gamma \cdot h^2$$

Avec :  $\gamma$  : poids volumique des terres.

$h$  : hauteur de la paroi

$k$  : coefficient de poussée des terres.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Au repos : } k = k_0 \\ \text{Actif : } k = k_a \end{array} \right.$$

#### I.5.1.2 Surcharges permanentes

- Poids propre du garde-corps : pris égal à  $1.50 \times 2 = 3.0 \text{ kN/m}$ .
- Poids propre des corniches : pris égal à  $4.0 \times 2 = 8.0 \text{ kN/m}$ .
- Poids propre remplissage sous rail : pris égal à  $25.0 \text{ kN/m}^3$ .
- Poids linéique de l'armement de la voie est égal à  $1.50 \text{ kN/ml/voie}$ .
- Poids propre des câbles de signalisation.

### I.5.2 Actions dues au trafic du tramway :

#### I.5.2.1 Actions verticales : [5]

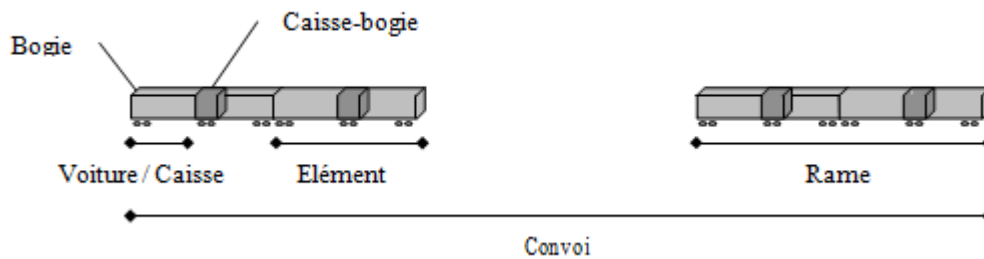
- *Terminologie et définition du tramway*

Le tramway est un mot d'origine anglaise signifiant littéralement « voie (way) à rail plat (tram) », par opposition aux rails des trains qui sont légèrement inclinées vers l'intérieur de la voie. il est généralement à traction électrique.

Ce mode de transport en commun est un matériel roulant de type ferroviaire, mais acceptant la mixité de circulation avec le trafic automobile.

De ce fait, le tramway est un mode de transport essentiellement de type urbain, assurant la desserte des agglomérations, assujéti au code de la route, complété par des consignes d'exploitation.

Dans le sens longitudinal un convoi type est constitué de deux rames tramway.



**Figure I.8 :** Terminologie et définition du tramway.

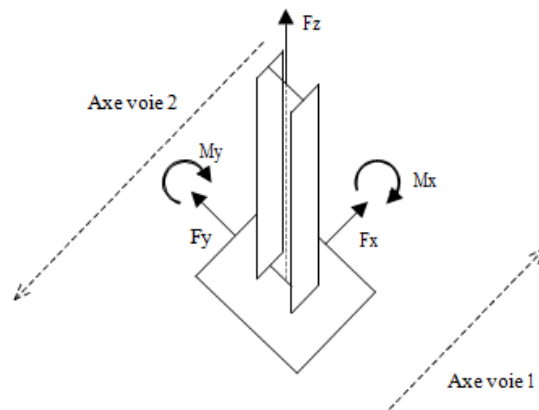
- *Disposition des convois pour un ouvrage tramway*

Dans le sens transversal, on dispose sur la plate-forme, autant de convoi que la plate forme comporte de voies tramway, et dans le sens longitudinal le nombre de rame est limité à deux, sauf prescription contraire du CCTP.

- *Circulation du tramway*

Le tramway est généralement à traction électrique, ça circulation qui se fait dans un champ magnétique d'environ 750 V est assurée par les poteaux caténaires (LAC).

Pour ce qui regarde la Ligne de contact (LAC), le poids de chaque poteau est de 6.5KN. Ces poteaux sont entre distant de 40 à 50 m donc on prévoit 2 poteaux sur les extrémités de l'ouvrage ce qui signifie que leur poids n'est pas pris en compte sur l'ouvrage.



**Figure I.9 :** Supports de la Ligne Aérienne de Contact "LAC".

- *Type de tramway*

Selon la norme «Instruction technique pour le système tramway-Prévisions pour le calcul des structures» du 17/07/2003, ils existent plusieurs modèles du tramway : élément type tramway **TFS**, élément type tramway **CITADIS302**, élément type tramway **CITADIS402** et celui utilisé dans le tramway d'Alger (**ALSTOM**).

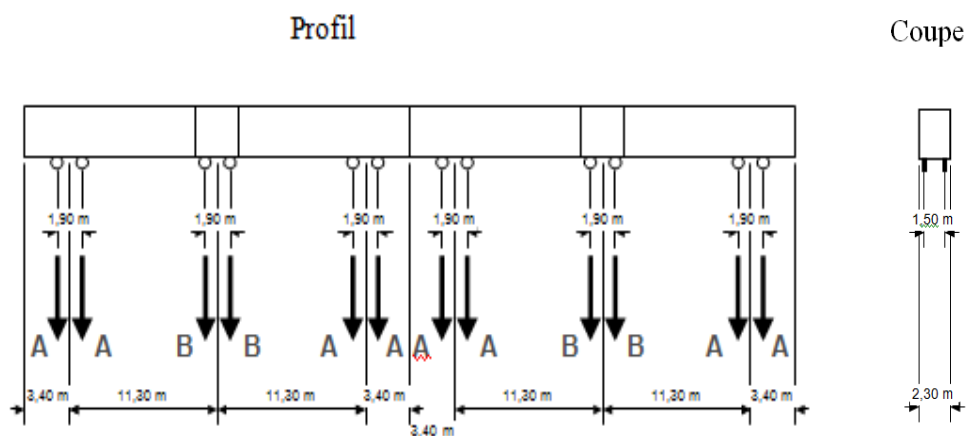
### 1<sup>er</sup> type : TFS

Un élément type TFS comporte deux voitures articulées reposant sur trois bogies et répond aux données constructrices suivantes:

*Tableau I.2 : Charges pour 1 élément «TFS».*

Masse totale (8 pers / m <sup>2</sup> )*	64.7t
Masse portée par chacun des essieux porteurs B (8 pers/m <sup>2</sup> )	11.73t
Masse portée par chacun des essieux porteurs A (8 pers/m <sup>2</sup> )	10.31t
Longueur d'encombrement d'un élément	29.40m
Largeur d'encombrement	2.30m
Distance entre deux essieux d'un même bogie	1.90m
Distance entre deux bogies	11.30m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un même essieu	1.50m
Accélération longitudinale	0.92 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal d'urgence	2.9 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal normal	1.2 max (m/s <sup>3</sup> )
Accélération transversale	1.25 (m/s <sup>2</sup> )

\*) 8pers/m<sup>2</sup> : huit personnes par mètre carré.



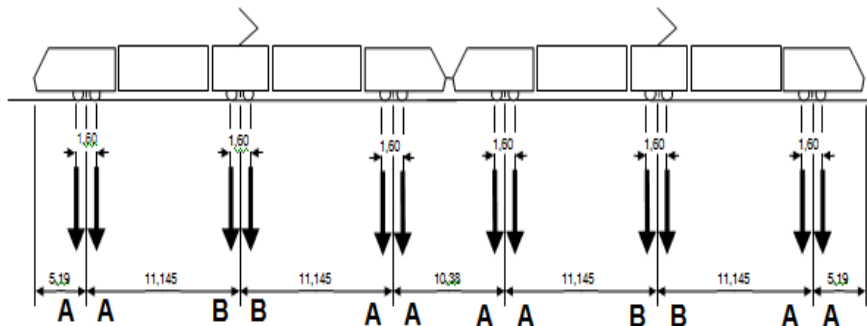
*Figure I.10 : Rame tramway à deux éléments «TFS».*

**2<sup>eme</sup> type : CITADIS 302**

Un élément type CITADIS 302 comporte deux voitures articulées reposant sur trois bogies et répond aux données constructrices suivantes:

*Tableau I.3 : Charges pour l'élément «CITADIS 302».*

Masse totale (8 pers / m <sup>2</sup> )	65.83t
Masse portée par chacun des essieux porteurs B (8 pers/m <sup>2</sup> )	11.51t
Masse portée par chacun des essieux moteurs A (8 pers/m <sup>2</sup> )	10.70t
Longueur d'encombrement d'un élément	32.67m
Largeur d'encombrement	2.40m
Distance entre deux essieux d'un même bogie	1.60m
Distance entre deux bogies	11.145m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un même essieu	1.50m
Accélération longitudinale	1.2 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal d'urgence	4 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal normal	1.5 max (m/s <sup>2</sup> )
Accélération transversale	2 (m/s <sup>2</sup> )



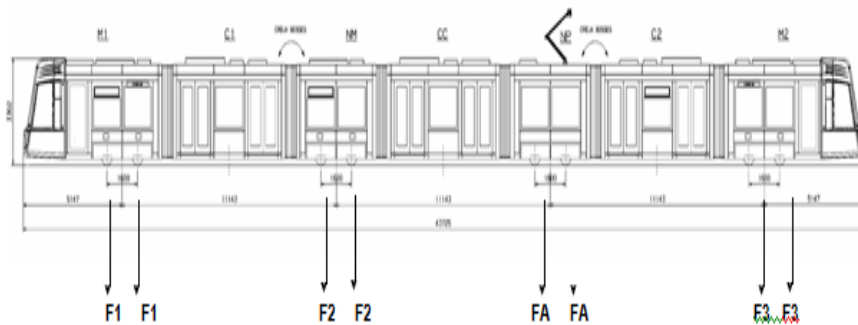
*Figure I.11 : Rame tramway à deux éléments «CITADIS302».*

**3<sup>ème</sup> type : CITADIS 402**

Un élément type CITADIS 402 répond aux données constructrices suivantes:

*Tableau I.4 : Charges pour «CITADIS 402».*

Masse totale ( <b>8 pers / m<sup>2</sup></b> )	91.64t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (F1)	11,03t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (F2)	12,32t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (F3)	10,94t
Masse portée par chacun des essieux moteurs (FA)	11.53t
Longueur d'encombrement	43.30m
Largeur d'encombrement	2.65m
Distance entre deux essieux d'un même bogie	1.60m
Distance entre deux bogies	11.143m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un même essieu	1.50m
Accélération longitudinale	1.2 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal d'urgence	4 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal normal	1.5 max (m/s <sup>3</sup> )
Acceleration transversal	2.00 (m/s <sup>2</sup> )



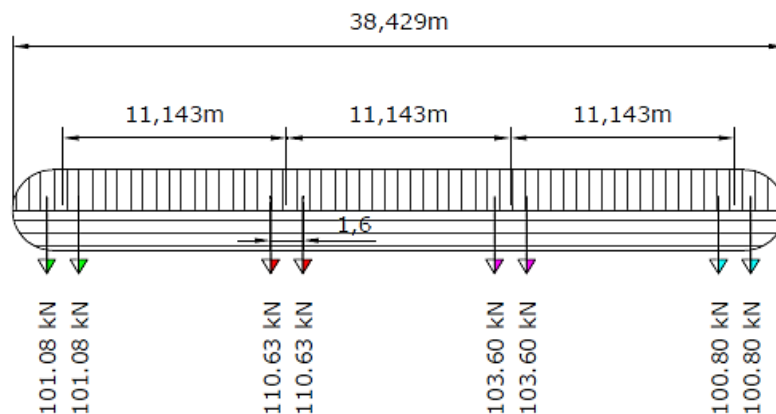
*Figure I.12 : Rame tramway «CITADIS 402».*

**4<sup>ème</sup> type: ALSTOM**

Un tramway de type ALSTOM répond aux données constructrices suivantes:

*Tableau I.5 : Charges pour «ALSTOM».*

Masse totale ( <b>8 pers / m<sup>2</sup></b> )	83.22t
Masse portée par chacun des essieux (F1)	10,10t
Masse portée par chacun des essieux (F2)	11.06t
Masse portée par chacun des essieux (F3)	10.36t
Masse portée par chacun des essieux moteurs (FA)	10.08t
Longueur d'encombrement	38.429m
Distance entre deux essieux d'un même bogie	1.60m
Distance entre deux bogies	11.143m



*Figure I.13 : Rame tramway «ALSTOM».*

**NOTA :**

1. Les rames sont chargées à 8 pers / m<sup>2</sup> (personne par mètre carré) ; pour produire l'effet le plus défavorable.
2. Le tramway type ALSTOM ressemble dans la plupart de ces caractéristiques au celui de CITADIS 402 sauf que sa masse totale est plus petite donc il rentre dans l'enveloppe de ce dernier.

Les configurations possibles considérées pour les charges d'exploitation du tram sont:

- mode normal
- mode dégradé
- *En exploitation normale*

La distance entre tramway sur une même voie est telle qu'il n'y aura pas plusieurs tramways en vitesse commerciale sur la même travée du pont (2 tramways pourront se croiser sur les ouvrages d'art).

- *En exploitation dégradée*

Un tramway en tracteur ou pousseur d'une autre rame en avarie est à prendre en compte pour une voie avec un trafic normal sur l'autre voie. On considère que les deux trains sont chargés.

- *Effets dynamiques*

Les charges du système tramway sont frappées de majorations dynamiques, et le coefficient de majoration applicable est déterminé par la formule :

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

Où :

*L* : longueur de l'élément de pont considéré exprimé en mètres.

*G* : la charge permanente de l'élément.

*S* : la charge tramway maximale supportée par l'élément de pont.

### I.5.2.2 Actions horizontales [6]

- *Force centrifuge*

Il y a lieu de prendre cette force lorsque la voie est en courbe sur tout ou partie de la longueur d'un pont, elle agit selon une direction horizontale perpendiculairement à la voie. Cette dernière a été définie conformément aux codes européens en l'adaptant au cas en examen et en considérant une charge verticale  $Q_{vk}$  correspondant à deux véhicules côte à côte.

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127R} (f \times Q_{vk}) , \quad (Q_{vk} = 43.31 \text{ kN/m})$$

Où :

*F* : coefficient de réduction (égale à 1 pour des vitesses < 120 km/h)

*R* : Rayon de courbure (m).

*V* : vitesse maximale spécifiée (km/h).

Note : puisque la voie de circulation se situe dans un alignement droit c.à.d. un rayon de courbure nul ( $R=0$ ) donc cette force n'est pas considérée.

- *Effort de lacet*

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

Pour représenter les actions latérales de lacet qui sont provoquées par un alignement non correct des voies, on considère une force horizontale, appliquée au niveau du rail et égale à 25% de la charge de l'axe la plus élevée  $F=0.25 \times 2 \times 110.63=55.3\text{KN}$

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à  $Q_{sk}=100\text{KN}$ .

- *Efforts dus au freinage / démarrage*

L'action simultanée de démarrage et de freinage a été considérée sur deux véhicules disposés de manière correspondante sur les deux voies. La valeur numérique de la force démarrage/freinage a été définie en appliquant à la masse des deux trams une accélération de ( $2.9 \text{ m/s}^2$  pour TFS ou  $4.0 \text{ m/s}^2$  pour Citadis302 et Citadis402). Cette force a été distribuée sur la longueur d'encombrement de chaque tram. On précise en outre que pour maximiser les effets d'une telle action sur les sous-structures la zone d'application de l'action de démarrage/freinage a été opportunément différenciée le long de l'axe du tablier.

- *Poussée due aux surcharges de remblai*

Les remblais d'accès aux ponts peuvent recevoir une charge répartie sur toute la largeur de la plate-forme de  $1\text{t/m}^2$ . En outre l'effet des surcharges se diffuse à travers le remblai et exerce des pressions verticales et horizontales sur les murs qui soutiennent la plate-forme, en particulier le mur garde grève, les éléments porteurs des culées et les murs de soutènement.

On ne considère pas les effets de freinage ni ceux de la force centrifuge sur les remblais.

### **I.5.3 Actions dues aux surcharges de trottoirs : [7]**

Pour la surcharge piétonne sur les trottoirs nous avons considéré une ligne de charge sur laquelle a été appliquée une charge surfacique de  $1.5 \text{ kN/m}^2$  et distribuée sur la largeur de trottoir.

### I.5.4 Actions climatiques

#### I.5.4.1 Actions thermiques : [6]

- *Variations linéaires*

Le coefficient de dilatation du béton armé est considéré égal à :  $\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$  et celle de l'acier est égale à :  $\alpha = 1.22 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$ .

La loi fixant la variation linéaire de :  $\Delta l = \alpha \times \Delta T^\circ \times L$

- *Gradient thermique*

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure. Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-dessous.

*Tableau I.6 : Gradient thermique pour différents types de tablier.*

	En phase de construction	En service
	Gradient ( $^\circ\text{C}$ )	Gradient ( $^\circ\text{C}$ )
Type 1 (tablier métallique)	$\pm 18$	$\pm 10$
Type 2 (tablier mixte)	$\pm 15$	$\pm 8$
Type 3 (tablier béton)	$\pm 12$	$\pm 7$

#### I.5.4.2 Actions du vent : [6]

- *Action du vent sur le tablier déchargé*

L'action du vent a été considérée égale à une pression constante de  $2 \text{ kN/m}^2$  agissant sur les surfaces du tablier et des sous structures exposées au vent.

- *Action du vent sur le tablier chargé*

L'action du vent a été prise égale à une pression constante de  $1.50 \text{ KN/m}^2$  agissant sur les surfaces du tablier, du gabarit dominant des trams et des sous structures exposées au vent.

### I.5.5 Actions accidentelles

#### I.5.5.1 Actions sismiques :

Selon le RPOA2008 le projet en question est implanté dans une zone à sismicité négligeable donc un coefficient d'accélération nul.

Accélération sismique horizontale	$A_h = 0 \text{ g}$
Coefficient sismique horizontal	$k_h = \frac{A_h}{g} \Rightarrow k_h = 0$
Coefficient sismique vertical	$k_v = 0.5 k_h \Rightarrow k_v = 0$

### I.5.5.2 Actions dues au déraillement du tramway : [6]

Lors d'un déraillement de tramway, on considère que la charge totale du tramway est excentrée de  $\pm 1.5\text{m}$  par rapporte à l'axe de la voie.

### I.5.5.3 Actions provenant des chocs des véhicules routiers :

Les piles doivent être calculées pour résister à un effort statique concentré agissant horizontalement à 1.25 m au-dessus du niveau de la chaussée, et est égal à :

- 1000kN dans le sens du déplacement des véhicules.
- 500kN dans le sens perpendiculaire.

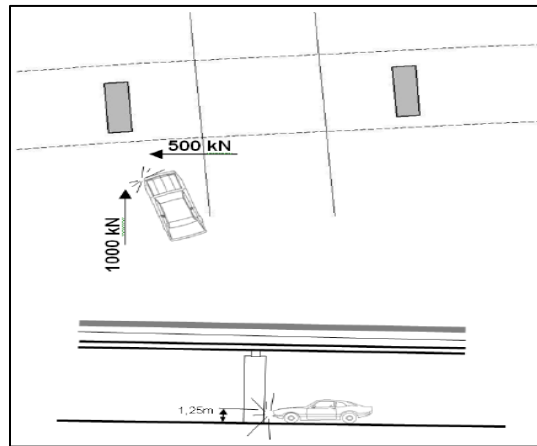


Figure I.14 : Chocs dus aux véhicules.

## I.6 Types d'ouvrage à envisager

Le choix de l'ouvrage est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère.

### I.6.1 Variantes proposées :

Afin de chercher la solution la plus adéquate, deux variantes ont été envisagées :

- *pont à poutre multiples en béton précontraint (post tension)*

Cette variante est basée sur l'aspect économique et la simplicité de réalisation.

Elle est composée de deux travées de poutre isostatiques en béton précontraint de 20m de longueur chacune avec une pile intermédiaire.

- *pont en arc métallique*

Un pont en arc est une structure élégante et gracieuse associant l'esthétique ; elle est composée d'une seule travée de 40 m en arc supérieur.

# **PARTIE II**

## ***PRE DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES***

## II.1 Introduction

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, nous allons proposer deux solutions techniquement envisageables (pont à poutre en béton précontraint, pont en arc métallique), c'est le pré dimensionnement de ces dernières qui va nous faciliter l'aboutissement au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique.

La comparaison de ces deux variantes permet de retenir la solution qui apparaît la meilleure pour une étude plus approfondies dans ce qui suit.

Les dimensions des sections des différents éléments seront vérifiées avec les efforts tirés à partir de l'analyse globale de la structure.

## II.2 Variante N° 1 : Pont à poutres précontraintes par post tension

La précontrainte par post-tension consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges extérieures qui le solliciteront pour le rendre capable de y résister.

Les ouvrages de type VIPP ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de moyenne portée (une trentaine à une cinquantaine de mètres).



*Figure II.1 : Pont à poutres précontraintes.*

### II.2.1 Présentation de la structure :

Le tablier de notre ouvrage est formé de deux travées isostatiques de 20 m chacune, constitué de poutres précontraintes longitudinales de hauteur constante, et un hourdis au-dessous d'une plate-forme supportant les rails.

La largeur de la section transversale est de 11.30 m dont deux trottoirs ayant une largeur de 2.10 m chacun et une plate-forme de 7.10 m pour la circulation du tramway.

### II.2.2 Pré dimensionnement de la poutre :

Concernant cette variante on opte pour une forme des poutres en **T** de bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes,

Dans ce type de poutres la matière est concentrée dans les deux fibres extrêmes que constituent la table de compression supérieure, d'une part, et le talon inférieur d'autre part.

Le pré-dimensionnement de celle-ci est représenté dans ce qui suit :

- *Elancement de la poutre ( $h_t$ )*

L'élancement optimal  $L/h$ , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres.

$$\frac{L}{22} < h_t < \frac{L}{16}$$

On a:  $L = 200 \text{ cm} \Rightarrow 90 \text{ cm} < h_t < 125 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe:  **$h_t = 110 \text{ cm}$** .

- *Largeur de la table de compression ( $b$ )*

On fixe:  $b = 100 \text{ cm}$

- *Épaisseur de la table de compression ( $e$ )*

La table de compression reprend les forces de compressions ;

$10 \text{ cm} < e < 15 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe :  **$e = 10 \text{ cm}$** .

- *Largeur du talon ( $L_t$ )*

Le talon, dont les dimensions sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints.

$40 \text{ cm} \leq L_t \leq 60 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe:  **$L_t = 40 \text{ cm}$** .

- *Épaisseur du talon ( $e_t$ )*

L'épaisseur du talon :  $e_t > 14 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe :  **$e_t = 25 \text{ cm}$** .

- *Épaisseur de l'âme ( $b_0$ )*

Cette épaisseur change entre une section médiane et celle sur about ;

➤ En travée :

La largeur de l'âme, généralement est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres.  $15 \text{ cm} < b_0 < 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe :  **$b_0 = 18 \text{ cm}$** .

➤ Sur appui :

La largeur de l'âme, généralement est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres.  $25 \text{ cm} < b_0 < 35 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe :  **$b_0 = 25 \text{ cm}$** .

- *Goussets*

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Les pentes des goussets de raccordement à l'âme ont des valeurs particulières à chaque pré-fabricant.

Cet angle est fixé entre :  $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

- Gousset du talon :

On fixe  $\alpha = 55^\circ \rightarrow e_0 = 15 \text{ cm}$ .

- Gousset de la table de compression :

On fixe : 
$$\begin{cases} \alpha_1 = 12^\circ \rightarrow e_1 = 4 \text{ cm.} \\ \alpha_2 = 45^\circ \rightarrow e_1 = 6 \text{ cm.} \end{cases}$$

- *Épaisseur de la dalle ( $e_d$ )*

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale.

$18 \text{ cm} < b_0 < 25 \text{ cm} \Rightarrow$  on fixe:  $e_d = 25 \text{ cm}$ .

- *L'espacement entre axes des poutres ( $\lambda$ )*

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section T la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, selon SETRA l'espacement entre axes des poutres varie entre (1,5 m - 2,5 m) pour un pont routier, pour notre cas on a un pont tramway donc pour raison de sécurité nous allons fixer l'espacement  $\lambda = 1.61 \text{ m}$ .

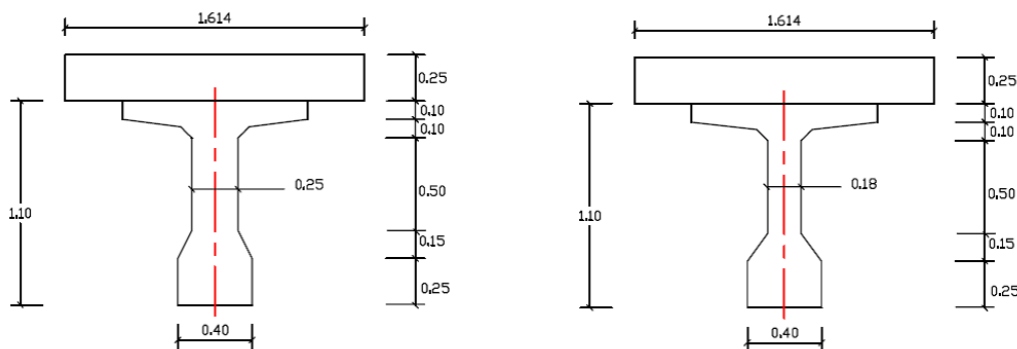
- *Nombre de poutres ( $N$ )*

Le nombre de poutres est déterminé par :  $N = (L_a / \lambda)$ .

$L_a$  : est l'entre axe des poutres extérieures  $\Rightarrow L_a = 11.3 \text{ m}$ .

$\lambda$  : L'espacement  $\Rightarrow \lambda = 1.61 \text{ m}$ .

Donc le nombre de poutres  $N = 7$  poutres.

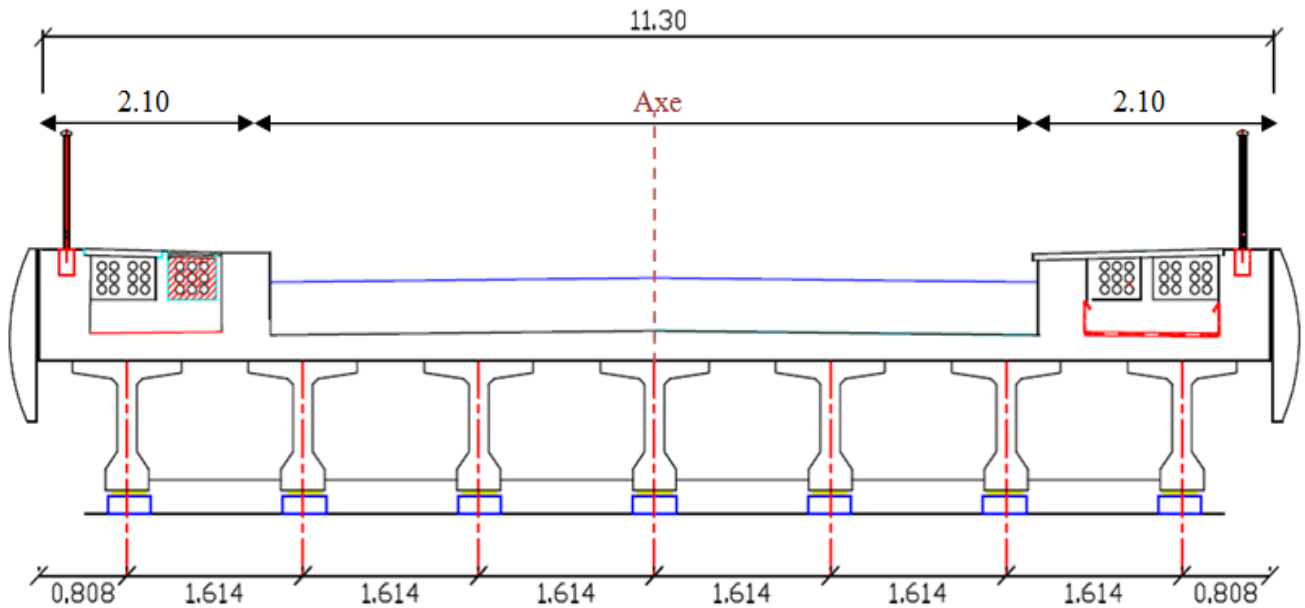


Poutre + hourdis à l'about (m).

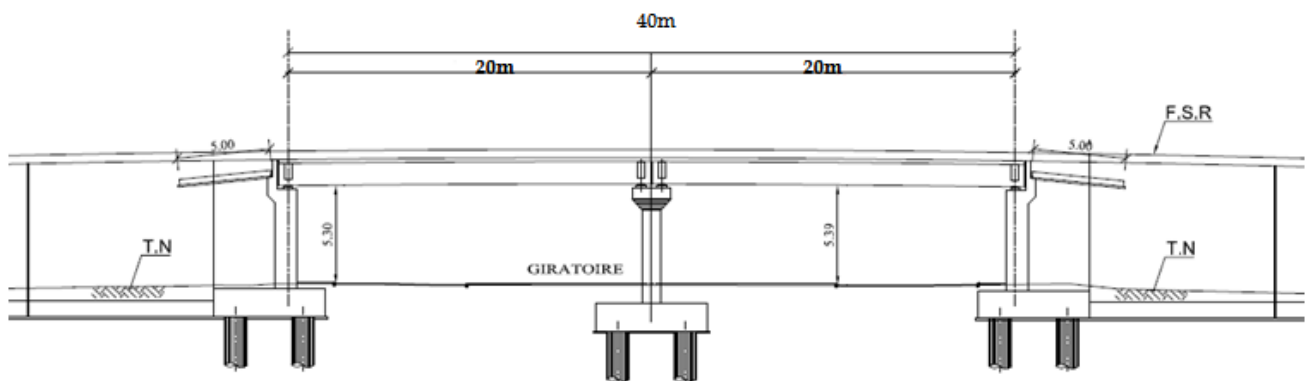
Poutre + hourdis en travée (m).

