

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures

## Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

### Thème

Conception et Etude d'un Viaduc :  
Pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zeralda

#### Présenté par :

Abid EL GHOLLAM

Razika SAID DJAAT

#### Encadré par :

Mme D.CHERID

Mme H.MOHABBEDINE

Présenté et soutenu publiquement le (07/07/2019)

#### Composition du Jury :

Président	M. S. BELKACEMI	Pr	ENP
Rapporteur	Mme. D.CHERID	MCB	ENP
	Mme. H.MOHABBEDINE	MCB	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL	MAA	ENP
	M. A. DJERIR	Ingénieur Expert	





Département Génie Civil

Laboratoire Génie Sismique et Dynamique des Structures

## Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

### Thème

Conception et Etude d'un Viaduc :  
Pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zeralda

#### Présenté par :

Abid EL GHOLLAM

Razika SAID DJAAT

#### Encadré par :

Mme D.CHERID

Mme H.MOHABBEDINE

Présenté et soutenu publiquement le (07/07/2019)

#### Composition du Jury :

Président	M. S. BELKACEMI	Pr	ENP
Rapporteur	Mme. D.CHERID	MCB	ENP
	Mme. H.MOHABBEDINE	MCB	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL	MAA	ENP
	M. A. DJERIR		Ingénieur Expert

## DEDICACES

Je dédie ce mémoire à ma très chère famille

A ma mère *Mansour Farida*, Que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour ta patience illimitée et sans faille, tes encouragements, ton aide, en témoignage de mon profond respect pour tes grands sacrifices.

Que dieu te garde à nous.

A mes chères frères et sœurs Hakima, Naima, Nechoua, Chemseddine, Hadjer, Samira, Houda.

A mes chers gendres Ridha, Redouan, Bekri, Slimane, Abdelhadi

A mes précieux neveux et nièces

Lilia, Hidaïate, Mounia, Sidahmed, Mohamed, Mouadhe, Loay, Alaa, Abdeljalil, Kosay, Wail, Iline, Farah et Abdelmalek.

Pour mon grand amour {Nedjoua} et son soutien.

Qu'ils trouvent ici l'expression de mon profonde gratitude.

Nos oncles et tantes

Larbi, Fatma, Mohamed, Ali, Lalia, Nacira, Elhadje, Leila, Zeina, Amina et Khadidja.

A mes adorables cousins et cousines

Hamida, Belkaceme, Imene, Fatma, Bouchra, Moussa et Lalia.

À mes plus fidèles amis

Ilyes, Mohamed, Abdelrahman, Wissame, Ayoub, Sarah, Zakia, Zineb, Kenza, Manal, Ghanima, Karima, Ilies, Said, Ryad, Anouar, Larbi, Khaled, Anis, Hamdane et Oussama.

Merci d'être là, au moment où j'avais le plus besoin de vous, merci pour ces précieux moments inoubliables passés ensemble, de partager toute cette joyeuse amitié pleine de bonheur.

Aux anciens, aux vrais, à ceux qui m'ont soutenu durant tout mon cursus.

Merci pour tout, pour vos conseils et votre amitié sincère.

A mes chers camarades

A ma binôme Razika, qui a partagé ce travail avec moi, qui a été là où il fallait et quand il le fallait ; de m'avoir soutenu lors de la pire pression qui puisse exister me hantait.

« Abid »

## DEDICACES

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie :*

*A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral, celui qui s'est toujours*

*sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis,*

*à toi mon père.*

*A La lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur ;*

*maman que j'adore.*

*A ceux que j'aime et je respecte : Mes frères Mounir, Sadame, Housseem, Badr-Eldinne.*

*Ma chère sœur Rania.*

*Et à toute ma famille et amis sans exception.*

*A mon binôme Abid pour son soutien, et sa patience, et à toute sa famille.*

*A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aime.*

## **REMERCIEMENT**

En premier lieu, nous ne remercions jamais assez le bon Dieu le tout puissant de nous avoir orienté et ouvert les portes du savoir et de nous avoir donné la volonté, la patience et le courage d'élaborer ce modeste travail.

Nos sincères reconnaissances à nos deux excellentes Promotrices Mme CHERID et Mme MOHABBEDDINE, d'avoir mis à notre disposition tous les moyens pour nous aider à réaliser notre projet, ainsi que pour leurs précieux conseils, leurs encouragements, leur patience et leur immense gentillesse.

On remercie chaleureusement Mr BIREM Kamel, Ingénieur à E.N.G.O.A et Chef du projet, pour avoir accepté de nous accueillir et nous avoir permis de réaliser notre projet de fin d'études.