*Figure II.2 : Dimensions des poutres.*

Après avoir pré dimensionné on constate que chaque travée est constituée de 7 poutres précontraintes de même hauteur (1.10 m) et de sections différentes en travée et sur appuis.



*Figure II.3 : Coupe transversale du pont à poutres.*



*Figure II.4 : Coupe longitudinale du pont à poutres.*

**Les Avantages :**

- Les formes de poutres sont assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière.
- Un autre intérêt de ce type de structure provient de son fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées, en particulier aux effets d'un gradient thermique.
- Bonne protection des armatures d'acier.
- Ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.

**Les inconvénients :**

- Obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gains et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'épaisseur relativement importante du tablier en comparaison avec d'autres structures peut poser des problèmes de gabarit et entraîner un surcoût des remblais d'accès à l'ouvrage.
- Ce type de tablier, comme les autres structures à poutres sont plus sensibles que des structures massives aux chocs transversaux de véhicules hors gabarits.
- Rentre dans l'ordinaire du côté esthétique.
- Limitation d'espace inférieur à cause d'existence d'une pille intermédiaire qui peut subir des chocs des véhicules routiers.

### II.3 Variante N° 2 : pont en arc métallique (Bow-string) [11]

Les arcs connaissent une grande diversité des formes architecturales. Ils sont très bien aperçus par le public. On voit leurs constructions aussi bien dans le domaine ferroviaire que routier ; les ponts en arc présentent un intérêt à la fois structurel, économique et esthétique.

Généralement, dans un pont en arc, la brèche est franchie en une seule fois. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui.

Nous avons deux formes de ponts en arc :

- *L'arc classique*

Selon la position occupée par le tablier sur l'arc, le pont en arc est « à tablier supérieur » appuyé sur des massifs d'ancrage, « à tablier intermédiaire » à la fois appuyé et soutenu par des suspentes, ou « à tablier inférieur ».

- *Le bow-string*

Le Bow-string est une catégorie de pont muni d'un tablier (tirant) et de poutres latérales (en arc au-dessus du tablier) qui sont encastrés l'un dans l'autre aux extrémités. En travée, le tablier est tenu par des suspentes souvent à la verticale.



*Figure II.5 : pont bow-string à Luxembourg.*

Le tablier relie l'arc à ses naissances et reprend par traction la composante horizontale de la poussée. Les réactions d'appui sur les fondations sont alors identiques à celles d'une travée indépendante.

#### II.3.1 Présentation de la structure

L'ouvrage projeté est un pont mixte de type bow-string à une seule travée de 40 m de longueur formé de deux arcs métalliques verticales 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 plate-forme. Le contreventement supérieur entre les arcs est constitué de traverses.

La largeur utile sur le tablier est de 11.30 m de large : une chaussée de 7.10 m pour la circulation du tramway encadrée par deux trottoirs piétons de 2.10 m chacun.

### II.3.2 Pré dimensionnement des éléments

#### II.3.2.1 Caractéristiques géométriques de l'arc [8]

Les dimensions d'ensemble sont caractérisées 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  $\alpha$  (étant la tangente entre la fibre moyenne et l'horizontal).

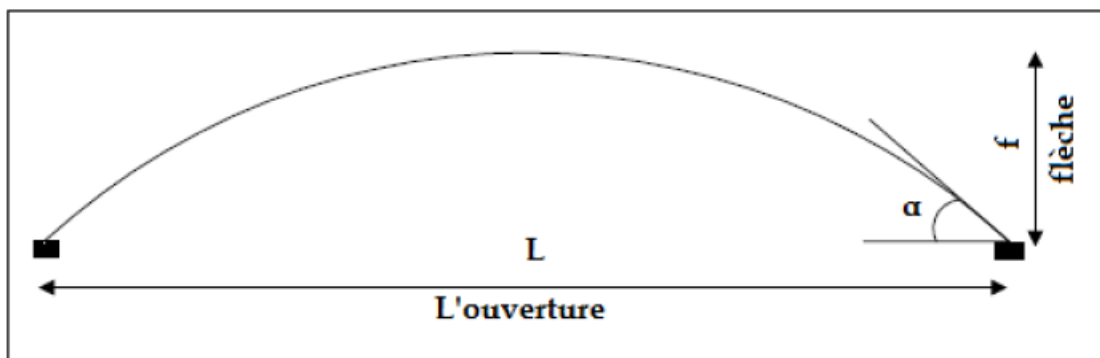


Figure II.6 : Caractéristiques géométriques de l'arc.

- 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:

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

Avec :

$f$  : la flèche de l'arc (m).

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

$x$  : l'abscisse.

$Z$  : la hauteur correspondante.

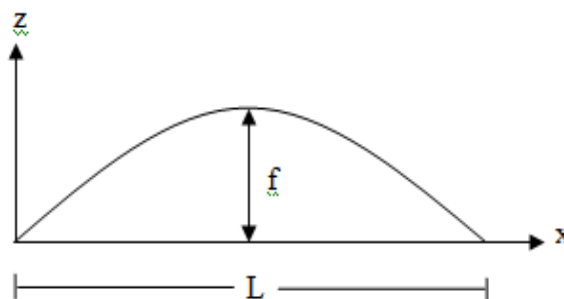


Figure II.7 : Forme parabolique de l'arc.

Selon l'équation de la tangente l'angle  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

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

- L'ouverture  $L$

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

Dans notre cas, le pont franchit un carrefour giratoire ayant les caractéristiques suivantes :

- Giratoire :  $D = 20$  m.

- Route + trottoirs = 10 m.

Donc l'ouverture de l'arc doit être supérieure à 40 m.

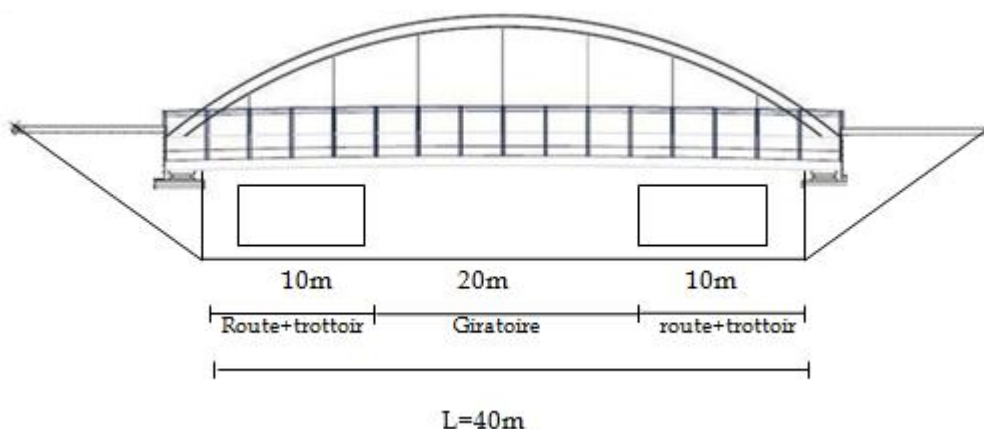


Figure II.8 : Dimensions de l'obstacle à franchir.

- *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 économiques et esthétiques.

$$\text{On a } L = 40 \text{ m} \Rightarrow 5\text{m} < f < 8 \text{ m}$$

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  $N$ .

C.à.d. : le ratio  $M/N$  tend vers zéro.

Pour déterminer l'influence des deux paramètres ( $f$ ,  $\alpha$ ) 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.

a) **Analyse :**

✓ *Hypothèse de l'analyse*

- L'ouverture  $L$  est fixée :  $L = 40 \text{ m}$ .
- La flèche  $f$  est variable.

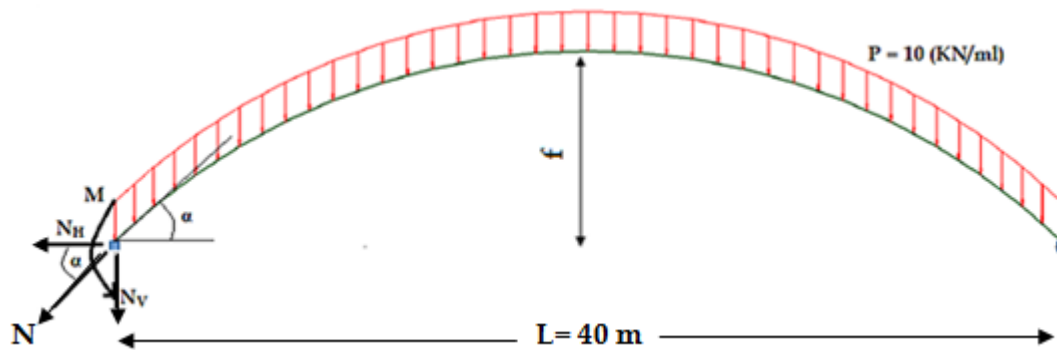
Les valeurs des flèches considérées pour cette étude sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.1** : Valeurs de la flèche  $f$  considérées pour l'analyse.

$L(\text{m})$	$f(\text{m})$	$\alpha$
40	$(L/5)=8$	$38.65^\circ$
40	$(L/6)=6.66$	$33.66^\circ$
40	$(L/6.5)=6.15$	$31.59^\circ$

✓ *chargement*

Soit la figure suivante représentant un arc bi-encastre, uniformément chargé :

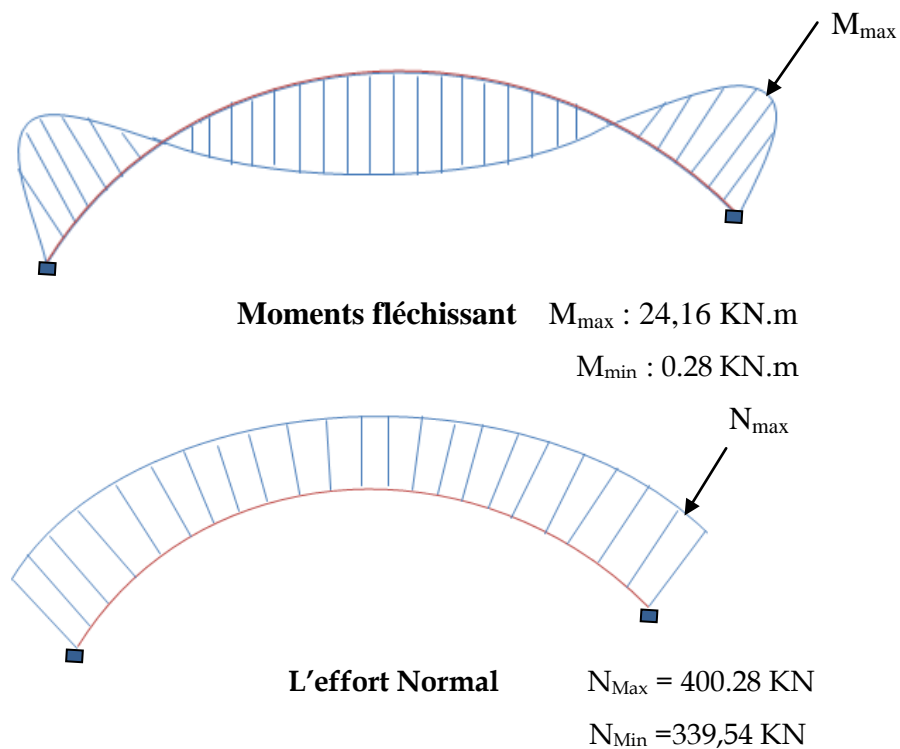


**Figure II.9 :** Chargement de l'arc pour l'analyse.

• *Résultats*

Les résultats sont obtenus en utilisant le ROBOT 2010 :

Exemple : 3<sup>ème</sup> Cas :  $f = (1/6.5)$ ,  $L = 6.15$  m.



**Figure II.10 :** Diagrammes de M et N pour  $f = 6.15$  m

Les valeurs maximales des efforts normaux et des moments fléchissant sont résumés dans Letableau :

**Tableau II.2 :** Valeurs de M et N pour chaque cas.

f (m)	$M_{\max}$ (KN.m)	$N_{\max}$ (KN)	$M_{\max} / N_{\max}$
1 <sup>er</sup> cas : f=8 m	34.70	343.38	0.101
2 <sup>ème</sup> cas : f=6.66 m	24.64	376.45	0.065
3 <sup>ème</sup> cas : f=6.15 m	24.16	400.28	0.060

### b) Interprétation et conclusion :

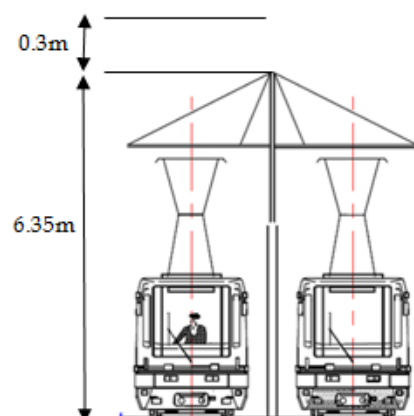
En analysant les résultats précédents, et en calculant le ratio  $M_{\max} / N_{\max}$  pour chaque cas, on remarque :

- Si la flèche diminue l'effort normal augmente, et par conséquent la composante horizontale (la poussée) augmente.
- Il y a une relation proportionnelle entre le ratio M/N et la flèche  $f$ .
- La composante horizontale minimale (la poussée) correspond à un ratio de M/N max, d'où le choix d'une flèche  $f = 8 \text{ m}$  convient à un meilleur comportement mécanique de l'arc.

Ainsi la valeur de la flèche est conditionnée par le gabarit du tramway pris égale à 6,65 m comptée à partir de l'extrados des rails compris la distance d'isolement qui est de 30 cm, ce qui confirme le choix.

Finalement les dimensions géométriques de l'arc sont :

- L'ouverture :  $L = 40 \text{ m}$ .
- La flèche :  $f = 8 \text{ m}$ .
- L'angle:  $\alpha = 38.65^\circ$ .



**Figure II.11 :** Gabarit du tramway.

### II.3.2.2 Dalle (hourdis) :

Les ingénieurs recherchent des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements.

Ainsi est née la dalle mixte, qui est dans notre cas constituée en béton armé de 25 cm d'épaisseur, elle assure le rôle de table de compression, relié à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale.

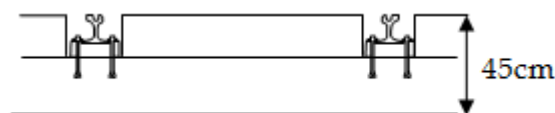
Donc on aura une structure mixte avec un bon fonctionnement, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement. On obtient ainsi Une dalle participante à la résistance d'ensemble.



*Figure II.12 : Connecteurs.*

### II.3.2.3 Plate-forme :

Selon le règlement ferroviaire, la plate-forme qui en béton travaille uniquement à la compression est d'épaisseur 45 cm.



*Figure II.13 : Plate-forme.*

### II.3.2.4 Suspentes [9]

Les suspentes sont des éléments verticaux, elles servent à transmettre les charges du tablier à l'arc par traction.

La contrainte de traction est  $\sigma = N/A$

$N$  : étant l'effort normal de traction.

Les principaux systèmes de suspension sont :

- Suspension par des barres ayant une section circulaire pleine.
- Suspension par des câbles dont les éléments primaires sont des fils dont le diamètre est généralement compris entre 4 et 5 mm.

Le choix de l'un de ces types est en fonction des caractéristiques mécaniques requises (module d'élasticité, résistance ultime à la traction, durabilité...) ainsi que de critères constructifs et économique (mise en œuvre).

- *Présentation du système de suspension utilisé*

Le système de suspension utilisé dans notre projet est un Système de Barre en Acier Carbone *Macalloy* 460 avec une résistance à limite élastique de 460 N/mm<sup>2</sup>.

La barre *Macalloy* est une barre de précontrainte à haute résistance comportant sur toute sa longueur ou à ses extrémités, un filetage roulé spécial.

La suspente est constituée d'une barre possédant à ses extrémités des poignées standard droite/gauche permettent le réglage suivant les besoins du chantier. *Macalloy* 460 est disponible avec tout système de protection praticable selon les spécifications du client : galvanisation, shérardisation ou peinture.

✓ Pourquoi choisir Macalloy?

L'acier de ces barres est incompatible avec tout traitement de soudure ou de brasage, et avec tout choc thermique. Il faut donc protéger les barres, que celles-ci soient ou non sous tension, de toute projection de soudure.

Elle propose aussi des facilités d'usinage, de filetage et d'essais à l'usine.

✓ Résistance à la fatigue :

Les filetages roulés assurent une perte minimale du profil et offrent une excellente résistance à la fatigue.



Figure II.14 : Barre Macalloy 460.

✓ Charges admissibles et les diamètres nominaux :

Les charges admissibles et diamètres nominaux concernant ce système de suspension sont définis dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Charges admissibles des barres Macalloy 460.

Filetage	unité	M24	M30	M36	M42	M48	M56	M64	M76	M85	M90*	M100*
Dia nominal	mm	22	28	34	39	45	42	60	72	82	87	97
Charge min. élastique	KN	156	249	364	501	660	912	1204	1756	2239	2533	3172
Charge min rupture	KN	207	330	483	665	875	1209	1596	2329	2969	3358	4206
Poids nominal	Kg/m	3.00	4.80	7.10	9.40	12.5	16.7	22.2	32	41.5	46.7	58.00

- *Espacement*

Les suspentes sont des éléments qui permettent de relier le tablier avec l'arc, Pour distribuer les suspentes longitudinalement d'une façon régulière, et pour conserver une perméabilité suffisante au vent, il est préférable de les disposer à un entraxe supérieur à 3 m.

Dans notre cas nous avons une ouverture de l'arc  $L = 40 \text{ m}$ , pour des raisons de symétrie on opte pour un entraxe de  $5 \text{ m}$ , donc on aura 7 suspentes reliant chaque tirants à l'arc.

- *Hauteurs*

L'équation géométrique de l'arc est indispensable pour déterminer les hauteurs des suspentes.

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

*Tableau II.4 : Hauteurs des suspentes.*

N°suspente	1	2	3	4	5	6	7
Position (m)	5	10	15	20	25	30	35
Hauteur (m)	3.5	6	7.5	8	7.5	6	3.5

- *Section*

Les suspentes sont des barres pleines circulaires de diamètre  $\phi$  ( $A = \pi\phi^2/4$ ). Pour le déterminer on suppose que chaque suspente reprend comme effort normal les charges permanentes et surcharges appliquées sur une surface de (5mx11.3m).

a) Estimation des charges :

Charges permanentes G :

- Poids propre de la plate-forme (45 cm) ;

$$G_{\text{plate-forme}} = 24 \cdot (0,45 \cdot 11,3 \cdot 5) = 610,2 \text{ KN}$$

- Poids propre de l'hourdis (25 cm) ;

$$G_{\text{hourdis}} = 25 \cdot (0,25 \cdot 11,3 \cdot 5) = 353,125 \text{ KN}$$

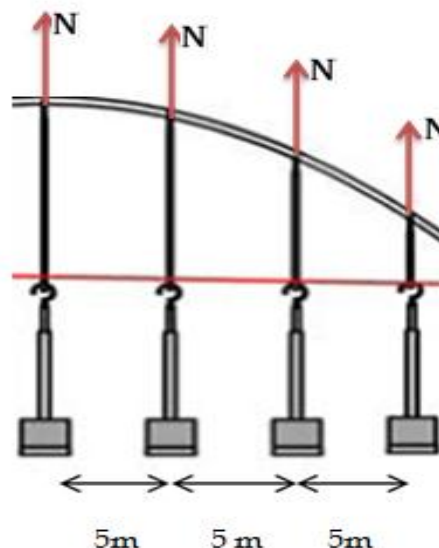
- Poids des deux trottoirs (20 cm) ;

$$G_{\text{trottoirs}} = 2 \cdot (25 \cdot (0,20 \cdot 2,10 \cdot 5)) = 105 \text{ KN}$$

- Poids des deux gardes corps (1.5KN/m) ;

$$G_{\text{gardes corps}} = 2 \cdot (1 \cdot 5) = 10 \text{ KN}$$

$$G_{\text{corniches}} = 2 \cdot (4 \cdot 5) = 40 \text{ KN}$$



*Figure II.15 : Efforts dans les suspentes.*

$G = 1118,325 \text{ KN}$
---------------------------

Charges d'exploitation Q :

- Charges du tramway : on fait le pré dimensionnement avec le tram le plus chargé qui est le Citadis 402 et le cas de deux voies de circulation ( $Q_{\text{Tram}} = 969.8$  KN sur une longueur d'encombrement de 35.029m) ;

$$Q_{\text{tramway}} = 2 \cdot (27,68 \cdot 5) = 276.8 \text{ KN}$$

- Surcharges du trottoir ( $150 \text{ kg/m}^2$ ) ;  $Q_{\text{trottoirs}} = 2 \cdot (1,5 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 5) = 31.5 \text{ KN}$

$$\boxed{Q = 308.3 \text{ KN}}$$

b) Combinaison de charges :

On fait le pré dimensionnement à ELU donc on a la combinaison :  $F = 1.35 G + 1.5 Q$

Donc on aura une valeur de  $F = 1972.18 \text{ KN}$ .

Puisque on a deux suspentes, chacune de ces dernières reprend  $N = F/2 = 986.09 \text{ KN}$

$$\sigma = N/A \Rightarrow A = \frac{\pi \phi^2}{4} \geq \frac{N}{\sigma} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4N}{\pi\sigma}}$$

$$AN : \phi = 52.24 \text{ mm.}$$

De ce fait, nous optons pour une barre de diamètre  $\Phi = 60 \text{ mm}$  correspond à une barre Macalloy 460 – M64 avec un espacement de 5 m.

Les caractéristiques des suspentes *Macalloy* 460 –M64 selon le tableau II.3 sont les suivantes :

- Diamètre nominal :  $D = 6 \text{ cm}$
- Section :  $S = 28.274 \text{ cm}^2$ .
- Masse par mètre :  $M = 22.2 \text{ Kg/ml}$ .
- Charge min. élastique :  $F_e = 1204 \text{ KN}$ .
- Charge min. rupture :  $F_r = 1596 \text{ KN}$ .

### II.3.2.5 Pièces de pont [10] :

La section transversale du tablier doit être rigidifiée par des pièces de pont qui jouent le double rôle ; reprend les charges de la dalle et les transmettent aux tirants. Elles travaillent essentiellement en flexion simple.

La contrainte de flexion est définie par :  $\sigma = \frac{MV}{I}$

Avec:

M : le moment fléchissant maximum.

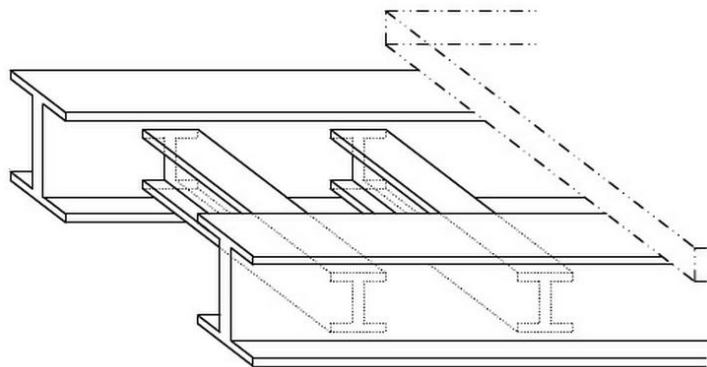
I/v : module d'inertie de la section de la poutre.



*Figure II.16 : Dispositions des pièces du pont.*

- *Espacement*

Les tirants sont reliés par des pièces de pont tous les 2.5 m, donc les deux tirants sont reliés tous le long de l'ouverture par 17 pièces de ponts.



*Figure II.17 : Espacement des pièces du pont.*

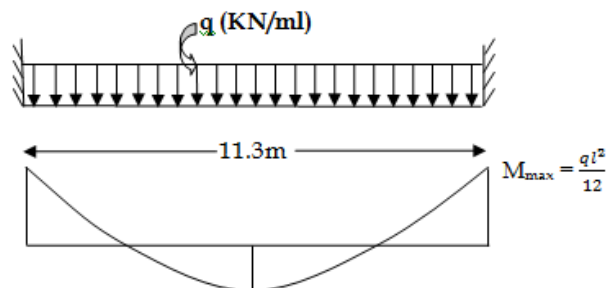
- *Forme*

Parmi les produits long les plus légères et les plus économiques ; Les profilés HEA qui ont des caractéristiques géométriques élevées ainsi une bonne résistance au flambement. Elles sont construites par un acier E36 (355MPa).

Pour ces raisons, les entretoises sont des profilés HEA.

- *Section*

Avec le même principe que celui des suspentes on considère que chacune des pièces de pont est une poutre bi encastrée de 11.3m de longueur reprend des charges sur une surface de (11.3mx2.5m) ; après on calcule le moment de flexion et on déduit sa section.



*Figure II.18 : Schéma statique de la pièce du pont.*

a) Charges permanentes G :

$$G_{\text{plate-forme}} = 24 \cdot (0,45 \cdot 11,3 \cdot 2,5) = 305,1 \text{ KN}$$

$$G_{\text{hourdis}} = 25 \cdot (0,25 \cdot 11,3 \cdot 2,5) = 176,56 \text{ KN}$$

$$G_{\text{trottoirs}} = 2 \cdot (25 \cdot (0,20 \cdot 2,10 \cdot 2,5)) = 52,5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{garde corps}} = 2 \cdot (1,5 \cdot 2,5) = 7,5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{corniches}} = 2(4 \cdot 2,5) = 20 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G = \sum G_i = 561,66 \text{ KN}}$$

b) Charges d'exploitation Q :

- Charge du tramway : le cas le plus défavorable est de considérer les deux tramways Citadis 402 passent simultanément sur le même tronçon transversal. On ne peut pas avoir sur une longueur de 2.5m plus de deux essieux par voies avec une charge de 123.2 KN par essieu. donc :

$$Q_{\text{tramway}} = 2 \cdot (123,2 \cdot 2) = 492,8 \text{ KN}$$

- Charges du trottoir :

$$Q_{\text{trottoirs}} = 2 \cdot (1,5 \cdot 2,5 \cdot 2,10) = 15,75 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Q = \sum Q_i = 508,55 \text{ KN}}$$

c) Combinaison de charges :

Pour être en sécurité on fait le pré dimensionnement à ELU donc on a la combinaison :

$$F = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow F = 1521,066 \text{ KN.}$$

On répartissant la charge sur toute l'entretoise :

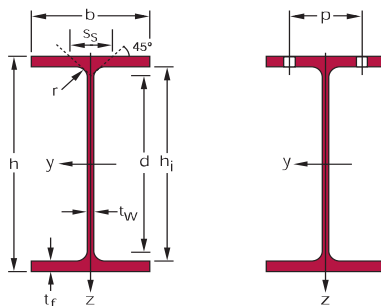
$$q = F/11,3 = 134,60 \text{ KN/ml}$$

Le moment max à l'encastrement est :  $M = \frac{ql^2}{12}$

$$M = 1432,25 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{MV}{I} \geq 355 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{I}{V} \geq \frac{M}{\sigma} = 0,004 \text{ m}^3$$

Selon la liste des profilés la section correspondante à ( $I/V=4000 \text{ cm}^3$ ) est: HEA600



**Figure II.19 : Profilé HEA 600.**

Ces dimensions sont représentées dans le tableau suivant :

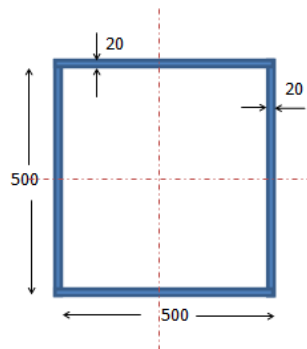
**Tableau II.5** : Dimensions de HEA 600.

HEA600	G kg/m	h mm	b mm	$t_w$ mm	$t_f$ mm	R mm	A mm <sup>2</sup> $\times 10^2$	h <sub>i</sub> mm	d mm	$I_y$ mm <sup>4</sup> $\times 10^4$	$I_z$ mm <sup>4</sup> $\times 10^4$
	178	590	300	13	25	27	226,5	540	486	141200	11270

**Remarque :**

Puisque les deux pièces du pont des extrémités seront disposées sur les culée ou elles doivent reprendre les efforts de verrinage donc elles vont être de forme différente et de section plus importante par rapport aux autres.

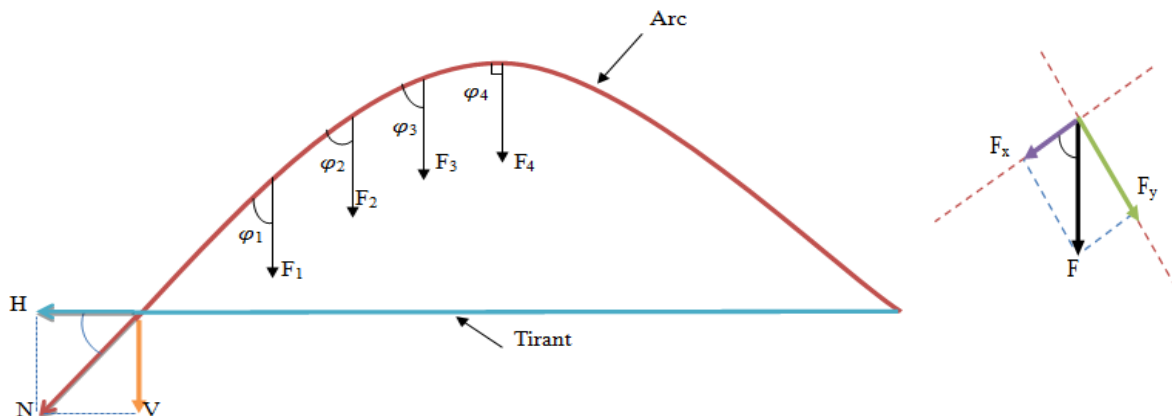
On prend des caissons de **(500x500x20) mm** avec une section de : **384 cm<sup>2</sup>**.



*Figure II.20* : Pièce du pont d'about (500x500x20) mm.

**II.3.2.6 Arc :**

Les deux arcs bow-string symétriques de 40 m d'ouverture présentant une flèche de 8m par rapport au-dessus des tirants, sont des profilés métalliques d'acier E36 en caisson rectangulaire qui travaillent en compression.



*Figure II.21* : Diffusion des efforts dans l'arc.

- Valeurs de  $\varphi_i$

D'après l'équation géométrique de l'arc et la projection des tangentes on trouve que  $\varphi_i$  s'écrit de la formule suivante :

$$\varphi_i = \text{Arcsin} \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{-8f}{L^2} X + \frac{4f}{L}\right)^2}}$$

Les valeurs de  $\varphi_i$  sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau II.6 :** Valeurs des angles  $\varphi_i$ .

Abscisse (m)	5	10	15	20
$\varphi_i^\circ$	59.03	68.19	78.69	90

L'effort normale dont il sollicite l'arc est estimé à partir de l'effort dans les suspentes :

$$N = \sum T_i$$

$$T_1 = 934,4 \cdot (\sin 59,03 + \cos 59,03) = 1282,02 \text{ KN}$$

$$T_2 = 934,4 \cdot (\sin 68,19 + \cos 68,19) = 1214,67 \text{ KN}$$

$$T_3 = 934,4 \cdot (\sin 78,69 + \cos 78,69) = 1099,50 \text{ KN}$$

$$T_4 = 934,4 \cdot (\sin 90 + \cos 90) = 934,4 \text{ KN}$$

$$N = 4530,59 \text{ KN.}$$

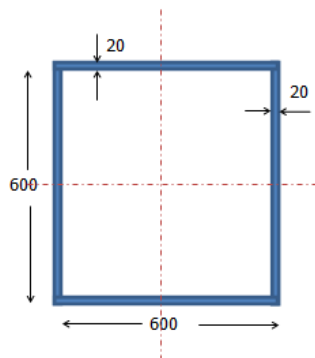
$$\sigma = \frac{N}{A} \Leftrightarrow A = 127,62 \text{ cm}^2.$$

La valeur de la poussée est déterminée par la projection de l'effort normal dans l'arc selon un angle de  $51,34^\circ$

$$H = 4530,59 \times \sin 51,34 = 3537,78 \text{ KN}$$

La section de l'arc choisit est celle d'un caisson (**600x600x20**) mm avec  $A = 464 \text{ cm}^2$ .

Les dimensions de l'arc sont représentées dans le schéma suivant :



**Figure II.22 :** Arc (600x600x20) mm.

### II.3.2.7 Tirants :

Les deux tirants sont des poutres longitudinales à l'extrémité qui reprend par traction la composante horizontale de la poussée. Ces poutres sont des profilés métalliques tubulaires en acier E36. La section est déduite à partir de la valeur de la poussée.

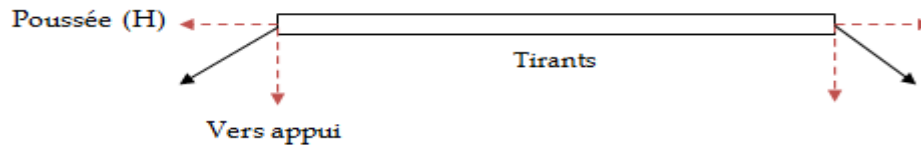


Figure II.23 : Schéma de tirant.

La contrainte de traction est donnée par  $\sigma(355MPa) = H/A$  ; la valeur de H déterminée précédemment est de 3537.78 KN.

D'où ;  $A = 99,65 \text{ cm}^2$ .

On choisit un profilés creux de (1000x600x20) de section  $A = 624\text{cm}^2$ .

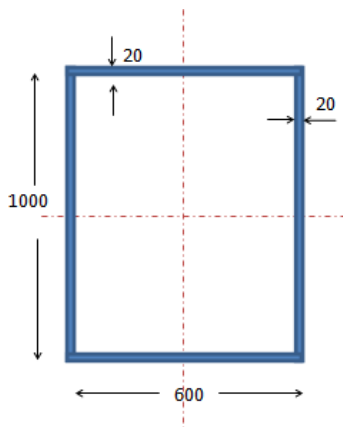


Figure II.24 : Tirant (1000x600x20) mm.

### II.3.2.8 Traverses :

Les contreventements supérieurs des deux arcs ont des traverses en métal qui sont de même forme que l'arc pour des raisons esthétiques.

La position de ces derniers est conditionné par le gabarit de tramway donc on opte pour 3 traverses, deux situées à une hauteur de 7.5 m et une autre à 8 m.

On opte pour un caisson de (400x400x20) mm avec une section de :  $304 \text{ cm}^2$ .

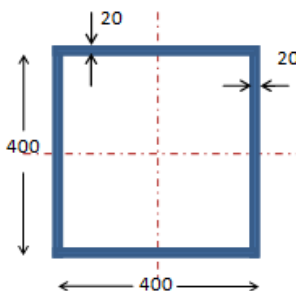


Figure II.25 : Traverses (400x400x20) mm.

**II.3.2.9 Longerons [10]:**

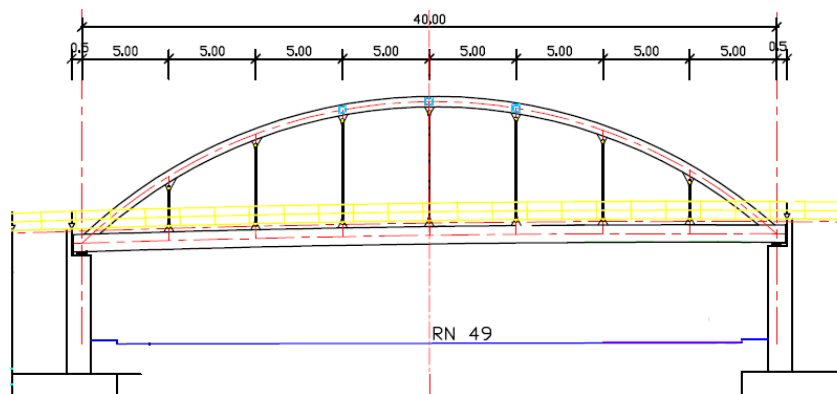
Pour rigidifier la section transversale du tablier; On choisit des profilés laminés IPE100 entre distant de 2.82 m réparties perpendiculairement aux pièces du pont.

Ces caractéristiques sont définies dans le tableau suivant:

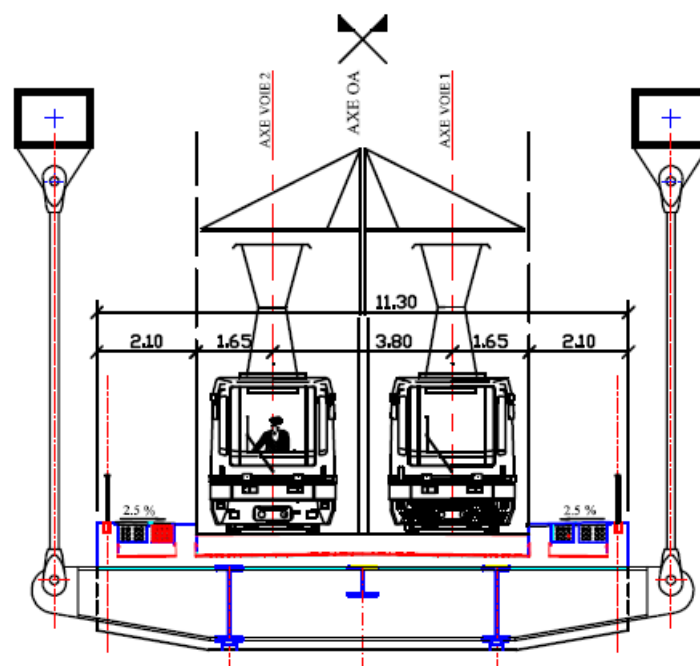
*Tableau II.7 : Dimensions de l'IPE 100.*

IPE 100	G kg/m	h mm	b mm	t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm	R mm	A mm <sup>2</sup> x10 <sup>2</sup>	h <sub>i</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> mm <sup>4</sup> x10 <sup>4</sup>
	8.1	100	55	4.1	5.7	7	10.3	88.6	74.6	171.0	15.92

Les caractéristiques de cette variante vont être représentées dans les deux figures suivantes.



*Figure II.26 : Coupe longitudinale du pont en arc.*



*Figure II.27 : Coupe transversale du pont en arc.*

**a) Les Avantages :**

- Poids léger ;
- L'une des règles de la conception d'un pont esthétique ne pose en principe qu'un ouvrage ne doit pas fermer l'espace inférieur ; donc libérer ce dernier pour avoir un bon aménagement de l'échangeur ;
- Dégagement d'un gabarit plus important que celui du pont à poutre dont on est obligé de remonter le profil en long pour arriver au même gabarit ;
- Acier est le matériau idéal pour la construction. Qualité supérieure en tension et en compression. homogène, isotrope, haute résistance, ductilité ;
- Tablier élancé ;
- ils réduisent le coût de la construction des appuis et des fondations qui supportent une structure dont le poids propre est moins élevé.

**b) Les inconvénients :**

- Augmentation de coûts ;
- Sensibilité aux différences de température ;
- Corrosion, coûts de maintenance ;
- Difficulté d'exécution ;
- Problème de vibration ;
- Phénomène de fatigue dans les assemblages.

## II.4 Analyse multicritère

### II.4.1 Analyse :

Afin d'évaluer chaque critère, nous lui affecterons une note sur 20 et on multiplie ces notes par des coefficients selon l'importance du critère. On a affecté un coefficient de 2.5 pour le critère esthétique, il est généralement le plus déterminant vu son impact sur l'environnement. Pour le cout de l'ouvrage, le coefficient est de 2 pour la facilité d'exécution est de 1.5 et pour l'entretien il est de 1.

La variante retenue sera celle dont la moyenne est la plus élevée.

*Tableau II.8 : Analyse multicritères.*

Critère	Esthétique	Economie	Facilité d'exécution	entretien	moyenne
<b>Coefficients</b>	2.5	2	1.5	1	
<b>Variante 1</b> Pont à Poutres précontraintes	10	15	15	15	13.21
<b>Variante 2</b> Pont en arc	20	10	10	10	13.57

### II.4.2 Recommandations et conclusion

**Pour le pont à poutre précontraint** : les points sensibles de cette variante est l'esthétique.

- L'esthétique : mauvaise intégrations par rapport au site.

**Pour le pont en arc métallique** : les points sensibles de cette variante sont l'économie et L'entretien.

- L'économie : ce cas demande la préfabrication des pièces de ponts (soudure) et le transport.
- L'exécution : nécessite des moyens important spéciaux et une main d'œuvre qualifiée.
- L'entretien : sera un problème majeur pour ce type d'ouvrages, nécessite d'un entretien périodique (peinture, etc...).

#### Conclusion :

L'ouvrage d'art en question se trouve dans un endroit sensible à l'entrée de la ville d'Ouargla pour cela la deuxième variante proposée " pont en arc métallique" nous semble la plus adéquate de point de vue esthétique. Cette même variante peut s'avérer plus chère, certes, mais ceci est justifiable par l'importance et le positionnement de ce pont.

# **PARTIE III**

## ***ETUDE DE LA VARIANTE RETENUE***

### III.1 Introduction

L'objet de cette partie est l'étude détaillée et approfondie de la structure choisie avec un modèle de calcul fixe pour la vérification et la justification des sections. Telles que les différentes sections qu'on va introduire dans notre modèle de calcul est celles calculées dans la partie de pré dimensionnement.

### III.2 Rappel des caractéristiques de la variante retenue

L'ouvrage projeté est un pont en arc de type bow-string, composé d'un tablier qui présente un alignement droit. Avec deux arcs verticaux de 8 m de hauteur, constitués de 7 suspentes chacun, les suspentes ont pour rôle de transmettre les efforts du tablier à partir des deux tirants situés en dessous des arcs qui sont reliés par 17 pièces de pont. Les deux arcs sont reliés par deux traverses transversalement d'épaisseurs étant presque identiques à l'arc pour avoir une bonne convergence au point d'intersection.

### III.3 Modèle de calcul

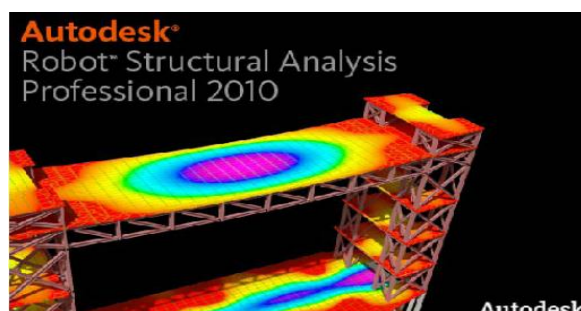
#### III.3.1 Présentation du logiciel robot Millennium :

Le système Robot Millennium est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Ce n'est pas tout, mais il a aussi l'avantage de créer la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

Son principe de fonctionnement comme tous les logiciels de calcul de structures, Robot Millennium utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

#### III.3.2 Caractéristiques principales du logiciel Robot Millennium:

- Définition de la structure en mode entièrement graphique conçu 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 une autre ;
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.



*Figure III.1 : Logiciel Robot 2010.*

### III.4 Modélisation des éléments de la structure

Dont l'objet de l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus ou moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions ; la structure est mise en modèle à travers des éléments "beam" (barre) et la structure de la dalle par des éléments "plate" (panneau). Le modèle MEF représente les éléments structuraux suivants avec des vues détaillées :

#### III.4.1 Les deux arcs :

L'arc est constitué par des caissons rectangulaire (profilés creux) assemblés l'un aux l'autre ; il a la forme d'une parabole d'ouverture  $L = 40$  m, de flèche  $f = 8$  m avec une section constante (600x600x20) mm.

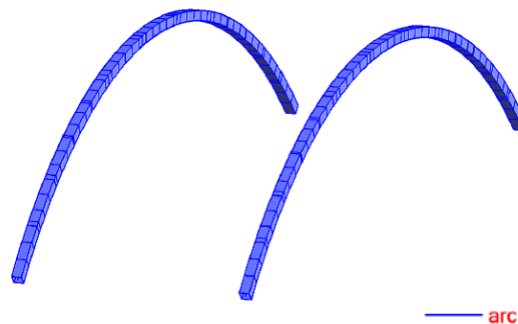


Figure III.2 : Modélisation de l'arc.

#### III.4.2 Les deux tirants :

Les tirants sont des profilés creux de (600x1000x20) mm de longueur de 41m.

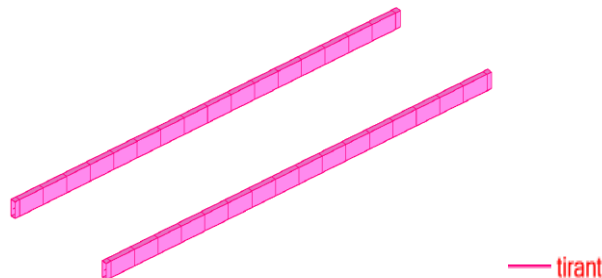


Figure III.3 : Modélisation des tirants.

#### III.4.3 Les pièces de pont :

Les pièces de pont ont une longueur de 11.3 m entre distantes de 2.5 m sont modélisées comme des barres de profilés métallique HEA 600 pour les pièces intermédiaires et des profilés creux de (500x500x20) mm pour les pièces d'about. On rigidifie ces éléments longitudinalement avec des IPE 100.

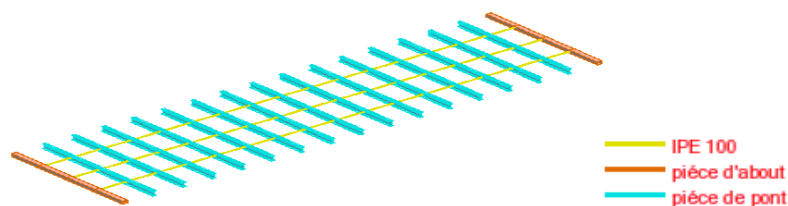


Figure III.4 : Modélisation des pièces de pont.

### III.4.4 Les suspentes :

Chaque arc comporte sa propre nappe de 7 suspentes qui le transmettent les efforts en provenance du tablier, espacées les unes aux autres de 5 m, soit un total de 14 suspentes, elles sont positionnées verticalement, les plus courtes sont à l'extrémité, elles ne mesurent que 3.5 m et sont les plus sollicitées et les plus longues sont celles qui se rapproches de la clé des arcs et qui mesurent 8 m.

On applique aux suspentes des relâchements de rotation autour des axes y et z au niveau des points de raccords avec le tirant et l'arc.

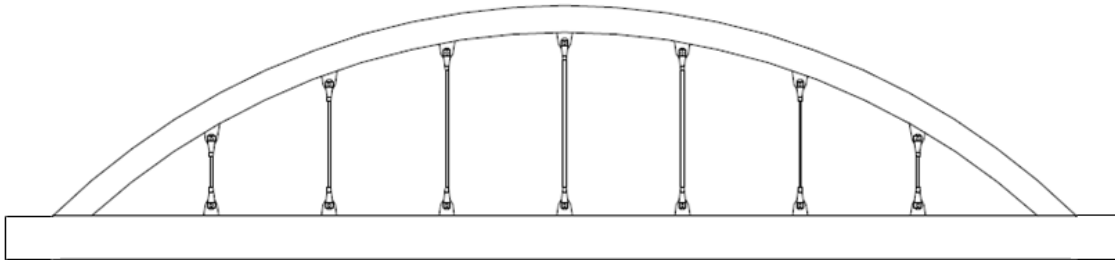


Figure III.5 : Rotules des suspentes.

Les suspentes sont des barres Macalloy M64 travaillent à la traction ; modalisées par des éléments barres circulaires de 6 cm de diamètre.

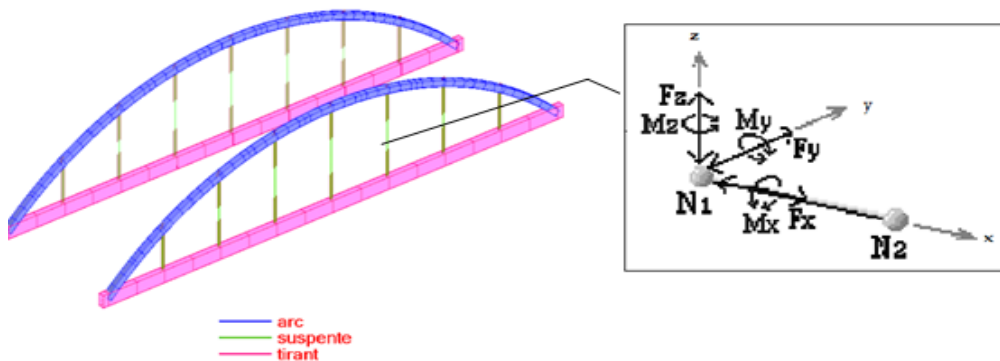


Figure III.6 : Modélisation des suspentes.

### III.4.5 Les traverses :

La conception des contreventements a évolué vers des pièces en forme tubulaire reliant les deux arcs. Ces contreventements sont situés au niveau des encrages de certaines suspentes : a 7.50 m de part et d'autre de l'axe des arcs, et la plus haute à 8 m. ils permettent d'assurer un fonctionnement transversal global des deux arcs et de s'affranchir des problèmes d'instabilité. Se sont des profilés creux de (400x400x20) mm.

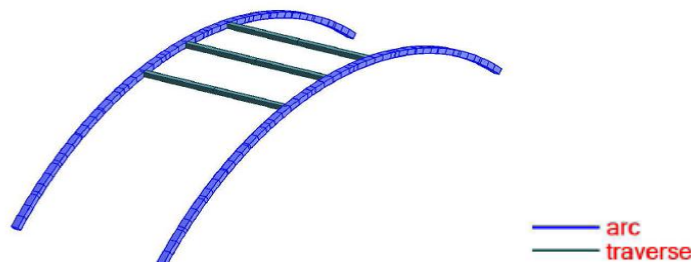


Figure III.7 : Modélisation des traverses.

### III.4.6 Les appuis de tablier :

- *Conditions d'appuis :*

Les conditions d'appuis jouent un rôle très important dans le fonctionnement de la structure et pour garantir la stabilité et la pérennité des ouvrages d'art et pour avoir une structure rigide résiste aux différentes actions et surcharges subis. Donc il est nécessaire de bien décrire les conditions d'appuis, et ceci est indispensable lors de la justification.

Les arcs peuvent être classés selon leurs conditions d'appuis :

- Arc encastré : Les appuis sont encastrés, la structure est hyperstatique. Des moments et des poussées sont transmis aux appuis ce qui génère des fondations plus importantes, et le moindre déplacement de celle-ci met l'ouvrage en péril.

- Arc articulé d'un côté et libre de l'autre : Le point sensible de cette conception c'est la dilation du tablier car un grand déplacement apprêt du côté libre.

- Arc à deux articulations : Les appuis sont articulés, la structure est hyperstatique. Les moments sont plus faibles dans ce type d'arc et la section est donc plus réduite. En revanche, les tassements différentiels peuvent générer des contraintes supplémentaires.

- Arc à trois articulations : Cette structure est isostatique, il n'y a pas de moment à la clé.

Les tassements différentiels et les dilatations sont bien repris par les articulations.

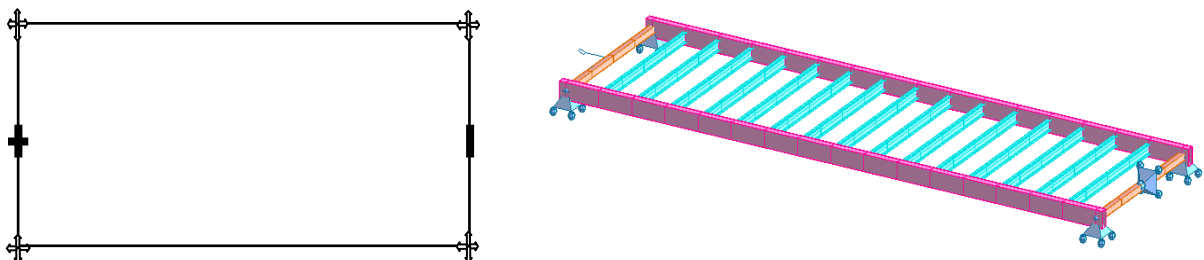
#### Remarque :

Ainsi le choix des conditions d'appuis doivent prise en considération les forces de freinage/démarrage admissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie qui provoquent des grands endommagements (coupure) des rails.

#### Conclusion :

Pour ces raisons on a choisi l'arc à deux articulations à condition que le tablier soit retenu au milieu par des dispositifs spéciaux pour assurer son fonctionnement.

Le système des supports est modélisé selon la disposition suivante :



*Figure III.8 : Modélisation des appuis.*

### III.4.7 Modélisation globale :

Après la définition des différentes sections des barres, tablier, arcs et les conditions d'appuis. Le modèle global de l'ouvrage est représenté dans la figure suivante :

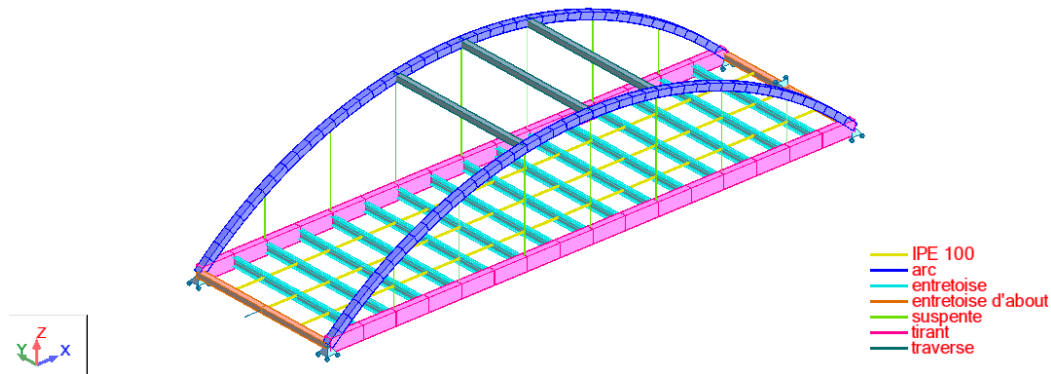


Figure III.9 : Modélisation 3D de la structure.

### III.5 Modélisation des charges et surcharges

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

- Les charges permanentes.
- Les surcharges.

Tableau III.1 : Charges et surcharges.

	Nom	Type	Description
<b>G</b>	Éléments porteurs en béton armé	<b>Charges permanentes</b>	Poids propre du béton armé
	Éléments porteurs en charpente		Poids propre de l'acier
	Éléments non porteurs		Poids spécifique de l'élément
<b>Q<sub>ex</sub></b>	$Q_{Tram}^{(*)}$	<b>Charges roulante</b>	Surcharge du tramway
	ST	<b>Charges d'exploitations</b>	Surcharge des trottoirs
	Lac		L'effort de lacet
	F / D		L'action du freinage/démarrage
<b>Q<sub>clim</sub></b>	T	<b>Charges climatiques</b>	La variation de température
	V		La pression du vent

(\*) :  $Q_{Tram}$  désigne les différents types de tramway (TFS, Citadis 302 et Citadis 402).

- *Évaluation des charges permanentes*

**Tableau III.2 : Évaluation des charges permanentes.**

TYPE	ÉLÉMENT	FORME	POIDS (KN/ml)	
Éléments porteurs en béton armé	Dalle	Epaisseur = 0.25m	(0.25x25x11.3)	70.625
	Arc	Profilés creux (600x600x20)mm	$(464 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	3.64
Éléments porteurs en charpente	Tirant	Profilés creux (600x1000x10)mm	$(624 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	4.89
	Traverse	Profilés creux (400x400x10)mm	$(156 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	1.22
	Pièce du pont	HEA600	$(226.5 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	1.77
	Pièce d'about	Profilés creux (500x500x20)mm	$(384 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	3.01
	Suspentes	ronds pleins ( $\phi=0.06m$ )	$(\Pi \times 0.06^2 \times 78.5)$	0.88
	Éléments non porteurs	Plate-forme	épaisseur=0.45m	(0.45x24x11.3)
Trottoirs		(0.2mx2.10m)	2(0.2x25x2.10)	21.00
Armement de la voie			2x (1.5)	3.00
Gardes corps			2x (1.5)	3.00
corniches			2x (4.0)	8.00
Longerons		IPE100	$(10.3 \times 78.5) \cdot 10^{-4}$	0.08
<b>POIDS TOTALE DE L'OUVRAGE : 10719.21 KN</b>				

- *Évaluation des surcharges*

**Tableau III.3 : Évaluation des surcharges.**

Roulante	TFS	2588 KN
	CITADIS 302	2632.8 KN
	CITADIS 402	1939.6 KN
D'exploitation	ST	1.5KN/m <sup>2</sup>
	Lac	100 KN
	F/D	225kN
Climatique	T	±15°C
	V	2KN/m <sup>2</sup>

Pour ce qui concerne les charges roulantes il été indiqué dans le paragraphe 'I.5.2' (actions dues au trafic du tramway) qu'elles doivent être multiplié par un coefficient de majoration dynamique :

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

Les valeurs de ce coefficient pour chaque type de tramway sont représentées dans le tableau suivant :

*Tableau III.4 : Coefficients de majoration dynamique.*

Type de tram	S (KN)	G (KN)	L (m)	$\delta$
TFS	2588	10719.21	41	1.10
CITADIS 302	2632.8			1.10
CITADIS 402	1939.6			1.09

### III.6 Groupes et combinaisons de charges [6]

#### III.6.1 Groupes de charge :

Les actions élémentaires dues à la circulation du tramway pour une voie ou pour plusieurs voies, sont des assemblages de ces derniers (actions composées) appelées groupes de charges.

Chacun de ces groupes de charges, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que la circulation du tramway.

*Tableau III.5 : Groupes de charges.*

Groupes	Tram	F/D	Lac
$G_{r1}$	1	1	0.5
$G_{r2}$	1	0.5	1

#### III.6.2 Combinaisons de charges :

Pour les ponts rails en situation d'exploitation il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, les états limites de service et les états limites ultimes.

Le tableau suivant récapitule les différentes combinaisons de charges susceptibles de solliciter le pont en objet pour les trois types de tramway :

**Tableau III.6 : Combinaisons de charges.**

<b>Combinaison de groupe 1</b>		
Action prépondérante	Combinaison	N° de la combinaison
ELS1	$G + Q_{\text{Tram}}$	1
ELS2	$G + Q_{\text{Tram}} + W + 0.6Q\theta$	2
ELS3	$G + Q\theta + W$	3
ELU1	$1.35G + 1.45 (Q_{\text{Tram}} + ST)$	4
ELU2	$1.35 + 1.45 (Q_{\text{Tram}} + ST) + 1.3W + 0.8 Q\theta$	5
ELU3	$1.35 G + 1.3W + 1.5Q\theta$	6

<b>Combinaison de groupe 2</b>		
Action prépondérante	Combinaison	N° de la combinaison
ELS1	$G + Q_{\text{Tram}}$	1
ELS2	$G + Q_{\text{Tram}} + W + 0.6Q\theta$	2
ELS3	$G + Q\theta + W$	3
ELU1	$1.35G + 1.45 (Q_{\text{Tram}} + ST)$	4
ELU2	$1.35 + 1.45 (Q_{\text{Tram}} + ST) + 1.3W + 0.8 Q\theta$	5
ELU3	$1.35 G + 1.3W + 1.5Q\theta$	6

Avec :

$G$ : L'ensemble des actions permanentes.