Nos remerciements vont également à :

Pr. N. Bourahla, Dr. I. Benazzouz, enseignants au département Génie Civil de l'École Nationale Polytechnique, pour leurs disponibilités.

Mr Youcef Babakhouya, Mr Cherrouf Ilies, Ingénieurs en Génie Civil, pour leurs encouragements.

Et c'est avec une grande admiration que nous tenons à remercier aussi, l'équipe du laboratoire pour leurs aides et tous leurs conseils.

Nous remercions également toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'accomplissement et à la réussite de ce mémoire.

## ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر على الطريق السريع الرابط بين مدينة سيدي عبد الله ومدينة زرالدة على طول 6 كلم.

بعد عملية التصميم، تم اختيار جسر مبني باستعمال عارضات من الخرسانة مسبقة الاجهاد، يضم رواقين متصلين عرض كل واحد 12 متر، يتكون هذا الجسر من ثمانية أمدية مستقلة بطول 33,4 م لكل مديد، يستند الجسر على تسعة دعائم (كتيفتين وسبعة ركائز)، تستند البلاطة من الخرسانة المسلحة على ثمانية عارضات.

تم رسم المساقط والمخططات بواسطة برنامج اوتوكاد 2016، التصاميم وتأكيد الحسابات تم تحقيقه بواسطة برنامج اوتوداسك ريبوت 2017.

### كلمات مفتاحية

جسر، عارضة، خرسانة مسلحة، خرسانة مسبقة الاجهاد، البلاط، ركيزة، كتيفة.

## Abstract

The goal of this work is to design and study a highway Viaduct on a penetrating that links the city of Sidi Abdallah and Zéralda along 6 Km.

At the end of the design process we decided to work on an independent spans bridge with prestressed beams, which includes 2 traffics with 12 meters width for each deck, comprising of 8 isostatic spans at a length of 33,4 meters . The deck stands on nine supports (two abutments and seven piles). The reinforced concrete slab rests on sixteen beams.

The plans and schemas were made with the software AutoCAD 2016, the modelization and the solicitation was determined by Autodesk Robot structural Analysis 2017.

### Keywords

Viaduct, beam, prestressed concrete, reinforced concrete, slab, pile, abutment.

## Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un viaduc autoroutier sur la pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zéralda sur 06 Km.

Après l'étude de différentes variantes, notre choix s'est porté sur un Viaduc à travées indépendantes à poutres multiples en béton précontraint par post tension. Il est composé de deux tabliers jumelés de largeur chacun de 12 mètres, comportant 8 travées isostatiques de longueur 33,4 m chacune. Le tablier repose sur neuf appuis (deux culées et sept piles). La dalle en béton armé s'appuie sur huit poutres.

Les plans et schémas ont été réalisés à l'aide du logiciel AutoCAD 2016, La modélisation et les vérifications des calculs ont été effectuées à l'aide d'Autodesk Robot structural Analysis 2017.

### Mots Clés

Viaduc, Poutres, Béton précontraint, Post tension, pile, culée.

# Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale ..... 14

## Chapitre 1 Conception et présentation du projet

1.1	Introduction .....	16
1.2	Présentation du projet.....	16
1.2.1	Données fonctionnelles .....	17
1.2.1.1	Tracé en plan .....	17
1.2.1.2	Profil en long.....	18
1.2.1.3	Profil en travers .....	18
1.2.2	Données naturelles .....	19
1.2.2.1	Données géotechniques .....	19
1.2.2.2	Les données sismiques .....	19
1.3	Conception .....	19
1.3.1	Démarche de conception d'un pont .....	19
1.3.1.1	Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage .....	20
1.3.1.2	Recueil des données naturelles.....	20
1.3.1.3	Données fonctionnelles .....	20
1.3.2	Choix du type d'ouvrage .....	20
1.3.3	Proposition des variantes.....	21
1.3.3.1	1 <sup>ère</sup> variante : pont mixte bipoutre .....	21
1.3.3.2	2 <sup>ème</sup> variante : Pont en béton précontraint construit en encorbellements successifs.....	26
1.3.3.3	3 <sup>ème</sup> variante : Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension (VIPP).....	31
1.4	Caractéristiques géométriques de la poutre.....	34
1.4.1	Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée.....	34
1.4.2	Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire .....	35
1.4.3	Caractéristiques géométriques de l'about de la poutre.....	36
1.5	Conclusion.....	36