$Q_{\text{Tram}}$  : Charges d'exploitation des différents tramways ( $Q_{\text{TFS}}$ ,  $Q_{\text{Citadis 302}}$ ,  $Q_{\text{Citadis 402}}$ ).

$ST$  : surcharges de trottoirs.

$Q\theta$  : Effet des variations de température : dilatation des longs rails soudés, gradient de température, variation de température.

$W$  : Vent.

### III.7 Hypothèses de calcul d'une section mixte [12]

On appelle section mixte la section d'un élément porteur composé de deux ou plusieurs matériaux liés entre eux et résistant ensemble aux efforts qui les sollicitent : il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

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 vérifier les deux hypothèses suivantes :

- 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 :

$$(\delta l / l)_a = (\delta l / l)_b \Rightarrow \sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$$

$n$ : Coefficient d'équivalence varie en fonction de  $E_b$ .

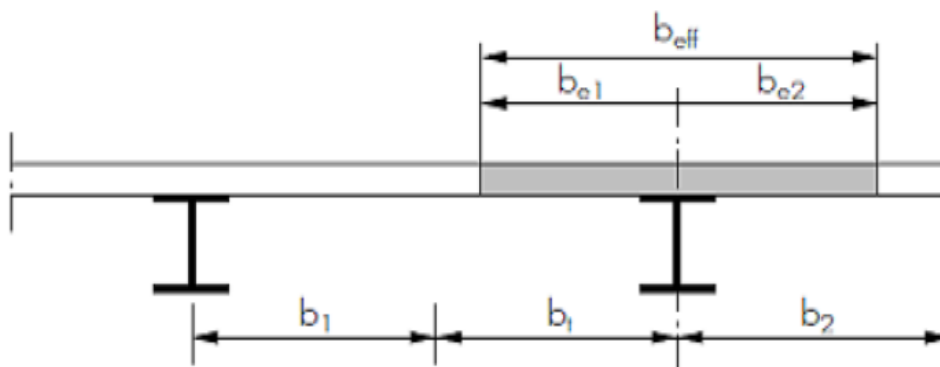
$E_b$ : Module d'élasticité du béton.

$E_a$ : Module d'élasticité d'acier.

- *Calcul de la largeur de la dalle participante*

Notre section mixte intermédiaire est constituée d'un profilé HEA sur lequel s'appuie une dalle en béton armé mais celle d'about est une liaison entre la dalle et un profilé creux

Il convient de prendre pour largeur participante totale  $b_{eff}$  d'une dalle associée à chaque âme métallique la somme des largeurs participantes  $b_e$  de la partie de la dalle située de chaque côté de l'axe moyenne de l'âme métallique (voir figure ci-dessous).



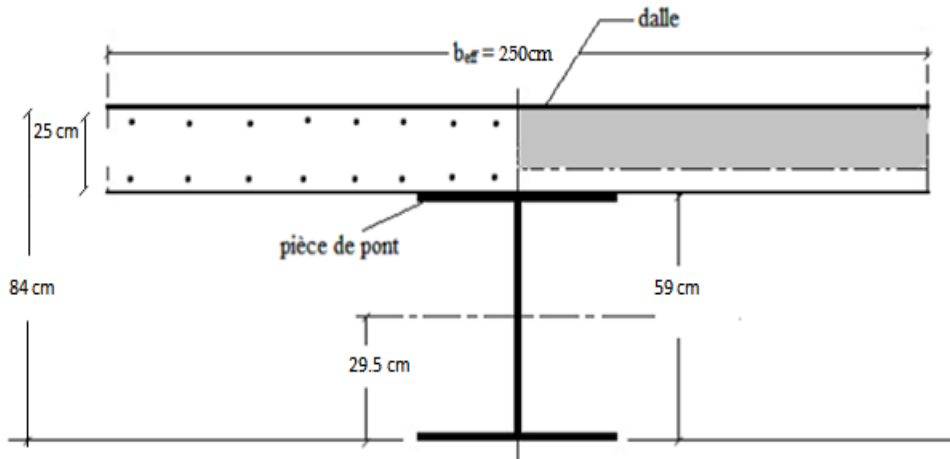
**Figure III.10** : Largeur participante de dalle.

$b_{\text{eff}} = b_{e1} + b_{e2}$  avec :

$b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}, b_i\right)$  dans notre cas la poutre est appuyée sur deux appuis la longueur  $l_0$  est prise égale à la portée de la poutre (11.3m).

$b_{ei} = \min(1.41, 1.25) = 1.25 \text{ m} \Rightarrow b_{\text{eff}} = 1.25 \times 2 = 2.5 \text{ m}$

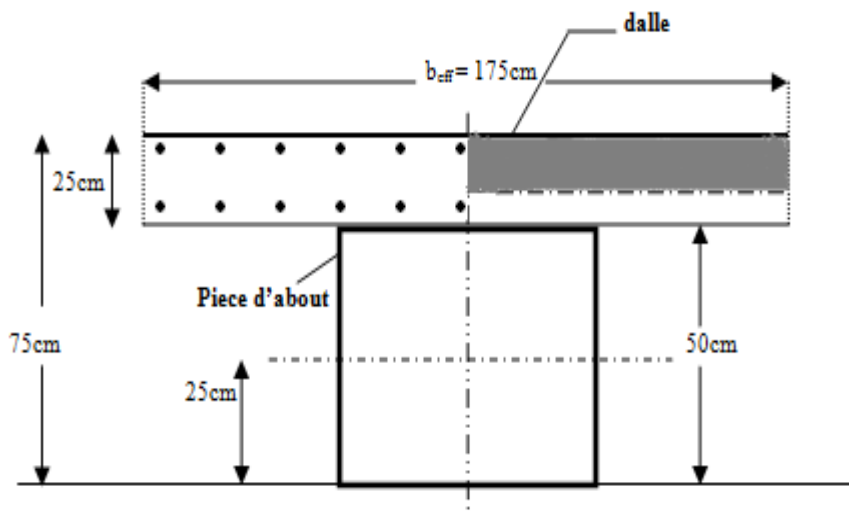
Donc notre section mixte intermédiaire à prendre en considération dans le calcul est :



*Figure III.11 : Section mixte intermédiaire.*

Avec le même principe on déduit la largeur de la dalle qui revient aux sections d'about :

$b_{\text{eff}} = 1.25 + 0.5 = 1.75 \text{ m}$



*Figure III.12 : Section mixte d'about.*

### III.8 Modélisation de la structure par étape

Après la modélisation globale de la structure par élément on entame la modélisation de la construction par étapes.

De cette manière on modélise la structure en objet (pont), et cela afin d'entamer la phase la plus pertinente de cette partie qui est l'étude statique.

#### III.8.1 Phasages de construction :

Une analyse appropriée doit être mise en œuvre pour couvrir les effets d'une construction par phases en incluant, s'il y a lieu, les effets séparés des actions appliqués à l'acier de construction et aux éléments totalement ou partiellement mixtes. Donc les phases de construction doivent normalement être prises en compte pour le calcul des sollicitations exercées dans le tablier.

##### III.8.1.1 Phase 1 : Charges permanentes

On lance la charpente avec le métal seul ensuite on coule la dalle de béton. On supposera qu'elle est coulée en une fois ce qui simplifiera le problème. Donc le béton n'a pas encore fait prise et seules les pièces de pont supportent la charge permanente due à leur poids propre et à celui de la dalle. Donc la section résistante se limite à la section en métal.

Dans cette phase on considère le Coefficient d'équivalence :  $n = \infty$

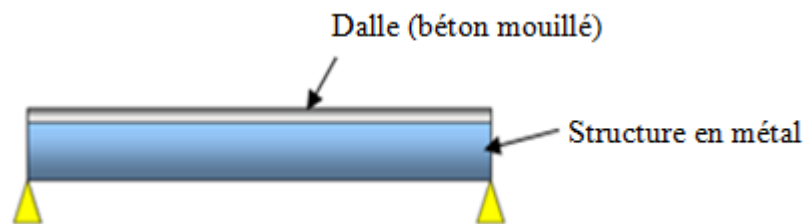


Figure III.13 : 1<sup>ère</sup> phase de construction.

Dans cette phase on désigne par CP la charge qui se décompose en :

- le poids de la charpente métallique calculé automatiquement par le logiciel.
- Le poids de la dalle d'épaisseur 25cm dans cet état est une charge de  $(25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2)$ .

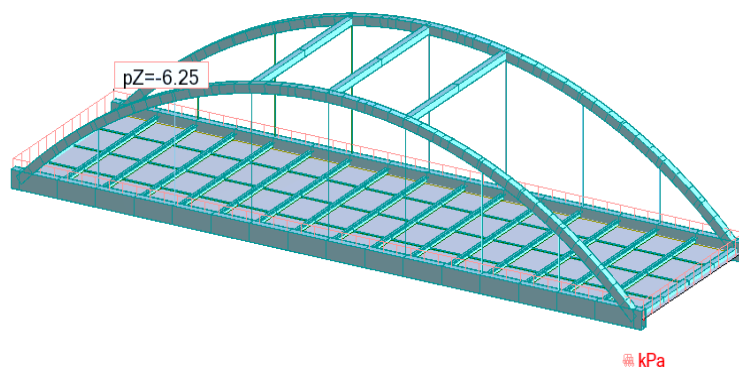


Figure III.14 : Dalle appliquée sur le modèle globale.

### III.8.1.2 Phase 2: Complément des charges permanentes

Le béton a fait prise et l'on raisonne maintenant en section mixte. On mis alors la superstructures. La section résistante est alors la section mixte avec un coefficient d'équivalence :  $n = n_L$  (long terme) :

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

Donc :  $n_L = 6.14 (1 + 1.1 \times 1.8) = 18.29 \Rightarrow \boxed{n = 18.29}$

Avec :  $\Psi_L$  : Facteur multiplicatif de fluage.

$\varphi$  : Coefficient de fluage.



Figure III.15 : 2<sup>ème</sup> phase de construction.

La superstructure représente les autres charges permanentes (plate -forme, armement, trottoir, garde-corps, corniche) ; elles sont appliquées comme suit :

- La plate-forme : 10.8 KN/m<sup>2</sup> (Tableau III.2).

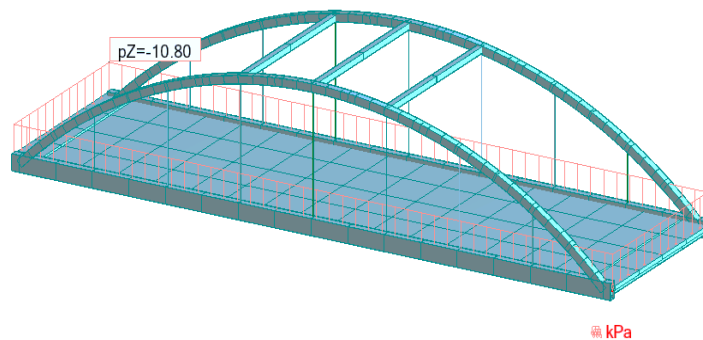


Figure III.16 : Modélisation de la plate-forme.

- Armement : 1.5 KN/ml/voie (Tableau III.2).

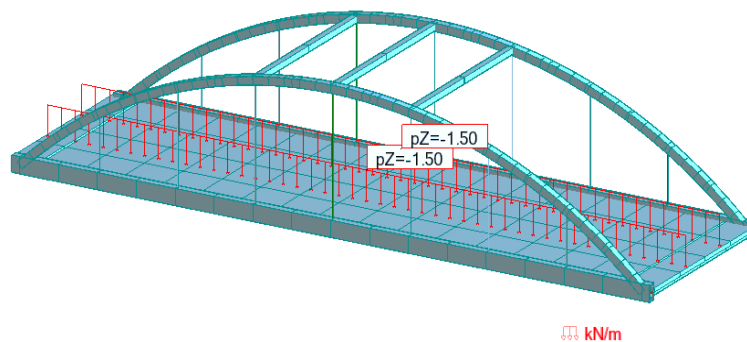
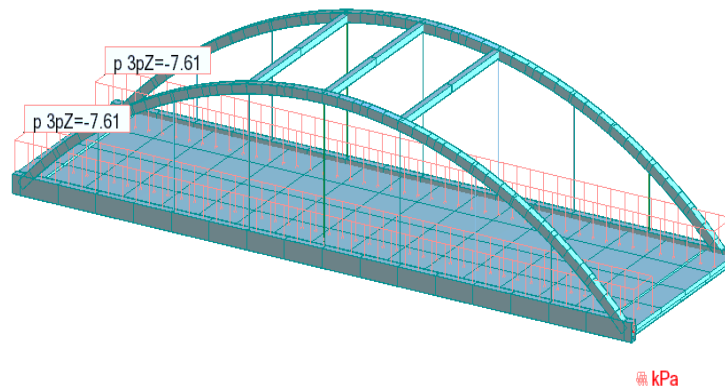


Figure III.17 : Modélisation de l'armement.

- *Les trottoirs, les garde corps et les corniches* : sont appliquées comme des charges surfaciques sur toute la largeur de trottoir de 2.10m.  
Trottoirs + Gardes corps + Corniche= 7.61 KN/m<sup>2</sup> (tableau III.2).

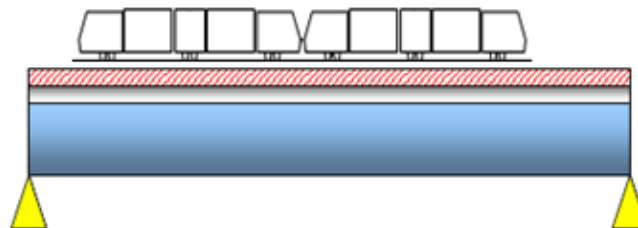


**Figure III.18** : Modélisation de (trottoirs+ garde-corps +corniche).

### III.8.1.3 Phase 3 : Surcharges d'exploitation

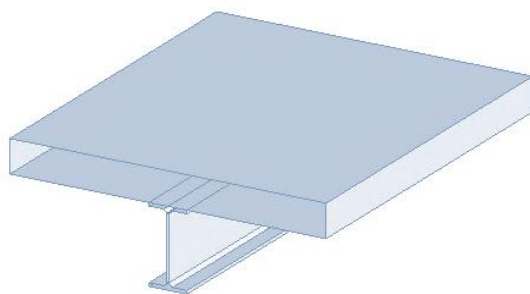
On considère des surcharges de courte durée.

$$\text{Donc ; } n = n_0, \quad n_0 = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210000}{34179.55} = 6.14 \Rightarrow \boxed{n = 6.14}$$

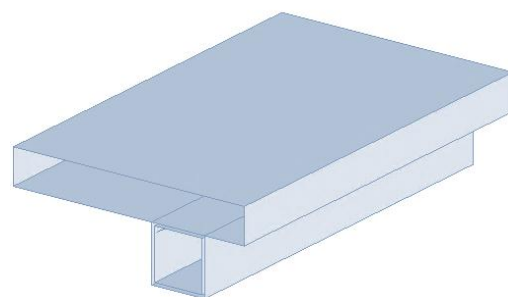


**Figure III.19** : 3<sup>ème</sup> phase de construction.

Les sections mixtes dont les sections déterminées précédemment sont modélisées comme suit :



Dalle + Pièce de pont HEA600



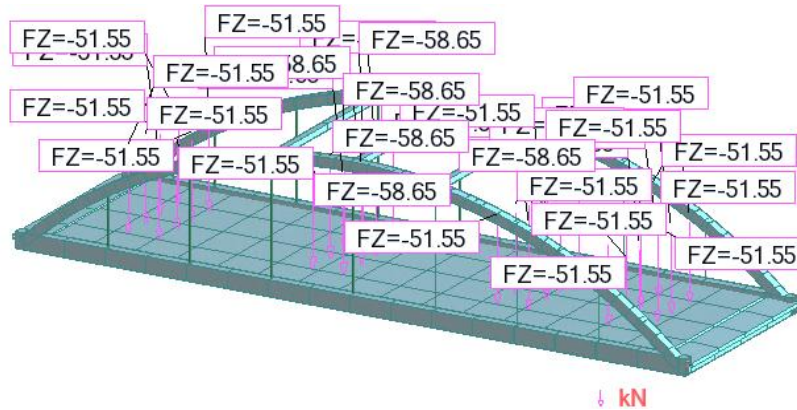
Dalle+ Pièce d'about.

**Figure III.20** : Modélisation de la section mixte.

Dans cette phase on attribue les différentes surcharges appliquées sur l'ouvrage :

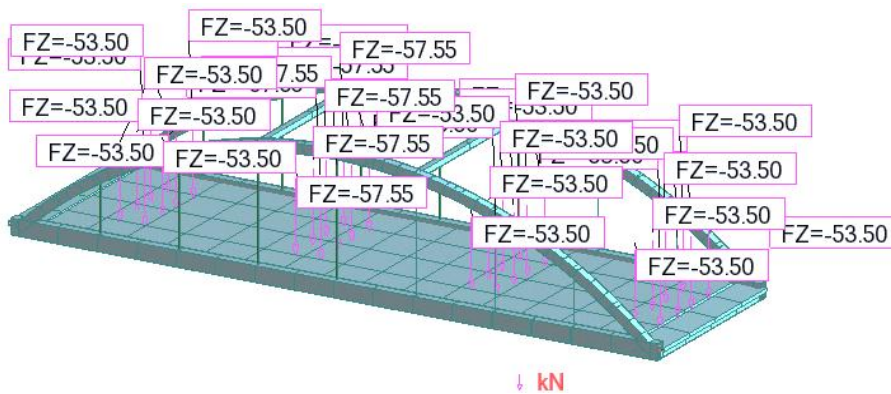
- **Le matériel roulant** : on fait l'étude pour les trois types de tramway qui peuvent être circuler différemment sur le pont : (TFS, Citadis 302 et Citadis 402). ils sont appliquées suivant des lignes des rails qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie et l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

a) Application de TFS :



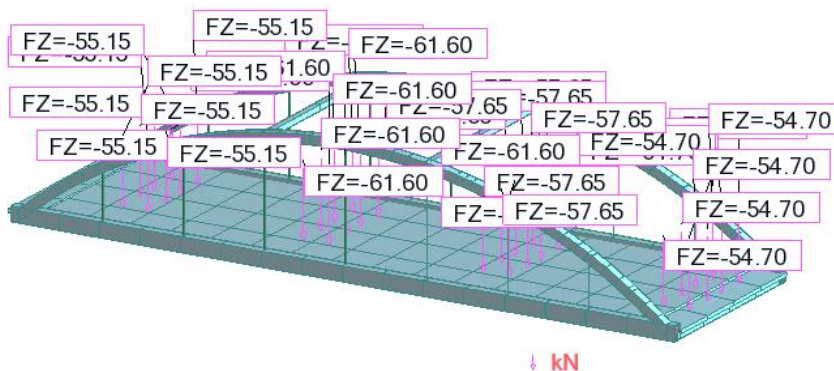
**Figure III.21** : Modélisation de système roulant (TFS).

b) Application de CITADIS 302 :



**Figure III.22** : Modélisation de système roulant (CITADIS 302).

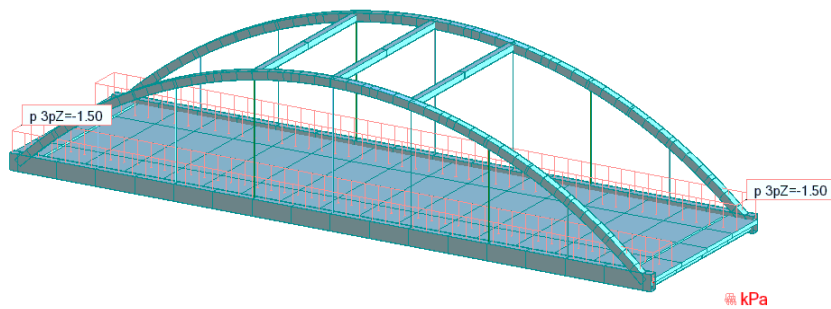
c) Application de CITADIS 402 :



**Figure III.23** : Modélisation de système roulant (CITADIS 402).

- **Surcharge de trottoirs**

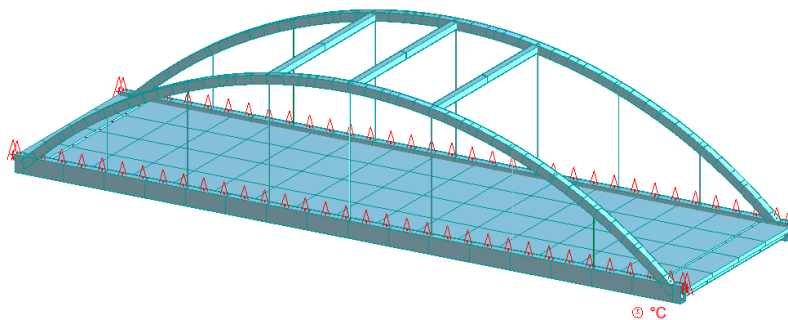
Comme indiqué précédemment cette surcharge est modélisée comme une charge répartie de  $1.5 \text{ KN/m}^2$  sur l'un ou les deux trottoirs :



*Figure III.24 : Modélisation de surcharges de trottoirs.*

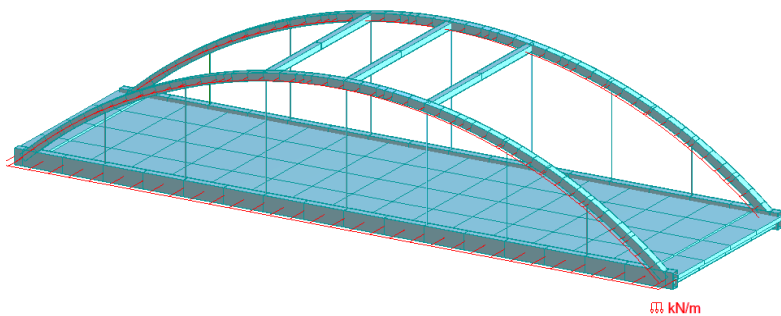
- **Action thermique**

Pour le calcul des effets des actions thermiques sur le système, on applique des variations  $\Delta T = \pm 15^\circ\text{C}$  seulement sur le tablier.



*Figure III.25 : Modélisation de gradient thermique.*

- **Action du vent** : une pression de  $2 \text{ KN/m}^2$  appliquées sur les surfaces de tirant et de l'arc.



*Figure III.26 : Modélisation d'action de vent.*

Enfin, on prend en compte les effets du retrait :  $n = n_M$  (moyen terme).

$$n_M = n_0 (1 + 0.55\varphi) = 6.14 (1 + 0.55 \times 2.674) = 15.23 \quad \Leftrightarrow \quad \boxed{n = 15.17}$$

### III.9 Étude statique

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

- Globalement au niveau de la structure.
- Localement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments.

Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

#### III.9.1 Vérification de la résistance des éléments

Les différents efforts internes (M, N, T) dans les barres (Arc, tirant, pièces de pont, suspentes, traverse) sont tirés à partir de logiciels Robot.

Connaitre les contraintes permet :

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

Résultats obtenus :

Vu la complexité d'exploiter les résultats obtenus sous différentes combinaisons par des diagrammes, ils sont présentés sous forme des tableaux. Il sera possible de consulter tous les résultats de calcul en [[ANNEXE](#)].

##### III.9.1.1 Principes des vérifications :

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

- La traction (Suspentes).
- La flexion et la torsion (Arc).
- la flexion simple (pièces de pont).

- *La résistance à la traction, 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'exerçant 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  $\sigma$  en un point quelconque de la section droite est constante et est donnée par la relation :

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

Avec ;

*N : Effort de traction.*

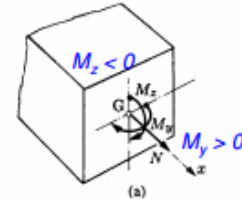
*A : Aire de la section droite de l'élément.*

- *Vérification en flexion composée oblique*

Dans le cas général où agissent 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 se traduit, dans les axes principaux d'inertie ( $y, z$ ), par la relation :

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



$N$  : L'effort normal pondéré de traction ou compression.

$M$  : Moment fléchissant maximum pondéré.

$I$  : Le moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion.

$y, z$  : Les ordonnées des fibres extrêmes.

Figure III.27 : Flexion oblique.

D'où ;

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

Avec ;

$\sigma_e$  : Résistance limite élastique.

$\sigma_{tot}$  : Contrainte pondérée totale calculée.

- *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 ;

$\tau$  : Etant la contrainte pondérée de cisaillement.

$\sigma_e$  : 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.

- *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**.



*Figure III.28 : Torsion.*

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<sub>x</sub>** 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 ferme, le second, qui est prépondérant dans les sections ouvertes (console) est composé de contraintes tangentielles.

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

$$M_{dx} \leq \frac{C}{\gamma}$$

Avec ;

*M<sub>dx</sub>* : Moment de torsion.

*C* : Moment de torsion intérieur.

*γ* : Coefficient de sécurité.

Dans le cas général, la contrainte de torsion est déterminée 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.

### III.9.2 Analyse et vérification des contraintes

Les contraintes maximales pour chaque élément et pour chaque phase sont tirées à partir du Logiciel ROBOT 2010 et représentées dans l'ANNEXE.

Donc il faut vérifier que les contraintes pondérées maximales déterminées par la combinaison des trois phases soit nettement inférieure à la contrainte admissible.

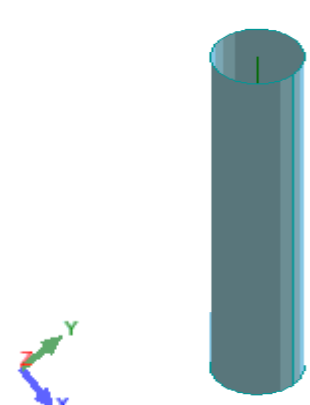
#### III.9.2.1 Les suspentes

Les suspentes désignent généralement des éléments tendus verticaux. Ils servent à transmettre les charges du tablier aux arcs des ponts de type Bow-string. Il est utile de rappeler que le schéma prototype du « Bow-string » sollicite les suspentes en traction.

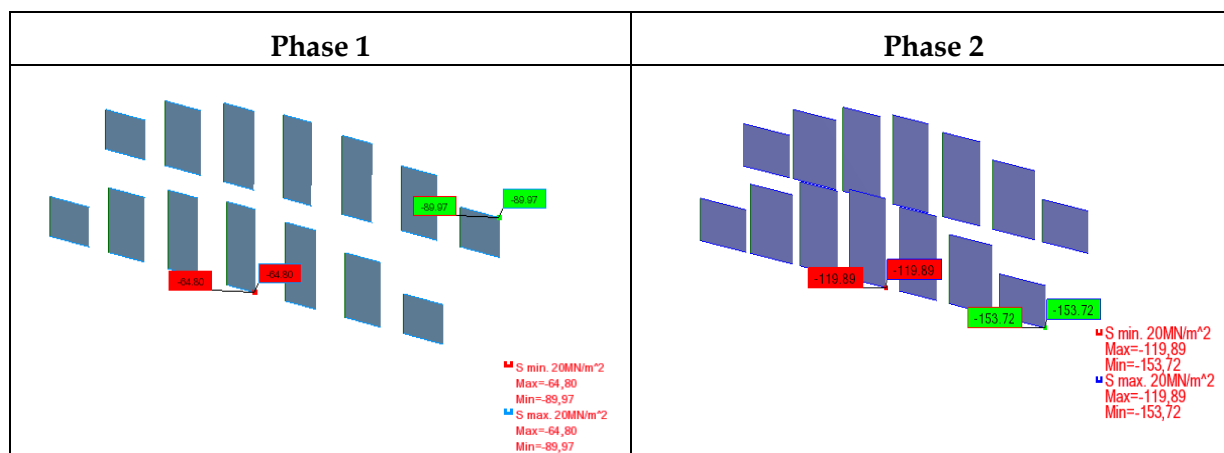
Donc il faut vérifier que la contrainte admissible des barres soit supérieure à celle due à la combinaison de chargement la plus défavorable.

##### a) Caractéristiques géométriques :

Tableau III.7 : caractéristiques géométriques de suspente.

suspente ( $\varnothing = 6\text{cm}$ )	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 226.46 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 \text{ cm} ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
diametre: $\varnothing = 6 \text{ cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 63.62 \text{ cm}^4 ; I_z = 63.62 \text{ cm}^4$	

b) **Vérification** : Les contraintes max pour chaque phase avec le tram le plus élevé sont montrées ci-après :



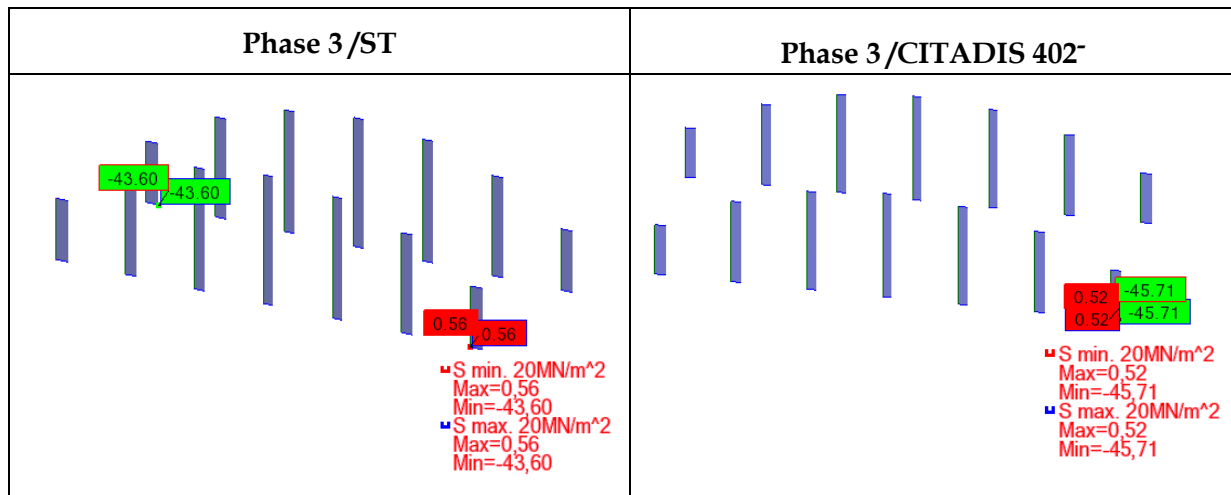


Figure III.29 : Diagramme des contraintes des suspentes.

La contrainte maximale est celle des deux suspentes symétriques (123/336) tel que :  
 $\sigma = 405.13 \text{ MPa}$  selon la combinaison :

$$1.35 (\text{CP}+\text{CCP}) + 1.45 (\text{ST}+1.14\text{Q}_{402})$$

Tableau III.8: Contrainte maximale dans les suspentes.

N° de Suspente	Position(m)	Hauteur(m)	$\sigma_{\max}(\text{MPa})$
123/336	5	3.5	405.13
Schéma			

$$\sigma = 405.13 \text{ MPa} < \sigma_e = 460 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification des allongements dus à la température :

Il est toujours nécessaire d'effectuer la vérification des allongements des suspentes après vérification de leur résistance, et cela afin d'assurer la forme de la structure.

- *Calcul des allongements*

Pour effectuer le calcul on applique la loi de Hook  $\sigma = E \cdot \varepsilon$  ; Telle que la déformation de la

$$\text{suspente : } \varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \Rightarrow \sigma = \frac{E \cdot \Delta l}{l}$$

D'où : la formule de calcul d'allongement ;  $\Delta l = \frac{\sigma}{E} \cdot l$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau III.9:** Allongement des suspentes.

N° suspente	Position (m)	Hauteur (m)	E (MPa)	$\sigma$ (MPa)	Allongement $\Delta l$ (mm)
123/336	5	3.5	2.1x10 <sup>5</sup>	404.62	6.74
127/337	10	6		370.55	10.58
113/338	15	7.5		324.17	11.57
115/339	20	8		310.77	11.83

**Conclusion :**

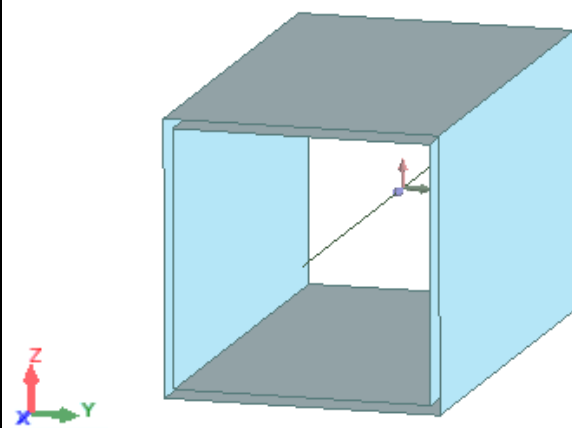
D'après les résultats, on remarque que les types de barres utilisées comme suspentes conviennent bien pour le fonctionnement et la stabilité de cet ouvrage, car les contraintes calculées dans ces derniers sont nettement inférieures à la valeur admissible.

### III.9.2.2 L'arc

**a) Caractéristiques géométriques :**

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

**Tableau III.10:** Caractéristiques géométriques de la section de l'arc.

ARC (600x600x20)	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 464.00 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 \text{ cm} ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Épaisseur : $E = 2 \text{ cm}$	
Distances extrêmes : $V_y = 30 \text{ cm} ; V_z = 30 \text{ cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 260458.67 \text{ cm}^4 ; I_z = 260458.67 \text{ cm}^4$	

## b) vérification :

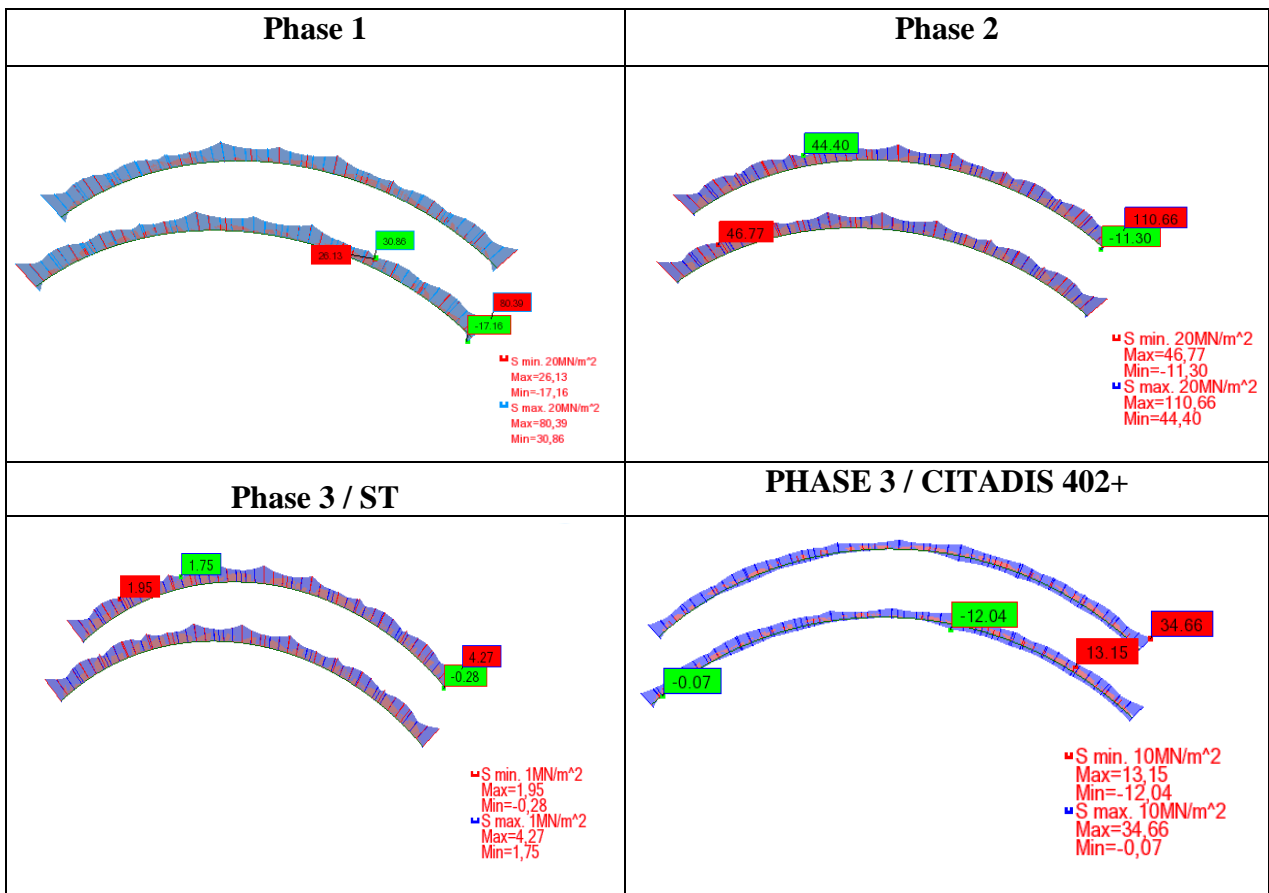


Figure III.30 : Diagramme des contraintes de l'arc.

La contrainte maximale est celle de la barre(62) avec une valeur de  $\sigma = 334,57\text{MPa}$  selon la combinaison :

$$1.35 (\text{CP}+\text{CCP}) + 1.45 (\text{ST}+1.14\text{Q}_{402}^+)$$

Tableau III.11: Contrainte maximale dans l'arc.

Élément N°62	$\sigma_{\max} = 334,57\text{MPa}$	$1.54\tau_{y_{\max}} = 0,41\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 56,37\text{MPa}$		
Élément N°120	$1.54\tau_{y_{\max}} = 5,31\text{MPa}$	$\sigma_{\max} = 213,18\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 38,51\text{MPa}$		
Élément N°334	$1.54\tau_{z_{\max}} = 56,87\text{MPa}$	$\sigma_{\max} = 240,07\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{y_{\max}} = 3,86\text{MPa}$		

$$\sigma = 334,57 \text{ MPa} \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- *Vérification vis-à-vis la torsion*

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

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

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

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

Donc la condition a vérifié devient :

$$M_{dx} \leq \frac{2.\tau_y.t.\Omega}{\gamma}$$

$$M_{dx} \leq \frac{2 \times 230,52 \times 20 \times 464000}{1,10} = 3889,50 \text{ KN.m.}$$

La valeur du moment de la torsion calculée est :  $M_x = 3889,50 \text{ KN.m}$

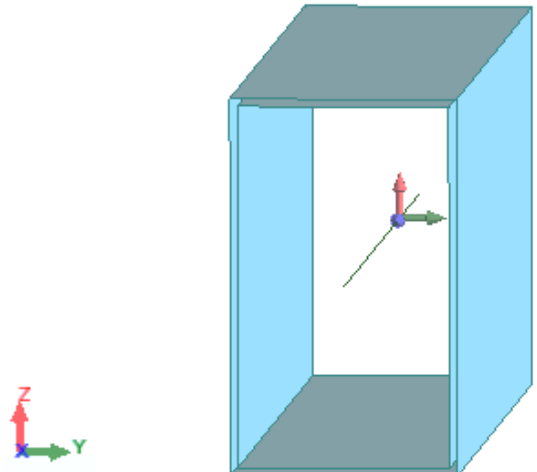
$$M_x = 1129,45 < M_{dx} = 3889,50 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.9.2.3 Les tirants

#### a) Caractéristiques géométriques

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

*Tableau III.12 : caractéristiques géométriques de la section de tirant.*

Tirant (1000x600x20)	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 624 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0,0 \text{ cm} ; Z_c = 0,0 \text{ cm}$	
Epaisseur : $E = 2 \text{ cm}$	
Distances extrêmes : $V_y = 30 \text{ cm} ; V_z = 50 \text{ cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 775178,60 \text{ cm}^4 ; I_z = 26298,60 \text{ cm}^4$	

## b) vérification :

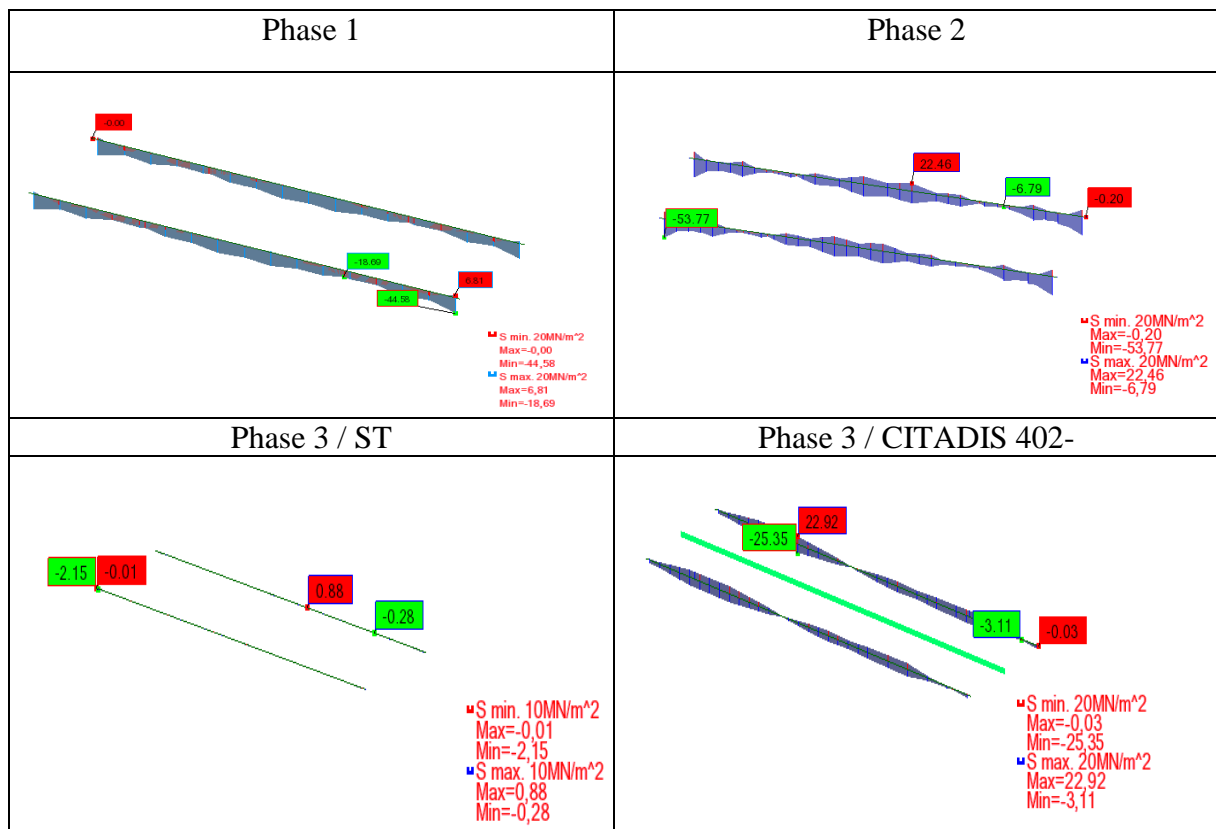


Figure III.31 : Diagramme des contraintes des tirants.

D'après les résultats obtenus par le logiciel on constate que cet élément est soumis à la flexion composée (effort de traction et un moment de flexion).

La contrainte maximale  $\sigma_{\max} = 183.18\text{MPa}$  dans la barre (335) selon la combinaison :

$$1.35 (\text{CP}+\text{CCP}) + 1.45 (\text{ST}+1.14\text{Q}_{402})$$

Tableau III.13: Contrainte maximale dans les tirants.

Élément N°335	$\sigma_{\max} = 183.18\text{MPa}$	$1.54\tau_{y_{\max}} = 31.07\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 9.37\text{MPa}$		
Élément N°275	$1.54\tau_{y_{\max}} = 35.78\text{MPa}$	$\sigma_{\max} = 48.74\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 9.36\text{MPa}$		
Élément N°355	$1.54\tau_{z_{\max}} = 22.99\text{MPa}$	$\sigma_{\max} = 24.19\text{MPa}$	$\sigma_e = 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{y_{\max}} = 0.09\text{MPa}$		

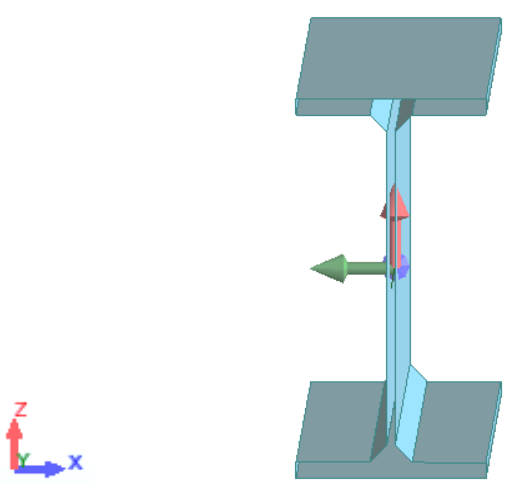
$$\sigma = 183.18\text{MPa} \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.9.2.4 Les pièces de pont intermédiaires

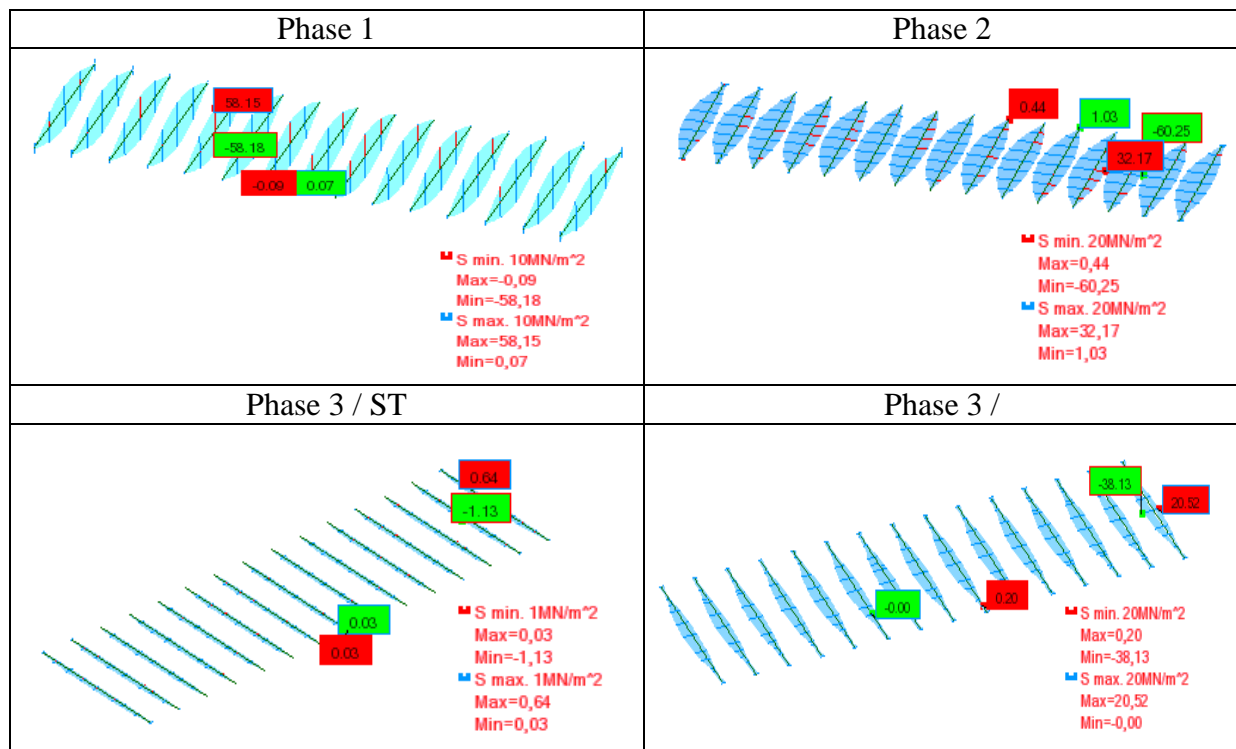
#### a) Caractéristiques géométriques :

Les deux sections ; intermédiaires et d'about sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau III.14 :** Caractéristiques géométriques des pièces intermédiaires.

Pièce de pont intermédiaire (HEA600)	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 226.46 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 \text{ cm} ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Epaisseur : $E = 2 \text{ cm}$	
Distances extrêmes : $V_y = 15 \text{ cm} ; V_z = 29.5 \text{ cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 141208.00 \text{ cm}^4 ; I_z = 11271.30 \text{ cm}^4$	

#### b) Vérification :



**Figure III.32 :** Diagramme des contraintes des pièces intermédiaires.

La contrainte maximale est de **231.40 MPa** dans de la barre (**160**).

**Tableau III.15:** Contrainte maximale dans les pièces intermédiaires.

Élément N°160	$\sigma_{\max}=231.40\text{MPa}$	$1.54\tau_{y_{\max}}=0.06\text{MPa}$	$\sigma_e= 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}}= 0.04\text{MPa}$		
Élément N°169	$1.54\tau_{y_{\max}}=0.53\text{MPa}$	$\sigma_{\max}=171.17\text{MPa}$	$\sigma_e= 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}}=14.86\text{MPa}$		
Élément N°161	$1.54\tau_{z_{\max}}=29.82\text{MPa}$	$\sigma_{\max}=43.07\text{MPa}$	$\sigma_e= 355\text{MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{y_{\max}}= 0.36\text{MPa}$		

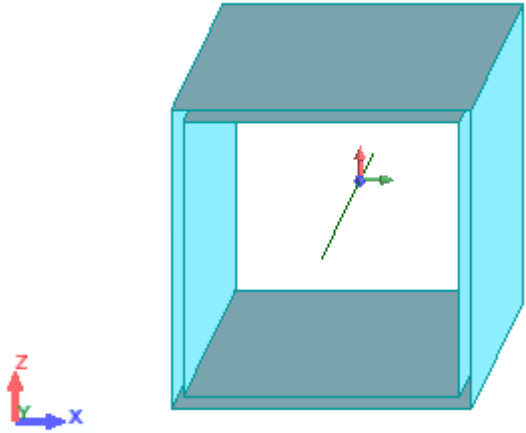
$$\sigma = 231.40\text{MPa} \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.9.2.5 Les Pièces d'about

#### a) Caractéristiques géométriques

Ces caractéristiques géométriques sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.16 :** Caractéristiques géométriques de la section d'about.

Pièce d'about (500x500x20)	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 384\text{cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 \text{ cm} ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Epaisseur : $E = 2\text{cm}$	
Distances extrêmes : $V_y = 25\text{cm} ; V_z = 25\text{cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 147712.0 \text{ cm}^4 ; I_z = 147715.0 \text{ cm}^4$	

## c) Vérification :

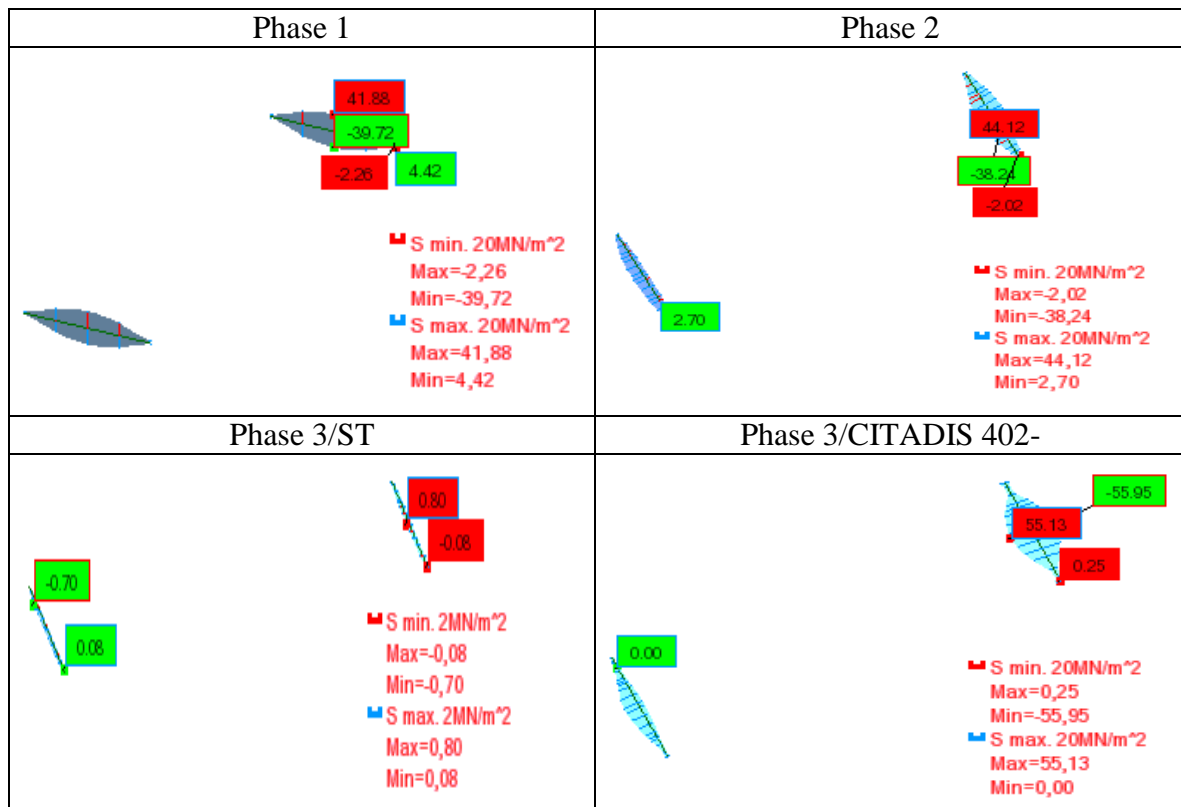


Figure III.33 : Diagramme des contraintes des pièces d'about.

La contrainte maximale est celle de la barre(466) tel que :  $\sigma = 405.13 \text{ MPa}$  selon la combinaison :

$$1.35 (\text{CP} + \text{CCP}) + 1.45 (\text{ST} + 1.14\text{Q}_{402})$$

Tableau III.17: Contrainte maximale dans les pièces d'about.

Élément N°466	$\sigma_{\max} = 208.65 \text{ MPa}$	$1.54\tau_{y_{\max}} = 0.52 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 0.01 \text{ MPa}$		
Élément N°469	$1.54\tau_{y_{\max}} = 24.48 \text{ MPa}$	$\sigma_{\max} = 22.82 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 7.13 \text{ MPa}$		
Élément N°468	$1.54\tau_{z_{\max}} = 9.85 \text{ MPa}$	$\sigma_{\max} = 42.02 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{y_{\max}} = 1.58 \text{ MPa}$		

$$\sigma = 208.65 \text{ MPa} \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.9.2.6 Les traverses

a) Caractéristiques géométriques

Tableau III.18: Caractéristiques géométriques de la section des traverses.

Traverse (400x400x20)	
Caractéristiques géométriques	Schéma
Aire de la section : $A = 304 \text{ cm}^2$	
Centre de gravité : $Y_c = 0.0 \text{ cm} ; Z_c = 0.0 \text{ cm}$	
Epaisseur : $E = 2 \text{ cm}$	
Distances extrêmes : $V_y = 20 \text{ cm} ; V_z = 20 \text{ cm}$	
Moments d'inertie : $I_y = 73365.33 \text{ cm}^4 ; I_z = 73365.33 \text{ cm}^4$	

b) Vérification :

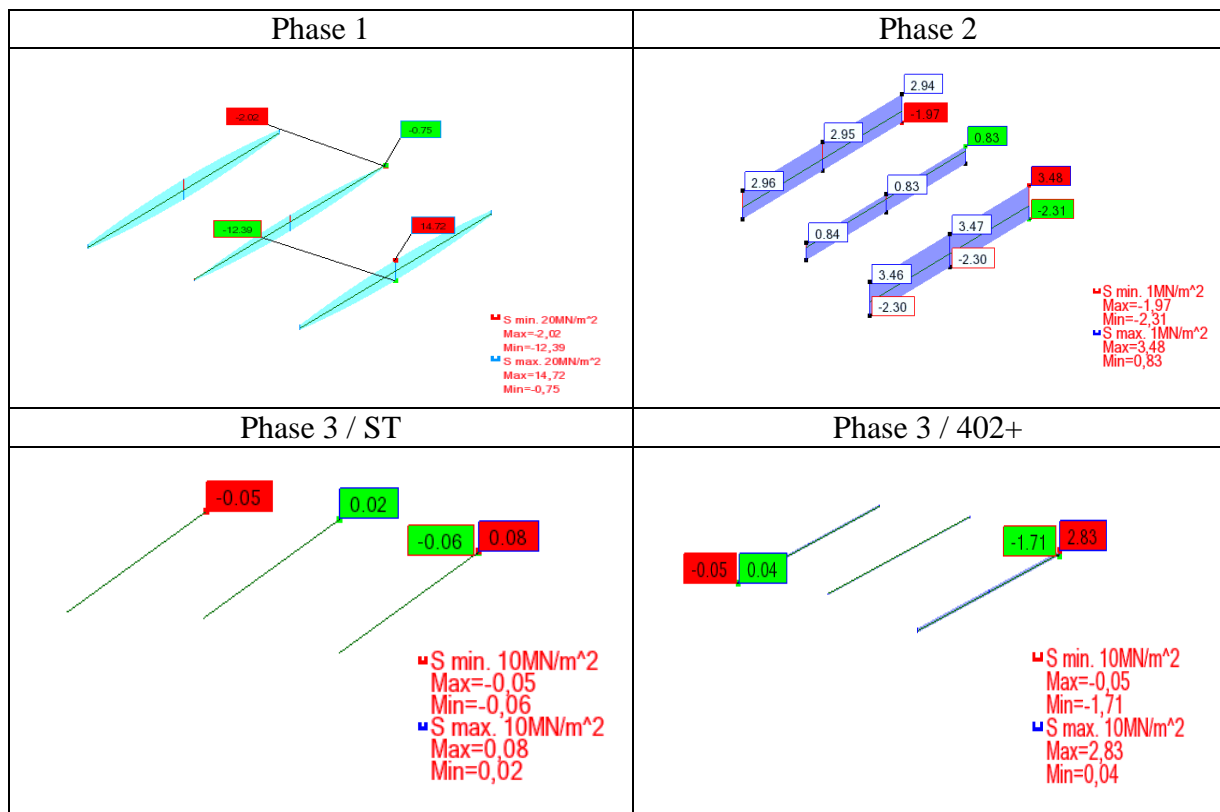


Figure III.34 : Diagramme des contraintes des traverses.