## Chapitre 2 Evaluation des charges et modélisation

2.1	Introduction .....	38
2.2	Charges et surcharge .....	38
2.2.1	Les actions.....	38
2.2.2	Evaluation des actions hors trafic.....	38
2.2.2.1	Les actions permanentes.....	38
2.2.2.2	Action thermique.....	40
2.2.3	Evaluation des charges dues au trafic .....	40
2.2.3.1	Caractéristiques du viaduc .....	40
2.2.3.2	Système de charge A .....	41
2.2.3.3	Système de charge B .....	41
2.2.3.4	Coefficient de majoration dynamique .....	43
2.2.3.5	Efforts de freinage.....	43
2.2.4	Surcharges des trottoirs .....	44
2.2.5	Calcul des éléments de réduction .....	44
2.2.5.1	Calcul des éléments de réduction dus au poids propre.....	44
2.2.5.2	Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges.....	44
2.3	Modélisation de l'ouvrage.....	49
2.3.1	Etapes de modélisation.....	49
2.3.2	Modélisation des éléments de la structure.....	50
2.3.2.1	Poutres.....	50



2.3.2.2	L'hourdis .....	50
2.3.2.3	Appuis .....	50
2.3.3	Modélisation des charges et surcharges .....	51
2.3.3.1	Formes générales des combinaisons d'actions .....	51
2.3.3.2	Affectation des charges .....	51
2.3.3.3	Résultats .....	53
2.4	Conclusion.....	56
<b>Chapitre 3</b>		<b>Etude de la superstructure</b>
3.1	Introduction .....	58
3.2	Etude de la précontrainte.....	58
3.2.1	Dimensionnement de la précontrainte.....	58
3.2.1.1	Calcul du nombre de câbles à mi- travée .....	58
3.2.1.2	Détermination du nombre de câbles à l'about.....	59
3.2.1.3	Vérification des contraintes.....	60
3.2.1.4	Disposition constructive des câbles.....	61
3.2.2	Calcul des pertes.....	64
3.2.2.1	Tension à l'origine .....	64
3.2.2.2	Pertes de tension instantanées .....	64
3.2.2.3	Pertes différées .....	67
3.2.2.4	Calcul du pourcentage des pertes totales.....	69
3.2.3	Calcul justificatif des poutres .....	69
3.2.3.1	Vérification à l'ELS .....	69
3.2.3.2	Vérification à l'ELU.....	71
3.2.3.3	Ferraillage de la poutre.....	72
3.3	Etude du tablier .....	74
3.3.1	Calcul des déformations .....	74
3.3.1.1	Calcul des flèches.....	74
3.3.1.2	Déplacements horizontaux .....	75
3.3.1.3	Calcul des rotations .....	76
3.3.2	Etude de l'hourdis .....	76
3.3.2.1	Modélisation et évaluation des efforts .....	76
3.3.2.2	Ferraillages .....	78
3.3.3	Etude de l'appareil d'appui .....	78
3.3.3.1	Choix du type d'appareil .....	78
3.3.3.2	Appareils d'appui en élastomère fretté.....	78
3.3.3.3	Prédimensionnement en plan de l'appareil .....	79
3.4	Conclusion.....	84
<b>Chapitre 4</b>		<b>Etude de l'infrastructure</b>
4.1	Introduction .....	86
4.2	Étude de la pile.....	86
4.2.1	Prédimensionnement des piles .....	86
4.2.2	Pile prise en considération dans le calcul.....	86
4.2.3	Répartition des charges et des surcharges .....	87
4.2.3.1	Les charges verticales.....	87
4.2.3.2	Les charges horizontales .....	88
4.2.4	Etude et ferraillage de la pile.....	88
4.2.4.1	Le chevêtre .....	88
4.2.4.2	Le fût .....	92
4.2.4.3	La semelle .....	95
4.2.4.4	Les pieux .....	97
4.3	Etude de la culée .....	99
4.3.1	Prédimensionnement .....	99
4.3.1.1	Mur garde grève .....	99