La contrainte maximale est celle de la barre(25) tel que :  $\sigma = 29.96 \text{ MPa}$  selon la combinaison :

$$1.35 (\text{CP}+\text{CCP}) + 1.45 (\text{ST}+1.14\text{Q}_{402}^+)$$

*Tableau III.19: Contrainte maximale dans les traverses.*

Élément N°25	$\sigma_{\max} = 29.96 \text{ MPa}$	$1.54\tau_{y_{\max}} = 0.53 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 0.03 \text{ MPa}$		
Élément N°25	$1.54\tau_{y_{\max}} = 0.53 \text{ MPa}$	$\sigma_{\max} = 29.96 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{z_{\max}} = 0.03 \text{ MPa}$		
Élément N°38	$1.54\tau_{z_{\max}} = 2.40 \text{ MPa}$	$\sigma_{\max} = 25.64 \text{ MPa}$	$\sigma_e = 355 \text{ MPa}$	vérifié
		$1.54\tau_{y_{\max}} = 0.53 \text{ MPa}$		

$$\sigma = 29.96 \text{ MPa} \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

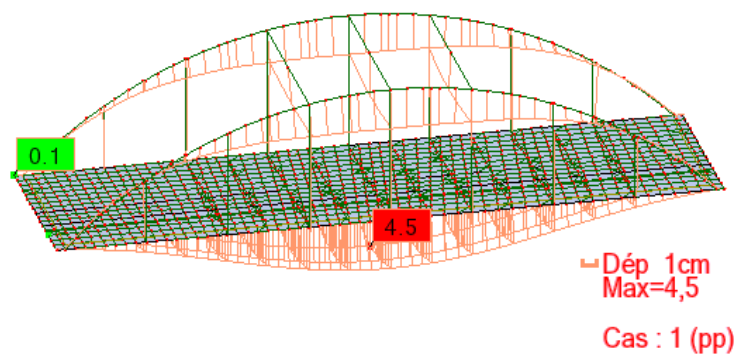
### III.10 Vérification du déplacement élastique [5]

#### III.10.1 Contre-flèche

La contre-flèche doit être toujours positives sous application des actions permanentes et de la moitié des actions variables d'exploitation;

$$\text{Cf} = \text{PP} + 0.5 (1.09\text{xQ} + \text{ST})$$

Les déplacements du pont sont issus du modèle global. La flèche maximale due aux charges permanentes est de 4.5 cm.



*Figure III.35 : Contre flèche due aux charges permanentes.*

Pour les charges variables on obtient un déplacement de 1.3cm, pour les charges roulantes (citadis402) et de 0.1cm pour la surcharge des trottoirs.

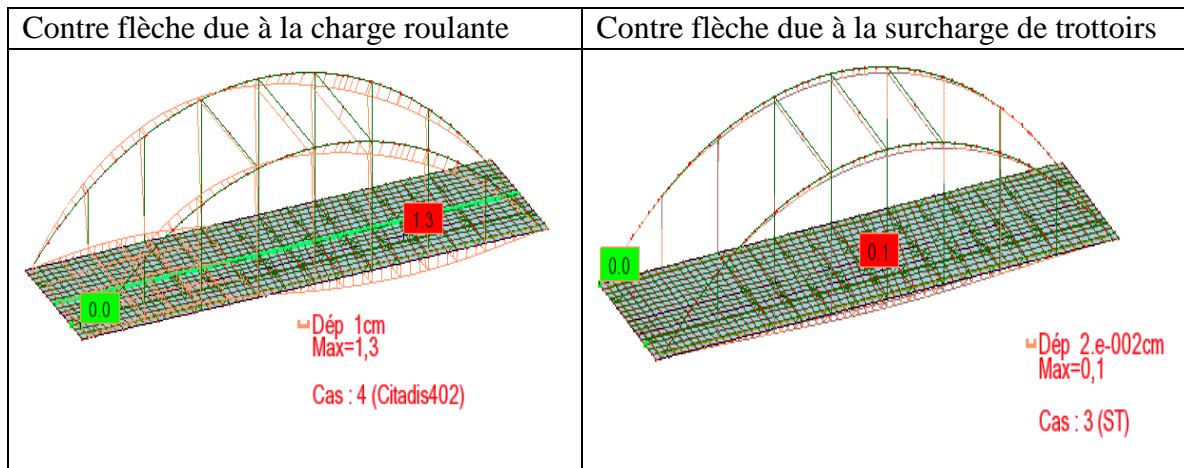


Figure III.36 : Contre-flèche due aux charges d’exploitations.

D’où :  $C_f = 4.5 + 0.5 (1.09 \times 1.3 + 0.1) = 5.25 \text{ cm}$

Donc pour diminuer la déformation finale aux états limites de service ; On propose de donner une contre-flèche de 5.26 cm ( $\delta_{\text{max}} = 5,26 \text{ cm}$ ).

### III.10.2 Flèche

Les règles CM66 exigent que la flèche ne doive pas dépasser  $L/500$ , où  $L$  est la portée de la travée considérée.

#### III.10.2.1 L’Arc

Pour le cas de l’ouvrage en question, la portée de la travée peut être assimilée à la longueur totale qui est égale à 41 m, donc la flèche admissible est égale  $41/750 = 0.054 \text{ m}$  ou **5.4 cm**.

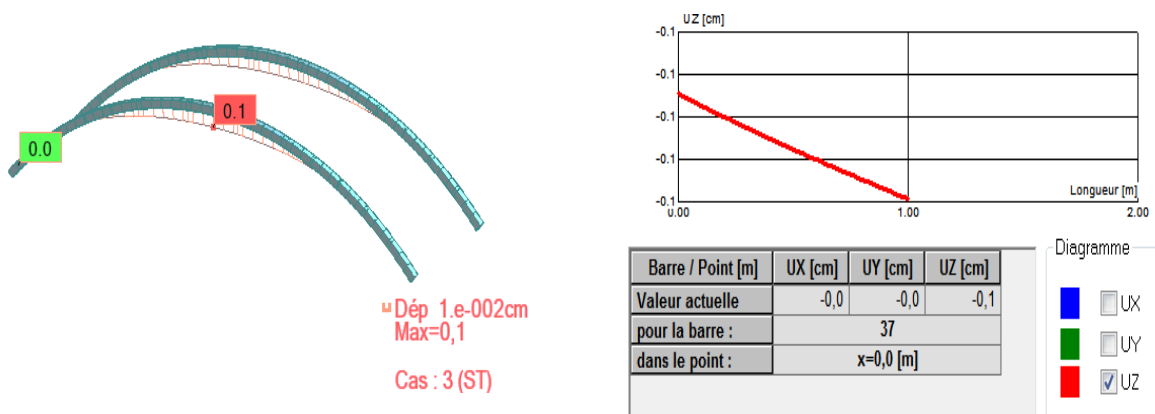


Figure III.37 : Flèche de l’arc sous la surcharge de trottoir.

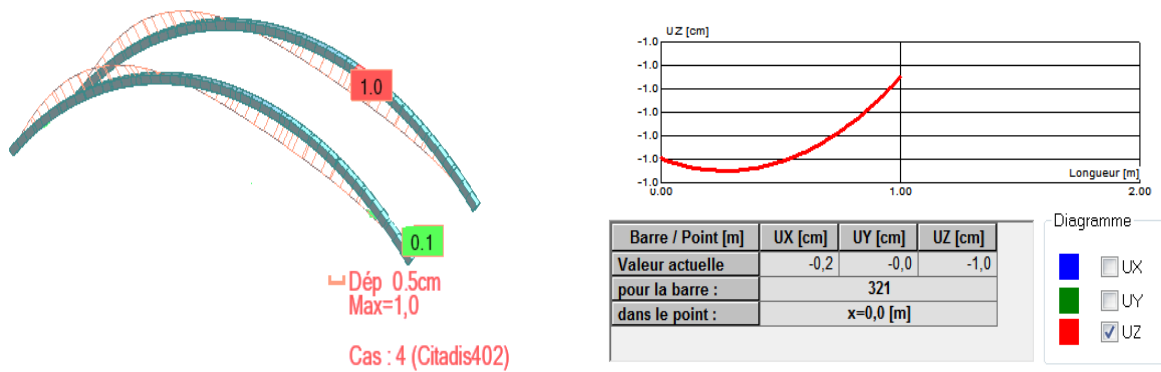


Figure III.38 : Fleche de l'arc sous l'effet de CITADIS 402.

D'où :  $f = 1.09 \times 1 + 0.1 = 1.19 \text{ cm} < f_{adm} = 5.4 \text{ cm}$

Donc : La flèche maximale due aux surcharges d'exploitation est de 1.19 cm est nettement inférieure à la flèche admissible.

### III.10.2.2 Le tirant

Pour la condition de flèche on va vérifier que la déformation de calcul soit acceptable, les effets dus aux surcharges nous donnent une déformation du tirant égale à 1cm sous les charges roulantes et 0.1cm sous les surcharges de trottoirs.

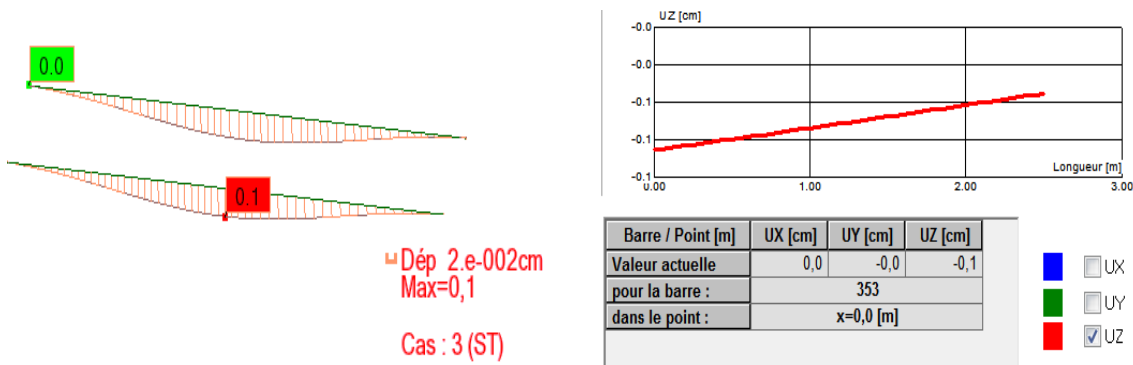


Figure III.39 : Fleche de tirant sous la surcharge de trottoir.

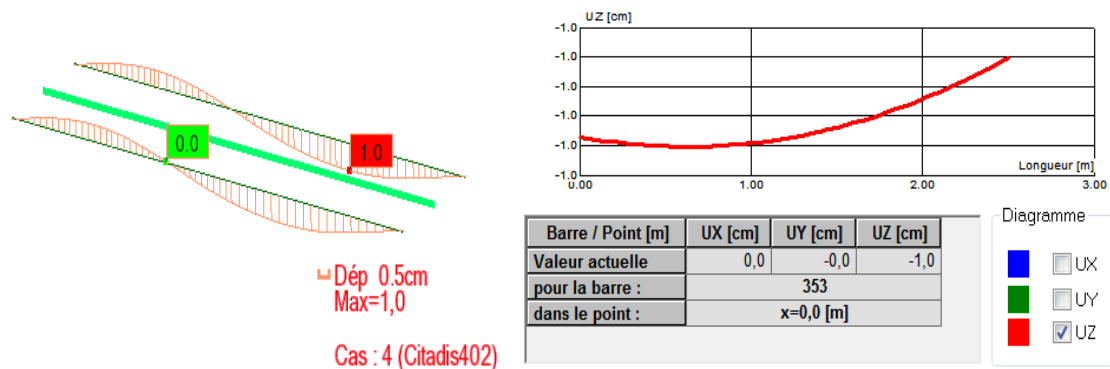


Figure III.40 : Fleche de tirant sous l'effet de CITADIS 402.

Donc :

$$f = 1.19 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 5.4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.10.3 Déplacement longitudinal et transversal :

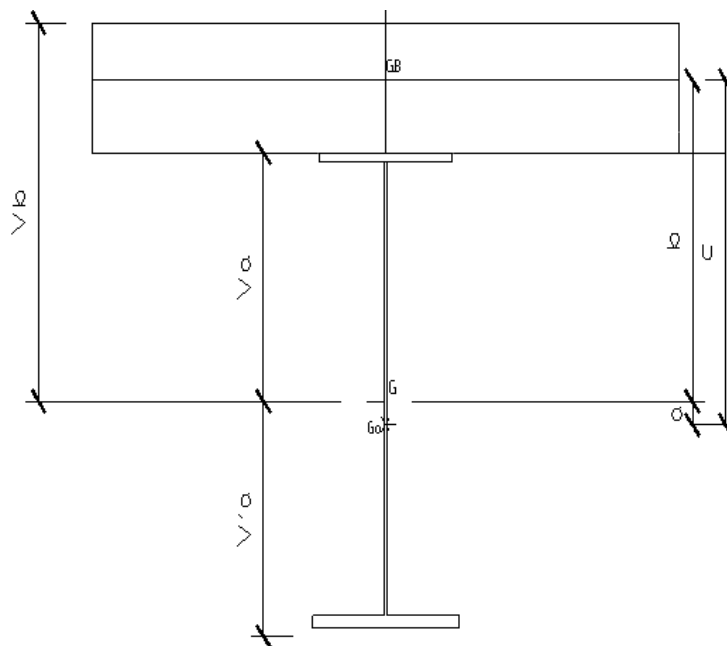
$$\Delta l = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

$$\text{Sens transversal : } \Delta l = 1.22 \times 10^{-5} \times 65 \times 11.3 = 0.0089 \text{ mm} = 0.89 \text{ cm}$$

$$\text{Sens longitudinal : } \Delta l = 1.22 \times 10^{-5} \times 65 \times 41 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

## III.11 Vérification des sections mixte : [12]

### III.11.1 Caractéristiques géométriques



*Figure III.41 : Caractéristiques géométriques d'une section mixte.*

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, pour cela nous homogénéiserons la section mixte par rapport à l'acier de sorte que la section homogénéisée s'écrit :

$$S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$$

$S_a$  : Section d'acier.

$S_b$  : Section du béton.

$\eta$  : Coefficient d'équivalence.

$I_m$  : Moment d'inertie de la section mixte.

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{\eta} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot C^2}{\eta \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{\eta} + a \cdot b \cdot s$$

Avec ;

$I_a$  : Moment d'inertie de l'acier.

$I_b$  : Moment d'inertie du béton.

$a$  et  $b$  sont les distances respectives de  $G_A$  et  $G_B$  à  $G_m$ , on pose  $c = a + b$

On considère  $S$  la section homogène obtenue en remplaçant la section  $S_b$  de béton par une section équivalente d'acier  $\frac{S_b}{\eta}$  de même centre de gravité  $G_b$ .

L'aire totale de la section est alors :  $S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$

Avec :

$$a = \frac{S_b \cdot C}{\eta \cdot S} \quad \text{et} \quad b = \frac{S_a \cdot C}{S}$$

- **Section intermédiaire**

$$S_a = 226.46 \text{ cm}^2 \quad S_b = 6250 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.20** : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire.

n	C (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	$I_m$ (cm <sup>4</sup> )	$V_a$ (cm)	$V'_a$ (cm)	$V_b$ (cm)	$W_a$ (cm <sup>3</sup> )	$W'_a$ (cm <sup>3</sup> )	$W_b$ (cm <sup>3</sup> )
8	42	226.46	0.00	42	$14.12 \cdot 10^4$	29.5	29.5	/	$0.47 \cdot 10^4$	$0.47 \cdot 10^4$	
18	42	573.68	25.42	16.57	$40.09 \cdot 10^4$	4.07	54.93	29.07	$9.85 \cdot 10^4$	$0.72 \cdot 10^4$	$1.37 \cdot 10^4$
15	42	643.12	27.21	14.78	$42.15 \cdot 10^4$	2.28	56.72	27.28	$18.48 \cdot 10^4$	$0.74 \cdot 10^4$	$1.54 \cdot 10^4$
6	42	1268.12	34.49	7.5	$52.34 \cdot 10^4$	5	64	20	$10.46 \cdot 10^4$	$0.81 \cdot 10^4$	$2.61 \cdot 10^4$

Avec ;

$$W_b = \frac{I_m}{V_b} W_a = \frac{I_m}{V_a} W'_a = \frac{I_m}{V'_a}$$

$$V_a = b - 12.5$$

$$V_b = b + 12.5$$

$$C = 29.5 + 12.5 = 42 \text{ cm}$$

### III.11.2 Effets des sollicitations internes

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisiées de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

#### III.11.2.1 Effets du retrait

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

#### III.11.2.2 Effet de différence de température

Une différence de température  $\Delta T$  entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait, dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ( $\Delta T > 0^\circ\text{C}$ ), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait,

Dans le cas où la dalle est plus chaude ( $\Delta T < 0^\circ\text{C}$ ) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée).

Calcul des contraintes dues au retrait :

$$\text{Soit : } \varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

Les contraintes apparues à la suite du retrait sont les suivantes :

- contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = - \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{A}{S} \cdot \frac{I_a}{I_m} \quad \text{avec : } E_b = \frac{E_a}{\eta}$$

- contrainte de compression sur la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_s = \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \left( \frac{I_a + b \cdot S \cdot d}{I_m} \right)$$

- contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = - \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \left( \frac{b \cdot S \cdot d' - I_a}{I_m} \right)$$

Avec ;

$d$  et  $d'$  : Distances 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.

Contrainte dues à la température T :

- $\sigma_b' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_b)$   $\longrightarrow$  Contrainte dans le béton.
- $\sigma_s' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_s)$   $\longrightarrow$  Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier.
- $\sigma_i' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_i)$   $\longrightarrow$  Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier.

Où:

$$E_b = 2100000/15 = 140000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 226.46\text{cm}^2 \quad B = 6250\text{cm}^2 \quad S = 643.12\text{cm}^2$$

$$b = 14.78 \text{ cm} \quad d = 29.5 \text{ cm} \quad d' = 29.5 \text{ cm}$$

$$I_a = 141208 \text{ cm}^4 \quad I_m = 42.15 \times 10^4 \text{ cm}^4.$$

**Tableau III.21:** Contraintes dans la section intermédiaire.

	Sollicitation	M(kg.cm)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta \cdot W_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_I = \frac{-M}{W'}$
$n = \infty$	CP	$275.27 \times 10^4$	0	585.68	-585.68
$\sigma_1$			0	585.68	-585.68
$n = 18$	CCP	$424.81 \times 10^4$	17.22	43.12	-590.01
$n = 15$	Retrait		-6.6	544.37	-179.72
	Température		-2.2	181.45	-59.90
$\sigma_2$			8.42	1311.5	-825.3
$n = 6$	Citadis 402+	$271.09 \times 10^4$	17.31	25.90	-334.67
$\sigma_3$			25.73	1337.4	-1159.97

**Les contraintes sont vérifiées**

- *Section d'about*

Caractéristiques géométriques :

De la même manière que la section intermédiaire on fait la vérification de la section d'about :

$$S_a = 384\text{cm}^2 \quad S_b = 6250 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.22 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.**

n	C (cm)	S (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	b (cm)	I <sub>m</sub> (cm <sup>4</sup> )	V <sub>a</sub> (cm)	V' <sub>a</sub> (cm)	V <sub>b</sub> (cm)	W <sub>a</sub> (cm <sup>3</sup> )	W' <sub>a</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>b</sub> (cm <sup>3</sup> )
8	37.5	384	0.00	37.5	14.77x10 <sup>4</sup>	25	25	/	0.59 x10 <sup>4</sup>	0.59 x10 <sup>4</sup>	
<b>18</b>	37.5	731.22	17.80	19.69	42.20x10 <sup>4</sup>	7.19	42.81	32.19	5.86x10 <sup>4</sup>	0.98 x10 <sup>4</sup>	1.31 x10 <sup>4</sup>
<b>15</b>	37.5	800.66	19.51	17.98	45.02x10 <sup>4</sup>	5.48	44.52	30.48	8.21x10 <sup>4</sup>	1.01 x10 <sup>4</sup>	1.47 x10 <sup>4</sup>
<b>6</b>	37.5	1425.66	27.39	10.10	59.63x10 <sup>4</sup>	2.4	52.4	22.6	24.84x10 <sup>4</sup>	1.13 x10 <sup>4</sup>	2.63 x10 <sup>4</sup>

$$\text{Avec : } W_b = \frac{I_m}{V_b} W_a = \frac{I_m}{V_a} W'_a = \frac{I_m}{V'_a}$$

$$V_a = b - 12.5$$

$$V_b = b + 12.5$$

$$C = 25 + 12.5 = 37.5\text{cm}$$

Calcul des contraintes dues au retrait :

Le calcul des contraintes dues au retrait pour la section d'about se fait de la même manière que celui de l'intermédiaire ;

$$E_b = 2100000/15 = 140000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A = 384\text{cm}^2 \quad B = 6250\text{cm}^2 \quad S = 800.66\text{cm}^2$$

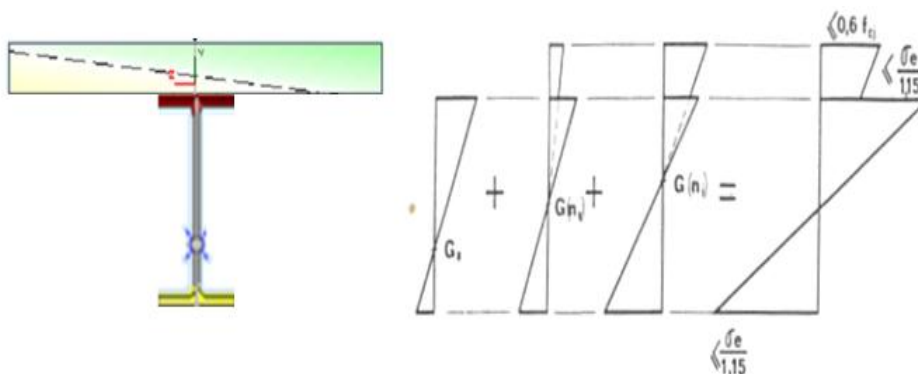
$$b = 17.98\text{cm} \quad d = 25 \text{ cm} \quad d' = 25 \text{ cm}$$

$$I_a = 147712 \text{ cm}^4 \quad I_m = 45.02 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

**Tableau III.23:** Contraintes dans la section d'about.

	Sollicitation	M(kg.cm)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta \cdot W_b}$	$\sigma_s = \frac{M}{W}$	$\sigma_t = \frac{-M}{W'}$
n = ∞	CP	214.08x10 <sup>4</sup>	0	362.84	-362.84
$\sigma_1$			0	362.84	-362.84
n = 18	CCP	464.79x10 <sup>4</sup>	19.71	79.31	- 474.27
n = 15	Retrait Température		-8.8	- 429.88	- 342.46
			-2.93	-143.29	- 114.15
$\sigma_2$			7.98	- 131.02	-1293.72
n = 6	Citadis 402+	470.47x10 <sup>4</sup>	29.81	18.94	- 416.34
$\sigma_3$			37.79	-112.08	1710.06

*Les contraintes sont vérifiées*



**Figure III.42 :** Distribution des contraintes dans la section mixte.

### III.12 phénomènes d'instabilités élastiques : [13]

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

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

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

Nous nous proposons donc d'examiner successivement les trois principaux phénomènes d'instabilités (flambement, déversement, voilement), sur les différents éléments constituant notre ouvrage (arc, tirant, pièces de pont, suspente).

### III.12.1 Voilement des parois

- *Présentation du phénomène*

Les poutres métalliques ont des sections transversales ouvertes ou fermées et sont constituées de parois (semelles et âmes). Ces parois, considérées isolément, sont des plaques (et non des poutres), compte tenu de leurs dimensions. Une plaque, au sens de la résistance des matériaux, est un corps plat dont les deux dimensions dans le plan de la plaque, longueur et largeur, sont très grandes vis-à-vis de l'épaisseur. Par conséquent, les semelles et âmes des poutres, ont un comportement de plaques.

Si de plus, les épaisseurs de ces parois sont davantage plus faibles, elles ont alors un comportement de plaques minces et peuvent entraîner la ruine des poutres par instabilités locales dont le type est *voilement*.

- *Justification de la stabilité des parois [10]*

Les parois des poutres fléchies sont susceptibles de voiler par compression pour les semelles et par une combinaison d'un voilement par compression et d'un voilement par cisaillement pour les âmes.

En revanche, pour les ouvrages d'art, on utilise des poutres reconstituées par soudage PRS dont les parois sont souvent élancées et, par voie de conséquence, très sensibles au voilement.

**a) 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 condition suivante :

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

$\sigma e$ : Résistance limite d'élasticité en Kg/mm<sup>2</sup>

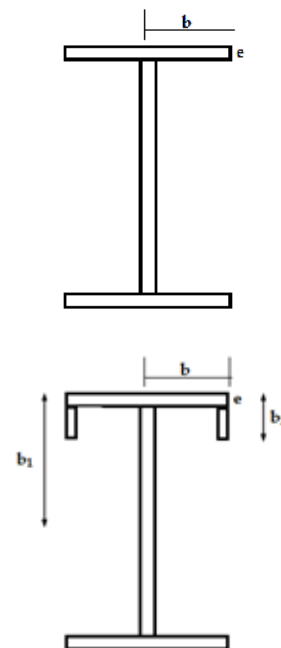
Élément de semelle ayant un bord raidi b2 b1

On doit vérifier la condition suivante :

$$b \times e \leq (15 + 30 \cdot \sqrt{(b2 / b1)}) \cdot \sqrt{24 / \sigma e}$$

**b) Voilement des âmes :**

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



$$e_a \geq 0,006h_a$$

Avec ;

$e_a$ : l'épaisseur de l'âme.

$h_a$ : 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  $b/t$  :

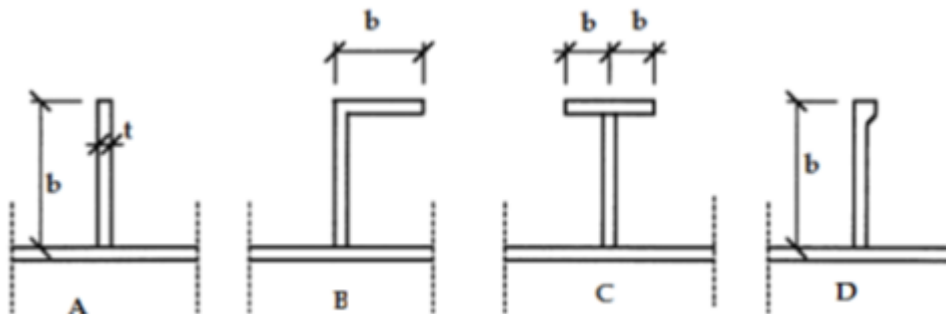
$$\frac{b}{t} \leq 12,5 \varepsilon$$

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

Avec ;

$f_y$ : Résistance limite d'élasticité.  $F_y = 355 \text{ MPa}$

Les différents types de raidisseur sont montres sur cette figure :



**Figure III.43** : Les différents types de raidissage d'âme.

### Vérifications :

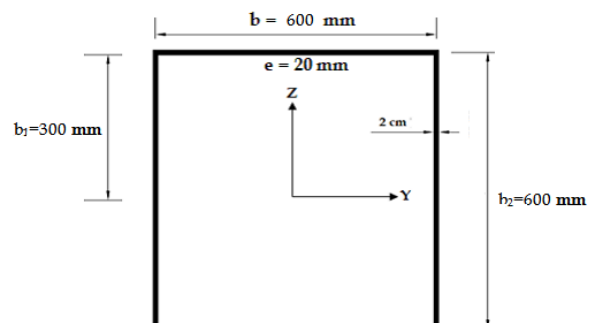
#### a) L'arc

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

$$b/e \leq (15 + 30 \cdot b_2 / b_1) \cdot \sqrt{24 / \sigma_e}$$

$$600 \times 20 \leq (15 + 30 \cdot \sqrt{600/300}) \cdot \sqrt{24 / \sigma_e}$$

$$\Rightarrow 30 \leq 47,21 \quad \text{Condition vérifiée}$$



La condition qui doit être vérifiée pour éviter le voilement des âmes est :

$$e_a \geq 0,006h_a$$

Avec ;

$e_a = 20 \text{ mm}$  et  $h_a = 600 \text{ mm}$ .

$$20 \geq 3,60 \text{ (mm)} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### b) Les pièces d'about :

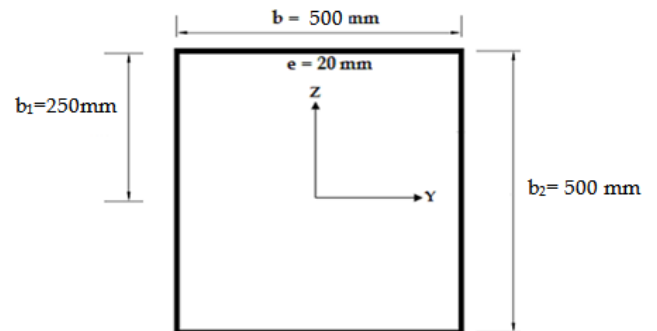
#### Voilement des semelles

$$500/20 \leq (15+30 \cdot \sqrt{500/250}) \cdot \sqrt{24/\sigma_e}$$

$$\Rightarrow 25 \leq 47,21 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Voilement des âmes

$$20 \text{ mm} \geq 0.006 \times 500 = 3 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$



### b) Les pièces intermédiaires :

#### Voilement des semelles

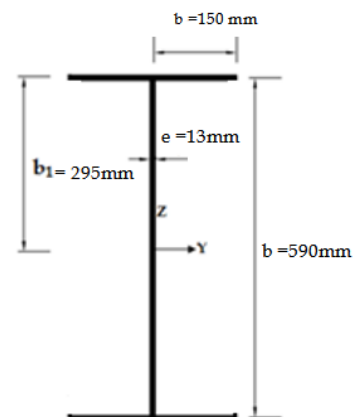
$$b/e \leq 15 \cdot \sqrt{(24 / \sigma_e)}$$

Donc :

$$150/13 \leq 15 \cdot \sqrt{(24 / \sigma_e)} \Rightarrow 11.53 \leq 12.33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Voilement des âmes

$$13 \text{ mm} \geq 0.006 \times 590 = 3.54 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$



### Remarque :

Les deux Conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre des raidisseurs de soutien longitudinaux au milieu de la semelle et des âmes. Car ces derniers ne subissent pas de phénomène de voilement.

### III.12.2 Flambement des barres

- *Présentation du phénomène*

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 :

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

Où :

$T_x$ : L'effort de compression appliqué à la barre.

$A$  : La section de cette barre.

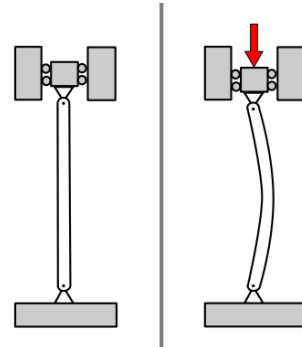


Figure III.44 : Flambement des barres.

- *Condition de résistance au flambement*

Si  $T_x$  désigne l'effort normal de compression pondéré et  $A$  l'aire brute de la section de la barre, la condition de résistance et stabilité à vérifier pour les barres comprimées, selon les règles CM66, est la suivante :

$$K \cdot \sigma \leq \sigma_e$$

Où :

$K$  : Coefficient de flambement.

$\sigma$  : Contrainte pondérée de compression.

$\sigma_e$  : Résistance limite d'élasticité.

- *Vérifications*

a) L'arc :

À la clé : La condition qui doit être vérifiée est :

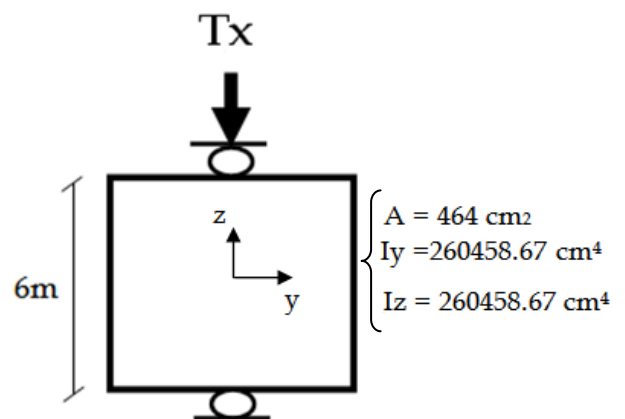
$$K \cdot \sigma \leq \sigma_e$$

➤ **Calcul de  $\sigma$**

$$\sigma = T_x / A$$

Avec :

$$T_x = 4802.37 \text{ kN} \Rightarrow \sigma = 103.49 \text{ MPa}$$



➤ **Calcul de K :**

$$K = f(\lambda)$$

$\lambda$ : L'élanement de la barre.  $\lambda = l_f/i$

$l_f$ : Longueur de flambement.  $l_f = 10 = 6 \text{ m}$ .

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

$$i_y = i_z = (I_y/A) \Rightarrow i_y = (260458.67/464)^{1/2} = 23.69 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = (600/23.69) = 25.32 \rightarrow \mathbf{K = 1.023}$$

$$K \cdot \sigma = 105.87 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les sections de l'arc à la clé ne risquent pas de flamber dans les deux plans.

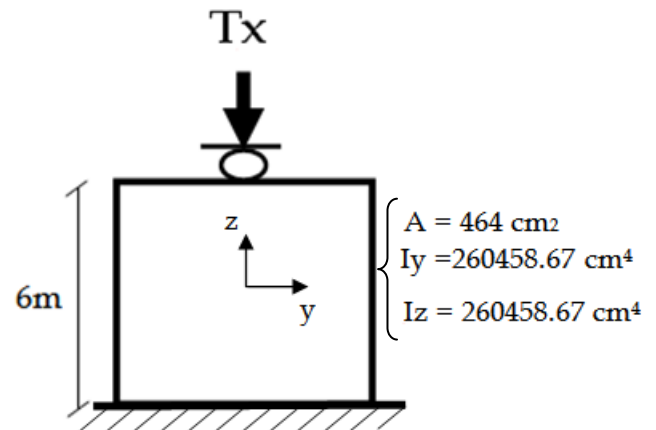
À la naissance :

➤ **Calcul de  $\sigma$  :**

$$\sigma = T_x/A$$

Avec :

$$T_x = 5895.77 \text{ kN} \Rightarrow \sigma = 127.06 \text{ MPa}$$



➤ **Calcul de K :**

$$K = f(\lambda)$$

$\lambda$ : L'élanement de la barre.  $\lambda = l_f/i$

$l_f$ : Longueur de flambement.  $l_f = 0.710 = 4.2 \text{ m}$ .

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

$$i_y = i_z = (I_y/A) \Rightarrow i_y = (260458.67/464)^{1/2} = 23.69 \text{ cm.}$$

$$\lambda_y = (420/23.69) = 17.73 \rightarrow \mathbf{K = 1.011}$$

$$K \cdot \sigma = 128.46 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les sections de l'arc à la naissance résistent au flambement dans les deux plans.

### III.12.3 Déversement :

#### III.12.3.1 Présentation du phénomène :

Le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

Lorsqu'une poutre est fléchie, l'une de ses faces est tendue et l'autre est comprimée. Lorsque cet effort de compression atteint une valeur critique dépendant notamment des conditions d'appui et de la distribution du moment de flexion, le côté comprimé va voiler, à la

manière d'une colonne comprimée qui flambe. Ce phénomène est appelé déversement et, en fonction des rigidités torsionnelles et flexionnelles des différentes parties de la section, il s'accompagne d'une rotation (torsion) de la section droite de la poutre, ce qui incite à parler de « flambage latéral torsionnelle »).

En résumé le déversement peut être caractérisé par deux déformations à la fois, dont l'une est une déflexion latérale et l'autre, une distorsion des sections le long de l'axe longitudinal.

Il faut vérifier au premier lieu le flambement de la semelle comprimée :

$$K \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e$$

Avec;

$$\sigma_{fx} = M_f / W_x$$

Si cette condition est vérifiée la semelle ne flambe pas donc pas de déversement mais il faut vérifier la barre à la flexion simple.

$$\frac{(\sigma_{fx})}{\psi_x} \leq \sigma_e$$

Où :

$K$  : Coefficient de flambement.

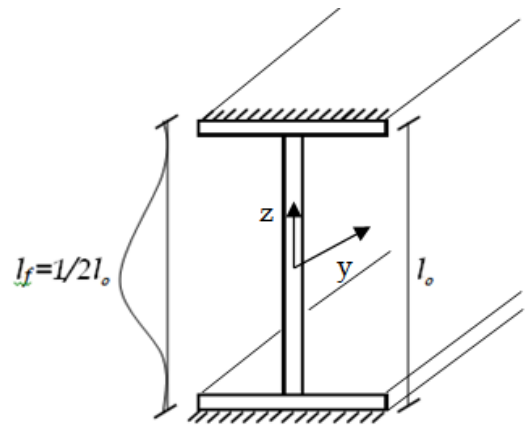
$M_f$  : Moment fléchissant maximum pondéré.

$W_x$  : Module d'inertie de la section de la poutre.

$\psi_x$  : Coefficient d'adaptation plastique.

$\sigma_{fx}$  : Contrainte pondérée de compression.

$\sigma_e$  : Résistance limite d'élasticité.



### III.12.3.2 Vérifications :

- Pièce de pont

$$\sigma_{fx} = M_f / W_x$$

#### Calcul de $W_x$ :

$$W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{141200}{29.5} = 4786.44 \text{ cm}^3$$

Avec:

$$M_f = 1010.39 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1010.39 \times 10^3}{4786.44} = 211.09 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $K_y$ :**

$$\lambda_Y = \frac{l_{fy}}{i_y}, \quad \lambda_Z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

$$l_{fy} = 0.5 \times 11.3 \text{ m} = 5.65 \text{ m}$$

$$l_{fz} = 0.5 \times 0.59 = 0.295 \text{ m}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} = \sqrt{\frac{141200 \times 10^4}{226.5}} = 2496.79 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{zz}}{A}} = \sqrt{\frac{11270 \times 10^4}{226.5}} = 705.38 \text{ mm}$$

D'où :

$$\left. \begin{aligned} \lambda_Y &= \frac{5.65 \times 10^3}{2496.79} = 2.26 \\ \lambda_Z &= \frac{0.295 \times 10^3}{705.38} = 0.42 \end{aligned} \right\} \lambda^{Max} = \lambda_Y = 2.26 \rightarrow K = 1$$

Donc

$$K \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e \Rightarrow 211.09 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Flexion simple :**

$$\frac{(\sigma_{fx})}{\psi_x} \leq \sigma_e, \quad \psi_x = f(h) = 1.058$$

Donc ;

$$25.31 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- L'Arc

A la clé

**Calcul de  $W_x$ :**

$$W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{390224}{30} = 13007 \text{ cm}^3$$

Avec:

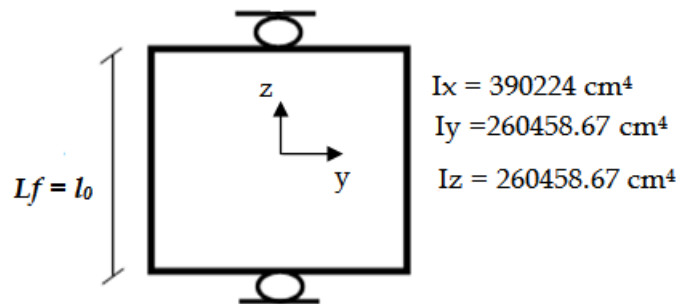
$$M_f = 1129.45 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1129.45 \times 10^3}{13007} = 86.83 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $K_y$ :**

$$\lambda_Y = \frac{l_{fy}}{i_y}, \quad \lambda_Z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

$$l_{fy} = 6 \text{ m}, \quad l_{fz} = 6 \text{ m}.$$



$$i_y = \sqrt{\frac{I_{YY}}{A}} = \sqrt{\frac{260458.67 \times 10^4}{464}} = 2369.25 \text{ mm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_{ZZ}}{A}} = \sqrt{\frac{260458.67 \times 10^4}{464}} = 2369.25 \text{ mm}$$

D'où :

$$\lambda^{\text{Max}} = \lambda_Y = \lambda_Z = \frac{6 \times 10^3}{2369.25} = 2.53 \rightarrow K = 1$$

Donc :

$$K \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e \Rightarrow 86.63 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Flexion simple :

$$\frac{(\sigma_{fx})}{\psi_x} \leq \sigma_e, \quad \psi_x = f(h) = 1.059$$

Donc ;

$$81.80 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### A la naissance :

$$l_{fy} = l_{fz} = 0.7 l_0 = 4.2 \text{ m}$$

$$\lambda_{\text{max}} = \lambda_Y = \lambda_Z = \frac{4.2 \times 10^3}{2369.25} = 1.77 \rightarrow K = 1$$

Donc :

$$K \cdot \sigma_{fx} \leq \sigma_e \Rightarrow 86.63 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Flexion simple :

$$\frac{(\sigma_{fx})}{\psi_x} \leq \sigma_e, \quad \psi_x = f(h) = 1.059$$

Donc ;

$$81.80 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.13 Ferrailage de la dalle [4]

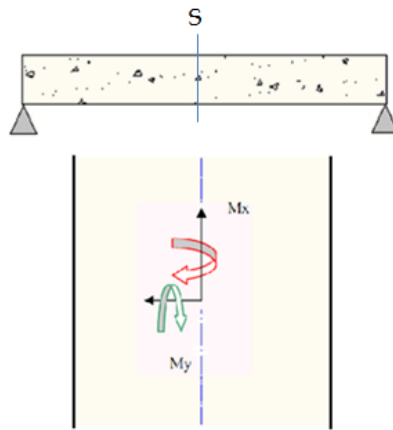
La dalle offre une surface plane, sur laquelle circule le tramway et les civiles. Sert à transmettre les efforts aux pièces de pont. Elle travaille en flexion simple. Et elle participe à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

On considère pour le calcul des moments une section **S** en travée où les moments fléchissant sont les plus élevés. Le calcul des sollicitations  $M_x$  et  $M_y$  dans la dalle a été effectué par le logiciel ROBOT 2010 avec un modèle globale de la structure. Pour dimensionner les armatures de cette dernière dans les deux sens pour 1m linéaire de dalle.

Avec :

$M_x$ : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT).

$M_y$ : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL).



**Figure III.45 :** Sollicitations de la dalle.

#### III.13.1 Sens longitudinal :

Nous avons étudié une section rectangulaire de  $100 \times 25 \text{ cm}^2$  en flexion simple dans le sens longitudinal.

A la lumière des résultats obtenus pour les différents cas de chargements, la combinaison la plus défavorable parmi les combinaisons à l'ELU qui est appliquée à notre structure est ;

$$[1.35G+1.45 (ST+1.09Q_{\text{Citadis402}})]$$

- En travée (fibres inférieures tendues)

La valeur du moment en travée tiré partir du logiciel robot est la somme de  $M_{yy} + M_{xy}$

$$M_{u\text{-Tra}} = 92.78 \text{ KN.m/ml}$$

### a) Ferrailage à E.L.U

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 30 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

D'où :

$$\mu = 0,108$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \varepsilon_s} = 0,668$$

$$\mu_r = 0,8 \cdot \alpha_r \cdot (1 - 0,4 \alpha_r) = 0,392$$

$\mu = 0,108 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$  Oui, donc on a une section sans acier comprimé ( $A_{s'} = 0$ )

$\mu = 0,108 < 0,186 \rightarrow$  domaine 1  $\rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

En fonction de  $\mu$  on calcule la position de l'axe neutre :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0,143$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,212$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 12,57 \text{ cm}^2$$

### b) Condition de non fragilité

$$A_s = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = 3,105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 3,105 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc :  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On adopte le ferrailage suivant : **4HA20, St = 22 cm avec  $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$ .**

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

La valeur du moment sur appuis tiré partir du logiciel robot est la somme de  $M_{YY} + M_{xy}$ .

Avec :

$$M_{Appu} = 60.36 \text{ KN.m/ml}$$

**a) Ferrailage à E.L.U**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$d = 0,9h = 0.225 \text{ m}$$

D'où :

$$\mu = 0.07$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \varepsilon_s} = 0.668$$

$$\mu_r = 0,8 \cdot \alpha_r \cdot (1 - 0,4\alpha_r) = 0.392$$

$\mu = 0.07 < \mu_r = 0.392 \rightarrow$  Oui, donc on a une section sans acier comprimé ( $A_s' = 0$ )

$\mu = 0.07 < 0.186 \rightarrow$  domaine 1  $\rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

En fonction de  $\mu$  on calcule la position de l'axe neutre :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.09$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.216$$

D'où :

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = 8.03 \text{ cm}^2$$

## b) Condition de non fragilité

$$A_s = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = 3.105 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 3.105 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

Donc  $A_s = 8.03 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On adopte le ferrailage suivant : **8HA12**, **St = 11cm** avec  $A_s = 9.05 \text{ cm}^2$ .

## III.13.2 Sens transversal :

Les armatures transversales sont des armatures de répartition leurs section est égale à  $\frac{1}{4}$  de la section des armatures longitudinales.

➤ Armatures inférieures :  $A_r = A_s/4 = 3.14 \text{ cm}^2$

Soit donc : **4HA10** =  $3.14 \text{ cm}^2$  ; **St = 22 cm**

➤ Armatures supérieures :  $A_r = A_s/4 = 2.26 \text{ cm}^2$

Soit donc : **4HA10** =  $3.14 \text{ cm}^2$  ; **St = 22 cm**

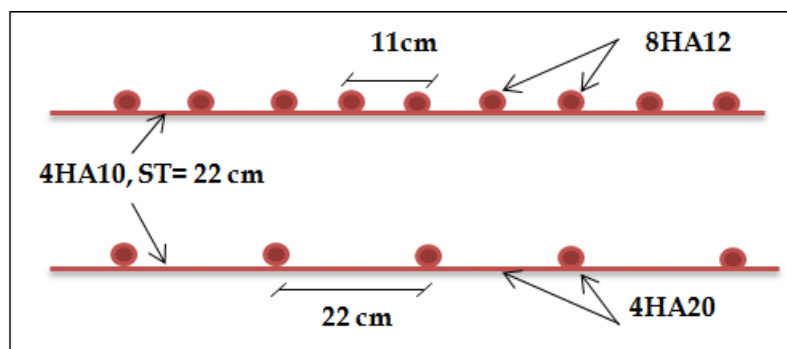


Figure III.46 : Ferrailage de la dalle.

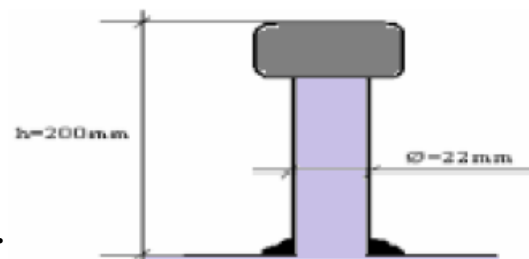
### III.14 Calcul des connecteurs [14]

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

Généralement, les connecteurs sont calculés à l'ELU. Dans notre projet On utilise des goujons à tête ronde (soudés) qui sont aujourd'hui fréquemment utilisés dans les constructions mixtes. Ils présentent une hauteur totale égale à au moins quatre fois leur diamètre et si ce diamètre se situe dans la gamme allant de 16 à 25mm.

Ces caractéristiques sont :

- Hauteur : **H = 200 mm**
- Diamètre : **D = 22 mm**
- Limite élastique garantie : **fu = 450N/mm<sup>2</sup>**.



*Figure III.47 : Goujons à tête ronde soudés.*

#### III.14.1 Résistance d'un goujon a l'état limite ultime

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

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

$$R_1 = \frac{67d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.30}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.0}$$

Avec ;

*R1 : Correspondant à l'écrasement du béton.*

*R2 : Correspondant à la rupture de l'acier du connecteur.*

*f<sub>c28</sub>: La résistance à la compression du béton.*

*d: Diamètre de la tige du goujon.*

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée  $R_d$ , est obtenue à partir des formules suivantes :

$$R_d = \min (R_1, R_2)$$

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \times \sqrt{30}}{1.30} = 136.62 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{22^2}{4} \times 450}{1.0} = 119.74 \text{ KN}$$

D'où :  $R_d = 119.74 \text{ KN}$

### III.14.2 Conditions technologiques

#### III.14.2.1 Section intermédiaire :

Les goujons sont entièrement dans la zone comprimée

Acier : la section remarquable trouve à mi-travée

$$F_A = \frac{\sum A \cdot \sigma_e}{1.05} = \frac{22650 \times 355}{1.05} = 7657.85 \text{ KN}$$

$$F_A = 7657.85 \text{ KN}$$

Béton :

$$F_B = \frac{0.85 \times 625000 \times 30}{1.5} = 10625 \text{ KN}$$

$$F_B = 10625 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = F_B = 7657.85 \text{ KN}$$

$$N = \frac{F_{\min}}{R_d} = \frac{7657.85}{119.74} = 63.95 \text{ on prend } \mathbf{64} \text{ goujons.}$$

**III.14.2.2 Section d'about :**

Les goujons sont entièrement dans la zone comprimée

Acier : la section remarquable trouve ami-travée

$$F_A = \frac{\sum A \cdot \sigma_e}{1.05} = \frac{38400 \times 355}{1.05} = 12982.85 \text{ KN}$$

$$F_A = 12982.85 \text{ KN}$$

Béton :

$$F_B = \frac{0.85 \times 437500 \times 30}{1.5} = 7437.5 \text{ KN}$$

$$F_B = 7437.5 \text{ KN}$$

$$F_{\min} = F_B = 7437.5 \text{ KN}$$

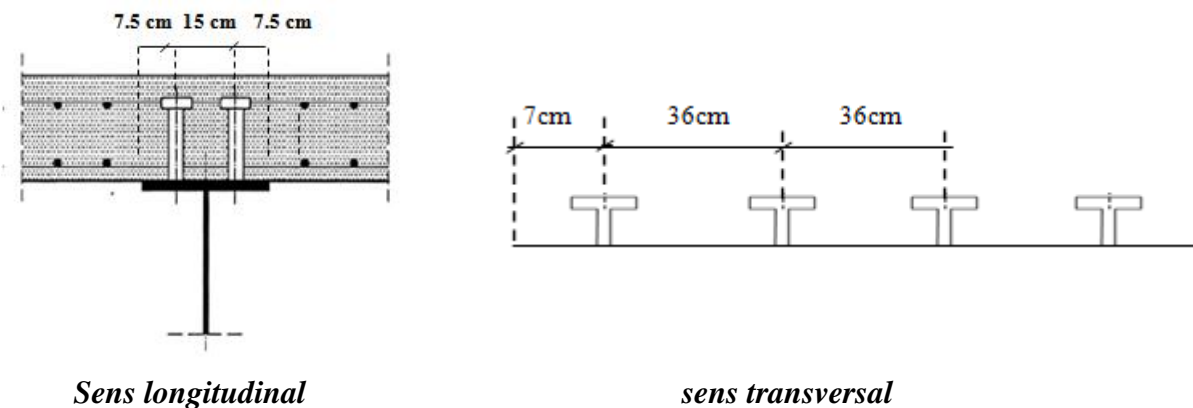
$$N = \frac{F_{\min}}{R_d} = \frac{7437.5}{119.74} = 62.11$$

On conserve le même nombre de goujons que celui des sections intermédiaires : **64 goujons**.

**III.14.3 Disposition des connecteurs**

Dans le sens de cisaillement on dispose sur la semelle métallique de largeur 30cm deux goujons espacés de 15cm donc on aura deux files pour chaque pièce métallique.

Dans le sens transversal au cisaillement on les dispose avec un espacement de 36 cm. Comme le montre la figure ci-dessous :



**Figure III.48** : Disposition des goujons.

# **PARTIE IV**

## ***EQUIPEMENTS ET INFRASTRUCTURE***

## IV.1 Introduction

Dans cette dernière partie on essaie de mettre un coup d'œil sur l'infrastructure et quelques équipements dont l'ouvrage ne garantit pas son fonctionnement sans les avoirs.

## IV.2 Équipements [15]

### IV.2.1 Appareils d'appuis :

Ce sont des dispositifs transmettant à un appui les efforts provenant du tablier.

On distingue :

- Les appareils d'appui fixes, qui ne permettent pas de translation et permettent seulement les rotations ;
- Les appareils d'appui mobiles qui permettent les mouvements relatifs de rotation et de translation : Unidirectionnels, Multidirectionnels.

D'après les calculs précédents on a trouvé que la réaction d'appui à ELS est de 6027 KN ; donc notre choix s'est porté sur un appareil d'appuis de  $\varnothing$  750mm Selon la fiche technique GUMBA.

### IV.2.2 Retenues du tablier :

Pour notre ouvrage on utilise deux types de retenues disposés au milieu de tablier; dont l'un va empêcher sa dilatation dans les deux sens longitudinal et transversal au même temps l'autre cote du pont sera libre longitudinalement et bloqué dans l'autre sens.

### IV.2.3 Dés d'appuis :

Ce sont des bossages recevant les appareils d'appui, ils sont conçus pour :

- Permettre la diffusion des efforts et éviter l'accumulation des débris préjudiciables à la durabilité des appareils d'appui ;
- Faciliter l'inspection des appareils d'appui.



*Figure IV.1 : Dés d'appui.*

#### **IV.2.4 Joints de chaussée :**

Pour rendre le tablier librement dilatable, en plus du fait que la jonction entre deux parties du tablier (ou tablier et culée) doit se faire de sorte à créer un confort de passage aux usagers, on prévoit des joints de chaussée disposés transversalement.

La fonction des joints de chaussée de pont rail, comme pour les joints des ponts routes, de permettre la dilatation du pont, avec néanmoins la nécessité impérative de tenir compte de l'armement de la voie et d'assurer la continuité du chemin de roulement.

Les joints de pont rails se rencontrent essentiellement sur les ponts relativement récents, en général à pose de voie ballastée, ou avec remplissage (cas du tramway), la conception du joint de tablier dépend de la longueur dilatable de ce tablier.

En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il fait usage de différents types de joints.

#### **IV.3 Protection anticorrosion [17]**

On se limite ici à rappeler que l'efficacité de la protection anticorrosion dépend non seulement de la qualité des produits et du soin apporté à leur mise en œuvre, et pour une partie importante, de la conception même de la structure. Pour une meilleure exécution des travaux, le projeteur doit s'attacher à rendre toutes les zones accessibles au peintre. Il doit veiller à éliminer toute rétention d'eau par un drainage approprié et éviter les angles morts susceptibles d'accumuler des saletés gorgées d'humidité.

Une bonne ventilation naturelle des zones semi-fermées, telles que les abouts de tabliers sur culée, contribue grandement à repousser l'attaque de la corrosion.

## IV.4 Étude d'infrastructure

Les culées sont de type remblayée situés sur les deux côté de l'ouvrage. Ces derniers sont des éléments indispensables dans la stabilité de l'ouvrage, elles portent une partie du tablier et assurent la jonction entre les chaussées situées sur le remblai d'accès et le tablier.

La culée remblayée est constituée d'un ensemble de voiles en béton armé; le mur en retour étant sans ailles car y a deux murs de soutènement de forme U projeté de part et d'autre de l'ouvrage afin de protéger les routes adjacentes à la ligne du tramway.

### IV.4.1 fonctionnement de la culée : [16]

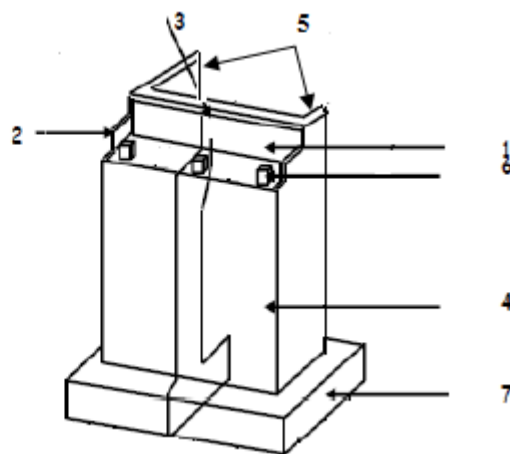
Une culée bien conçue doit satisfaire toutes les exigences de la fonction prévue, qui se décompose en :

- *Fonctions mécaniques :*
  - Une transmission des efforts au sol de fondation.
  - La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
  - La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela, il faut avoir une bonne transmission des efforts au sol de fondation en essayant d'aboutir à une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous les charges permanentes car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

- *Fonction technique :*  
Il faut que la culée soit conçue de façon que l'accès à ses différentes composantes soit assuré pour les équipes techniques de contrôle et d'entretien.

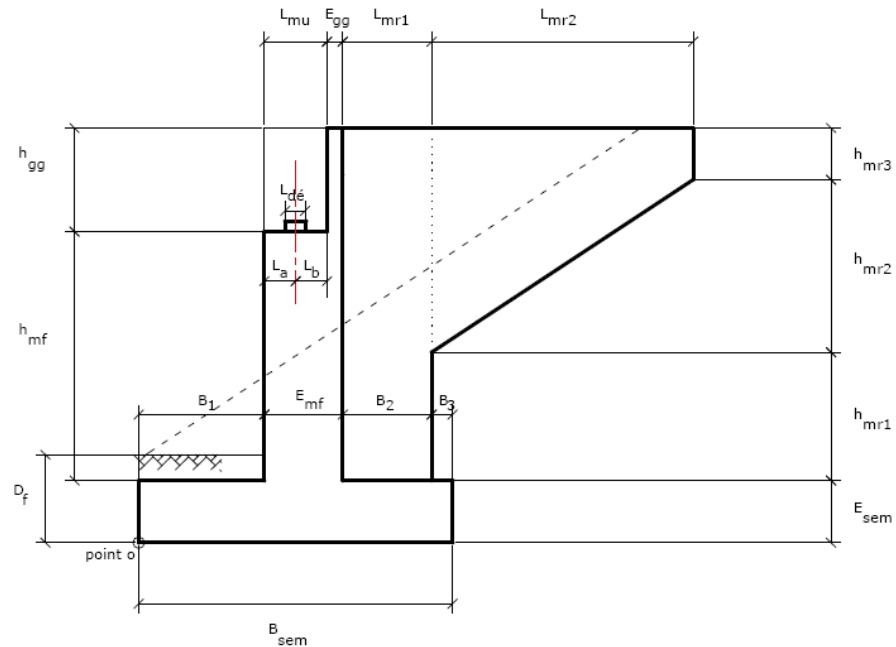
- 1). Mure garde grève.
- 2). Mur et cache.
- 3). Corbeau arrière.
- 4). Mur frontal.
- 5). Mur en retour sans oreilles.
- 6). Dé d'appui.
- 7). Semelle.



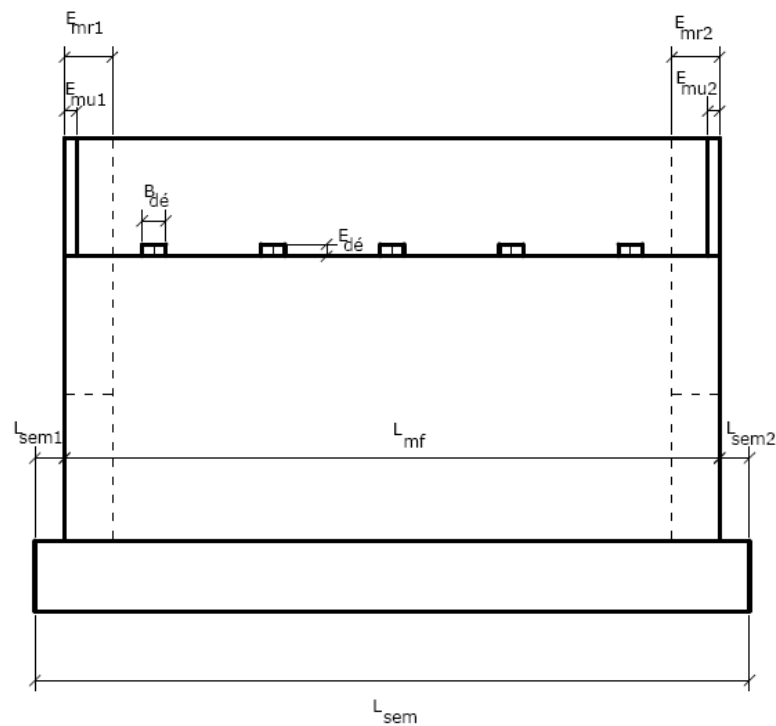
*Figure IV.2 : Vue panoramique d'une culée.*

#### IV.4.2 caractéristiques de la culée :

Dans ce titre on va étudier la stabilité de la culée au renversement et au glissement, les dimensions sont représentées dans le schéma ci-dessus.



*Figure IV.3 : Dimensions de la culée.*



*Figure IV.4 : Vue de fosse de la culée remblayée.*

#### IV.4.2.1 Données géométriques

- *Semelle*

Largeur de la semelle :  $B_{sem} = 6\text{m}$

Longueur de la semelle :  $L_{sem} = 12.60\text{ m}$

Épaisseur de la semelle :  $E_{sem} = 1.50\text{ m}$

Ancrage de la semelle :  $D_f = 2.5\text{m}$

- *Mur garde grève*

Hauteur :  $h_{gg} = 1.5\text{m}$

Épaisseur :  $E_{gg} = 0.3\text{ m}$

- *Mur frontal*

Largeur :  $L_{mf} = 12.60\text{m}$

Hauteur :  $h_{mf} = 7.2\text{m}$

Axe de l'appui :  $L_a = 0.5\text{m}$ ,  $L_b = 0.6\text{m}$

Épaisseur :  $E_{mf} = L_a + L_b + E_{gg} = 1.4\text{ m}$

- *Position de la semelle/avant*

$B_1 = \text{si (position sem} = 0, \frac{B_{sem}}{2} - L_a, B_1) B_1 = 1.5\text{m}$

$B_2 = B_{sem} - B_1 - E_{mf} - B_3 B_2 = 3.1\text{m}$

$B_3 = 0\text{ m}$

- *Mur en retour*

Hauteur :  $h_{mr2} = 0\text{m}$

$h_{mr3} = 0\text{m}$

$h_{mr1} = h_{mf} + h_{gg} - h_{mr3} - h_{mr2} h_{mr1} = 8.7\text{m}$

Épaisseur :  $E_{mr1} = 0.8\text{m}$

$E_{mr2} = 0.8\text{m}$

Longueur :  $L_{mr1} = B_2 L_{mr1} = 3.1\text{m}$

$L_{mr2} = 0\text{m}$

- *Murette*

Longueur :  $L_{mu} = L_a + L_b L_{mu} = 1.1\text{m}$

Épaisseur :  $E_{mu1} = 0.15\text{m}$

$E_{mu2} = 0.15\text{m}$

- *Dés d'appuis*

Nombre :  $n_{dés} = 2$

Largeur :  $L_{dés} = 0.7\text{m}$

Longueur :  $B_{dés} = 0.7\text{m}$

Épaisseur :  $E_{dés} = 0.2\text{m}$

#### IV.4.2.2 Données Géotechniques

Poids volumique du remblai :  $\gamma_r = 20\text{kN/m}^3$

Contrainte admissible du sol :  $q_{adm} = 500\text{kPa}$

Angle de frottement interne du remblai :  $\phi_r = 30^\circ$

Angle de frottement interne du sol :  $\phi_{sol} = 25^\circ$

Coefficient de poussée des terres actif :  $K_a = \tan^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\phi_r}{2} \right) \right]$   $K_a = 0.333$

Coefficient de poussée des terres au repos :  $k_0 = 1 - \sin(\phi_r)$   $k_0 = 0.5$

Coefficient de frottement sol béton :  $\mu = \tan(\phi_{sol})$   $\mu = 0.466$

#### IV.4.2.3 Données de chargement

##### a) Efforts dus au freinage et au démarrage :

Nombre de voies :  $n_{voie} = 2$

Longueur du pont :  $L_{pont} = 40\text{ m}$

Coefficient réducteur :  $C_{ré} = 0.125$

Nombre d'appuis fixe :  $N_{appui\_fixe} = 1$

##### Force de démarrage

$F_{démarrage}$  si  $(33\text{ KN/m} \cdot L_{pont} \leq 1000\text{ KN})$   $F_{démarrage} = 1000\text{ kN}$

##### Force de freinage

$F_{freinage}$  si  $(20\text{ kN} \cdot L_{pont} \leq 6000\text{ KN})$   $F_{freinage} = 800\text{ kN}$

##### Force de freinage –démarrage

$F_{frei-dém}$  si  $[n_{voie} = 1, \max(F_{démarrage}, F_{freinage}), (F_{démarrage} + F_{freinage})]$

$F_{frei-dém} = 1800\text{kN}$

$F_{freinage-démarrage} = C_{ré} \cdot \frac{F_{frai\_dem}}{N_{(appui\_fixe)}}$

$F_{freinage-démarrage} = 225\text{kN}$

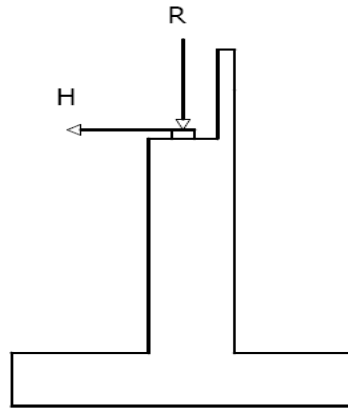
**b) Réactions d'appuis :**

Sous poids propre du tablier :

$$R_{pp} = 5488.16 \text{ kN} \quad ; \quad H_{pp} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{ELU: } R_{ELU} = 8214.94 \text{ KN} \quad ; \quad H_{ELU} = 1.45 F_{\text{frainage - démarrage}}$$

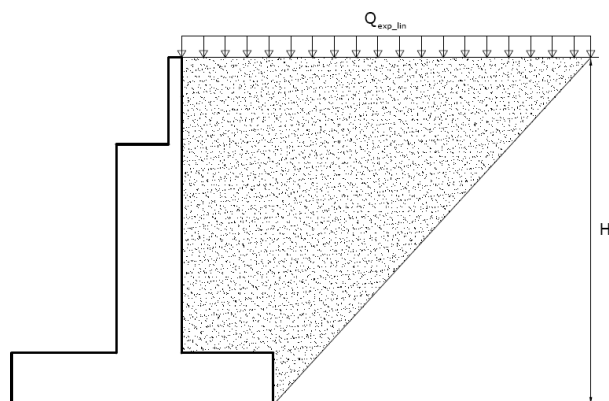
$$\text{ELS: } R_{ELS} = 6027 \text{ KN} \quad ; \quad H_{ELS} = F_{\text{frainage - démarrage}}$$

**Figure IV.5 : Réactions d'appuis sur la culée.****c) Charge sur remblai :**

$$Q_{\text{exp-lin}} = 10 \text{ KN/m}^2$$

Hauteur totale de la culée :

$$H_t = E_{\text{sem}} + h_{\text{mr1}} + h_{\text{mr2}} + h_{\text{mr3}} \quad H_t = 10.2 \text{ m}$$

**Figure IV.6 : charges sur remblai.**

## IV.4.3 Efforts renversants :

Tableau IV.1 : Efforts renversants.

Effort renversants	Force (KN)	Bras de levier (m)	Moment renversant (KN.m)
Poussée statiques des terres.	$P_{\text{stat-ter}} = ka \cdot \gamma r \cdot \frac{H_t^2}{2} \cdot L_{mf}$ $P_{\text{stat-ter}} = 4365.31$	$\frac{H_t}{3} = 3.4$	$M_{\text{stat-terr}} = 14842.05$
Poussée due aux surcharges d'exploitations uniformément réparties	$P_{\text{exp-lin}} = ka \cdot Q_{\text{exp\_lin}} \cdot H_t \cdot L_{mf}$ $P_{\text{exp\_lin}} = 427.97$	$\frac{H_t}{2} = 5.1$	$M_{R\text{-exp\_lin}} = 2182.655$
Reactions du tablier	$H_{pp} = 0$ $H_{ELS} = 225$ $H_{ELU} = 326.25$	$y_H + E_{sem} + h_{mf} + E_{dc} = 8.9$	$M_{H-PP} = 0$ $M_{H-ELS} = 2002.5$ $M_{H-ELU} = 2903.625$

## IV.4.4 Efforts stabilisants :

Tableau IV.2 : Efforts stabilisants.

Effort stabilisant	Force (KN)	Bras de levier (m)	Moment renversant (KN.m)
Poids de la culée	<b>Semelle :</b> $P_{sem} = B_{sem} \cdot L_{sem} \cdot E_{sem} \cdot \gamma b$ $= 2835$	$\frac{B_{sem}}{2} = 3$	$M_{s-sem} = 8505$
	<b>Mur frontal :</b> $P_{mf} = L_{mf} \cdot h_{mf} \cdot E_{mf} \cdot \gamma b$ $= 3175.2$	$B_1 + \frac{E_{mf}}{2} = 2.2$	$M_{s-mf} = 6985.44$
	<b>Mur garde grève :</b> $P_{gg} = L_{mf} \cdot h_{gg} \cdot E_{gg} \cdot \gamma b$ $= 141.75$	$B_1 + E_{mf} \cdot \frac{E_{gg}}{2} = 2.75$	$M_{s-gg} = 389.81$

	<b>Mur en retour :</b> $P_{mr1} = L_{mr1} (E_{mr1} + E_{mr2}) (H_t - E_{sem})$ $\cdot \gamma_b = 1078.8$	$B_1 + E_{mf} + \frac{B_2}{2} = 4.45$	$M_{s-mr1} = 4800.66$
	<b>Dés d'appuis :</b> $P_{dé} = n_{dés} \cdot L_{dé} \cdot B_{dé}$ $\cdot E_{dé} \cdot \gamma_b = 4.9$	$B_1 + L_a = 2$	$M_{dé} = 9.8$
	<b>Murettes :</b> $P_{mu} = L_{mu} \cdot H_{gg} (E_{mu1} + E_{mu2}) \cdot \gamma_b = 12.375$	$B_1 + \frac{L_{mu}}{2} = 2.05$	$M_{s-mu} = 25.368$
Poids des terres	<b>Poids des terres sur le talon :</b> $w_1 = (B_2 + B_3) (H_t - E_{sem}) (L_{sem} - E_{mr1} - E_{mr2}) \cdot \gamma_b = 5933.4$	$B_1 + E_{mf} + \left( \frac{B_2 + B_3}{2} \right) = 4.45$	$M_{s-ter} = 26403.63$
	<b>Poids des terres sur le patin avant:</b> $E_{fiche} = D_f - E_{sem}$ $W_{ter-patin} = E_{fiche} \cdot B_1 \cdot L_{sem} \cdot \gamma_b = 378$	$\frac{B_1}{2} = 0.75$	$M_{ter-patin} = 283.5$
Poids de $Q_{exp-lin}$	$P_{S-Q_{exp-lin}} = Q_{exp-lin} (B_2 + B_3) \cdot L_{mf} = 390.6$	$B_1 + E_{mf} + \frac{B_2 + B_3}{2} = 4.45$	$M_{s-Q_{exp-lin}} = 1738.17$
Réactions verticales du tablier	$R_{pp} = 5488.16$ $R_{ELS} = 6027$ $R_{ELU} = 8214.94$	$B_1 + L_a = 2$	$M_{V\_pp} = 10976.32$ $M_{V\_ELS} = 12054$ $M_{V\_ELU} = 16429.88$

#### IV.4.5 Combinaisons des efforts :

##### IV.4.5.1 Charges permanentes (culée à vide)

$$M_{R-PP} = M_{\text{stat-ter}} + M_{H-PP} = 14842.054 \text{ KN.m}$$

$$H_{R-pp} = P_{\text{stat-ter}} + H_{pp} = 4365.31 \text{ KN}$$

Avec;

$$\begin{aligned} \text{Poids total de la culée } P_{S\text{-culée}} &= P_{\text{dé}} + P_{\text{mr1}} + P_{\text{gg}} + P_{\text{mf}} + P_{\text{sem}} + P_{\text{mu}} \\ &= 7248.02 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Moment total de la culée } M_{S\text{-culée}} &= M_{S\text{-dé}} + M_{S\text{-mr1}} + M_{S\text{-gg}} + M_{S\text{-mf}} + M_{S\text{-sem}} + M_{S\text{-mu}} \\ &= 20716.07 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S-PP} &= M_{S\text{-culée}} + M_{S\text{-ter}} + M_{\text{ter-patin}} + M_{V-PP} \\ &= 58379.52 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{S-PP} &= P_{S\text{-culée}} + W_1 + W_{\text{ter-patin}} + R_{pp} \\ &= 18953.08 \text{ KN} \end{aligned}$$

##### IV.4.5.2 Combinaisons à l'ELS : $\alpha_{p1}=1$ , $\alpha_{q1}=1$

$$M_{R\_ELS} = \alpha_{p1} \cdot M_{\text{stat-ter}} + M_{H\_ELS} + \alpha_{q1} \cdot M_{R\text{-exp\_lin}} = 19027.211 \text{ kN.m}$$

$$H_{R\_ELS} = \alpha_{p1} \cdot P_{\text{stat-ter}} + H_{ELS} + \alpha_{q1} \cdot P_{\text{exp-lin}} = 5018.28 \text{ kN}$$

$$M_{S\_ELS} = \alpha_{p1} \cdot (M_{S-PP} - M_{V-PP}) + M_{V-ELS} + \alpha_{q1} \cdot M_{S\text{-Qexp-lin}} = 61195.37 \text{ kN.m}$$

$$V_{S\_ELS} = \alpha_{p1} \cdot (V_{S-PP} - R_{pp}) + \alpha_{q1} \cdot P_{S\text{-Qexp-lin}} + R_{ELS} = 19882.52 \text{ kN}$$

##### IV.4.5.3 Combinaisons à l'ELU : $\alpha_{p2} = 1.35$ , $\alpha_{q2} = 1.45$

$$M_{R-ELU} = \alpha_{p2} \cdot M_{\text{stat-ter}} + M_{H-ELU} + \alpha_{q2} \cdot M_{R\text{-exp-lin}} = 26105.25 \text{ kN.m}$$

$$H_{R-ELU} = \alpha_{p2} \cdot P_{\text{stat-ter}} + H_{ELU} + \alpha_{q2} \cdot P_{\text{exp-lin}} = 6839.97 \text{ kN}$$

$$M_{S-ELU} = \alpha_{p2} \cdot (M_{S-PP} - M_{V-PP}) + M_{V-ELU} + \alpha_{q2} \cdot M_{S\text{-Qexp-lin}} = 82944.54 \text{ kN.m}$$

$$V_{S-ELU} = \alpha_{p2} \cdot (V_{S-PP} - R_{pp}) + \alpha_{q2} \cdot P_{S\text{-Qexp-lin}} + R_{ELU} = 26958.98 \text{ kN}$$

#### IV.4.6 Étude de la stabilité :

##### IV.4.6.1 Stabilité au renversement

Coefficient de sécurité contre le renversement  $CSR = 1.5$

$$F_{R-ELS} = \frac{M_{S\_ELS}}{M_{R\_ELS}} \quad F_{R-ELS} = 3.21$$

$$F_{R-ELS} > CSR \quad \textit{renversement "vérifier"}$$

#### IV.4.6.2 Stabilité au glissement

Coefficient de sécurité contre le glissement  $CSG = 1.5$

$$F_{\text{glis-ELS}} = \mu \cdot \frac{V_{S\_ELS}}{H_{R\_ELS}} \quad F_{\text{glis\_ELS}} = 1.84$$

$$F_{\text{glis-ELS}} \geq CSG \quad \textit{Glissement "vérifier"}$$

#### IV.4.6.3 Portance du sol

Position de la résultante/O

$$X_{R-ELS} = \frac{MS_{ELS} - M_{R\_ELS}}{V_{S\_ELS}} \quad X_{R\_ELS} = 2.12 \text{ m}$$

**Excentricité :**

$$exc_{ELS} = \left[ \frac{B_{sem}}{2} - X_{R-ELS} \right] \quad exc_{ELS} = 0.88 \text{ m}$$

- *Contrainte sur le sol*

$$q_{\max\_ELS} := \text{si} \left[ exc_{ELS} \leq \frac{B_{sem}}{6}, \frac{V_{S\_ELS}}{B_{sem} \cdot L_{sem}} \cdot \left( 1 + 6 \cdot \frac{exc_{ELS}}{B_{sem}} \right), 2 \cdot \frac{V_{S\_ELS}}{3 \cdot X_{R\_ELS} \cdot L_{sem}} \right]$$

$$q_{\max-ELS} = 525.99 \text{ KPa}$$

$$q_{\min\_ELS} := \text{si} \left[ exc_{ELS} < \frac{B_{sem}}{6}, \frac{V_{S\_ELS}}{B_{sem} \cdot L_{sem}} \cdot \left( 1 - 6 \cdot \frac{exc_{ELS}}{B_{sem}} \right), 0 \right]$$

$$q_{\min-ELS} = 31.56 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} := \frac{3 \cdot q_{\max\_ELS} + q_{\min\_ELS}}{4}$$

$$q_{\text{ref}} = 402.38 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} \leq q_{\text{adm}} \quad \textit{Portance du sol "vérifier"}$$

## IV.5 Processus d'exécution Des Travaux

Dans les parties précédentes, on a vu les phases concernant la conception et l'étude de l'ouvrage et on a exposé tous les détails de la structure et les différentes étapes de calcul et de vérification. Et afin de compléter ce travail et de le rendre un peu plus pratique, il est nécessaire de donner ici un aperçu général sur les différentes techniques et étapes de réalisation et de mise en œuvre.

### IV.5.1 Étapes de construction :

La phase de construction est la phase la plus difficile car plusieurs techniques peuvent être utilisées pour un même ouvrage, donc il faut choisir la méthode qui permette au pont de garder son meilleur fonctionnement pour éviter les sollicitations parasite qui le détruit.

Un pont en arc est un ouvrage vivant, il faudra suivre son évolution en bouchant les fissures pouvant apparaître au fil du temps, et contrôler leurs états de contraintes.

Le projet du pont considère les conditions et les contraintes du site pour le montage de la structure, les étapes principales du montage sont expliquées à suivant avec l'aide des schémas simplifiés ;

#### Étape1 : Réalisation des fondations superficielles

Les différentes couches géologiques rencontrées au droit des deux culées sont des couches de sable rouge peut compact sur 1.50 m, relativement compact sur 2.5m avec passage de grès rougeâtre consolidé, avec un substratum de sable rouge compact en voie de grésification situés au environ de 10 m de profondeur. Les fondations retenues sont des fondations superficielles ancrées à une profondeur d'environ trois mètres à partir du terrain naturel.

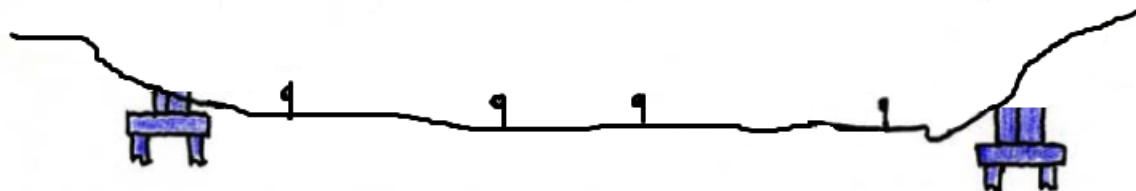


Figure IV.7 : 1<sup>ère</sup> étape. Réalisation des fondations.

#### Étape2 : Réalisation des culées

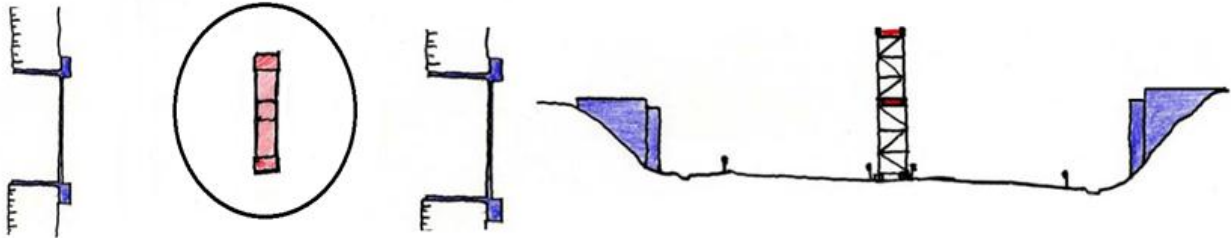
Les culées en béton armé sont de type remblayée sur fondations superficielles avec mur de retour sans oreilles car y a deux mur de soutènement de forme de U (à hauteur variable) de part et d'autre de l'ouvrage. Pour protéger les routes adjacentes à la ligne du tramway.



Figure IV.8 : 2<sup>ème</sup> étape. Réalisation des culées.

### Étape 3 : Mise en place des appuis provisoires

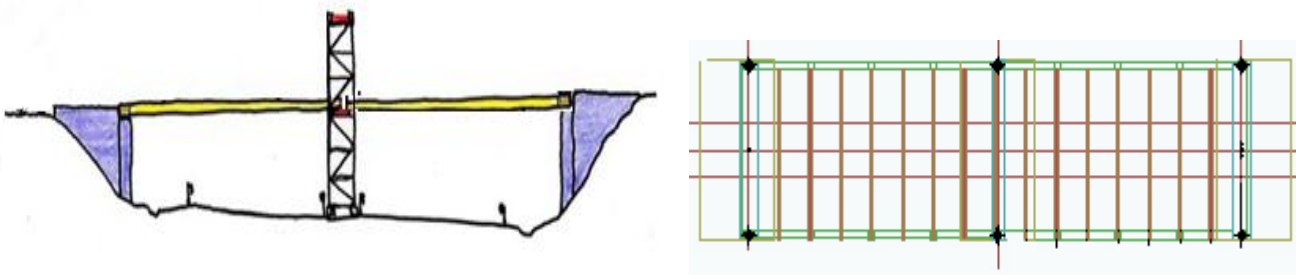
Construction d'une pile palée provisoire pour stabiliser le tablier disposé au milieu de carrefour dans le terre-plein centrale pour ne pas gêner la circulation autoroutier.



*Figure IV.9 : 3<sup>ème</sup> étape. Placement des appuis provisoire.*

### Étape 4 : Mise en place du tablier métallique

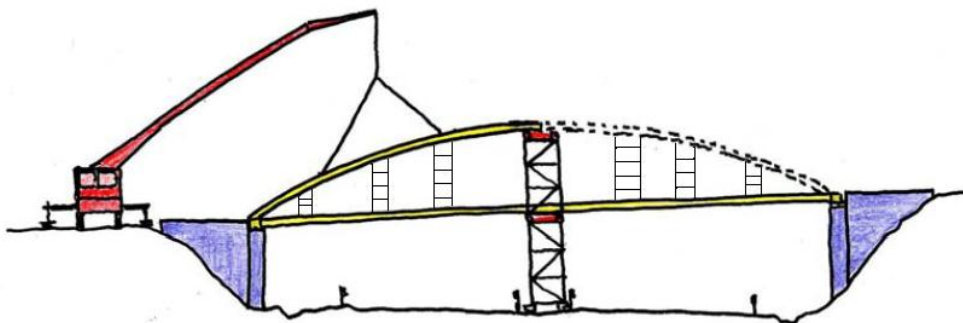
Pour le montage du tablier on adopte aux méthodes traditionnelles qui est l'assemblage des éléments un par un ; poser les deux tirants (poutres principales) sur les trois appuis ensuite en passe au soudage et raccordement des pièces de pont avec les poutres principales.



*Figure IV.10 : 4<sup>ème</sup> étape. Montage du tablier métallique.*

### Étape 5 : Montage des arches par moitié

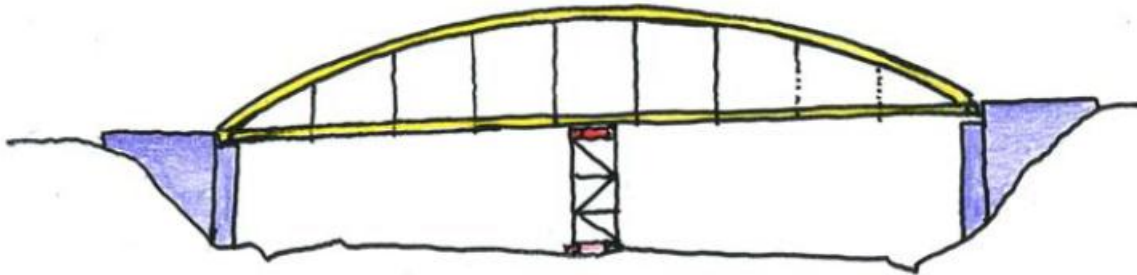
Les éléments de l'arc a été assembler entre eux et au tirant par des soudures de chaque côté, on plaçant des appuis provisoires sur le tablier de part et d'autre à la place de chaque suspente, liaisons des deux arcs par des traverses.



*Figure IV.11 : 5<sup>ème</sup> étape. Montage des arches.*

### Étape 6 : Placement des suspentes en barres Macalloy

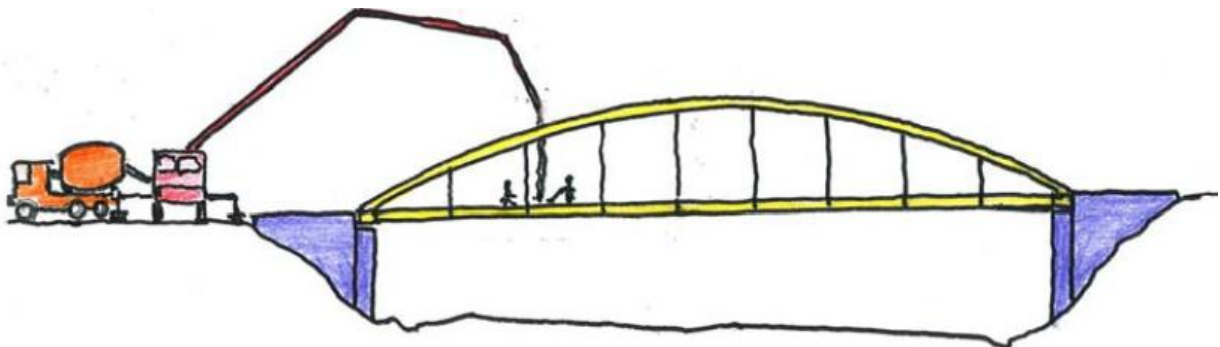
Mise en place des suspentes en barres *macalloy*, réglage de longueur des suspentes et géométrie de la structure métallique. Retirer les appuis provisoires des arches



*Figure IV.12 : 6<sup>ème</sup> étape. Placement des suspentes.*

### Étape 7 : Coulage de la dalle

Placement armature du tablier, bétonnage du tablier et du trottoir avec le placement des gardes corps et des corniches et finissage générale.



*Figure IV.13 : 7<sup>ème</sup> étape. Bétonnage du tablier.*

## *Conclusion Générale*

**L'**élaboration de notre projet, intitulé « *conception et étude d'un pont arc sur la ligne du tramway de Ouargla* », 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 construction ; 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 réponde 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.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

[1] : CCM97

[2] : Règlement neige et vent (Annexe 1).

[3] : RPOA 2008.

[4] : BAEL 91- REV99.

[5] : Instruction technique pour le système tramway - prescription pour le calcul des structures du 17/07/2003.

[6] : Livret 2.01.

[7] : Fascicule 61 titre II.

[8] : conception des ponts. Anne BERNARD-GELY ; Jean- Armand CALGARO.

[9] : Macalloy systèmes de barres et câbles.

[10] : CM66

[11] : site web : [wikipedia.com](http://wikipedia.com).

[12] : Construction métallique et mixte acier béton : 1.calcul et dimensionnement selon les eurocodes 3 et 4 / P. Bourrier et J. Brozzetti.

[13] : Cours charpentes métalliques 4ème année ENSTP. Par A.OUAKLI

[14] : Eurocode 4 - Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale Partie 2 : Ponts mixtes

[15] : « Projet et construction des ponts ». Jean-Armand Calgaro, France 2000.

[16] : Support du cours : « ouvrages d'art », ENSTP 2010/2011.

[17] : Techniques de l'ingénieur.