4.3.1.2	Mur en retour.....	99
4.3.1.3	La dalle de transition .....	99
4.3.1.4	Le corbeau .....	100
4.3.1.5	Mur frontal .....	100
4.3.1.6	La semelle .....	100
4.3.2	Stabilité et évaluation des efforts .....	100
4.3.2.1	Calcul du coefficient de poussée .....	100
4.3.2.2	Evaluations des efforts sollicitant la culée .....	102
4.3.2.3	Poids des terres.....	102
4.3.2.4	Calcul de la poussée des terres .....	102
4.3.2.5	Calcul de la poussée des surcharges de remblai.....	103
4.3.2.6	Evaluations des efforts dus à la culée.....	104
4.3.2.7	Efforts dus au tablier .....	104
4.3.2.8	Combinaison des efforts.....	105
4.3.3	Étude des fondations .....	105
4.3.3.1	Étude des pieux .....	105
4.3.4	Étude des éléments de la culée .....	107
4.3.4.1	Étude de mur frontal.....	107
4.3.4.2	Étude du mur garde grève .....	108
4.3.4.3	Étude de dalle de transition .....	110
4.3.4.4	Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	111
4.3.4.5	Étude du mur en retour .....	112
4.4	Conclusion.....	113
	Conclusion générale .....	114
	Références bibliographiques .....	115
	Annexes .....	116

## Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Tableau des largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée .....	24
Tableau 1.2 : Dimensions du profil de la poutre .....	24
Tableau 1.3 : Epaisseur de la dalle. ....	25
Tableau 1.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée.....	34
Tableau 1.5 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire .....	35
Tableau 1.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l’about.....	36
Tableau 2.1 : Récapitulatif des charges hors trafic .....	40
Tableau 2.2 : Caractéristiques du viaduc .....	40
Tableau 2.3 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique.....	43
Tableau 2.4 : Récapitulation des efforts calculés de différentes charges et surcharges .....	49
Tableau 2.5 : Combinaison d’action .....	51
Tableau 3.1 : Caractéristiques de la section médiane avec hourdis .....	59
Tableau 3.2 : Caractéristiques de la section médiane sans hourdis.....	60
Tableau 3.3 : Les contraintes normales .....	61
Tableau 3.4 : Résultats de calcul .....	63
Tableau 3.5 : Les équations des câbles .....	63
Tableau 3.6 : Valeurs des pertes dues aux frottements .....	64
Tableau 3.7 : Valeurs de la longueur sur laquelle s’effectue le recul d’ancrage.....	65
Tableau 3.8 : Les pertes dues au recul d’ancrage.....	65
Tableau 3.9 : Valeurs des pertes dues au recul d’ancrage aux différentes positions .....	65
Tableau 3.10 : Valeurs moyennes des pertes par câble.....	65
Tableau 3.11 : Les pertes par raccourcissement instantané pour l’about.....	66
Tableau 3.12 : Les pertes par raccourcissement instantané pour l’extrados .....	66
Tableau 3.13 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées .....	67
Tableau 3.14 : Les pertes dues au retrait pour la 1 <sup>ère</sup> famille à 7 jours .....	67
Tableau 3.15 : Les pertes dues au retrait pour 1 <sup>ère</sup> famille à 28 jours .....	67
Tableau 3.16 : Les pertes dues au retrait pour 2 <sup>ème</sup> famille à 56 jours .....	67
Tableau 3.17 : Les pertes dues au fluage du béton.....	68
Tableau 3.18 : Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l’about .....	68
Tableau 3.19 : Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l’extrados .....	68
Tableau 3.20 : Les pertes différées totales .....	69
Tableau 3.21 : Pertes totales.....	69
Tableau 3.22 : Vérification des contraintes normales à l’ELS.....	70
Tableau 3.23 : Vérification des contraintes tangentielles .....	71
Tableau 3.24 : Valeurs des moments $M_p(x)$ .....	74
Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des efforts .....	77
Tableau 4.1 : Récapitulatif des réactions des surcharges sur pile .....	87
Tableau 4.2 : Les différentes charges appliquées sur le chevêtre .....	88
Tableau 4.3 : Ferrailage longitudinale de chevêtre .....	90
Tableau 4.4 : Efforts agissant sur le fût.....	92
Tableau 4.5 : Valeur des efforts par fût.....	93
Tableau 4.6 : Efforts agissant sur la semelle .....	95
Tableau 4.7 : Valeurs des efforts appliqués sur la semelle .....	95
Tableau 4.8 : Valeurs de $N_{max}$ et $N_{min}$ .....	96
Tableau 4.9 : Le moment à l’ELU et à l’ELS .....	96
Tableau 4.10 : Calcul du coefficient de poussée $K_{ad}$ .....	101
Tableau 4.11 : Valeur de la somme des sollicitations pour le cas normal .....	104
Tableau 4.12 : Evaluations des efforts dus au tablier.....	104
Tableau 4.13 : Combinaison des efforts à ELS et ELU .....	105
Tableau 4.14 : Sollicitations les plus défavorables .....	105

Tableau 4.15 : Les efforts agissant sur le mur frontal .....	107
Tableau 4.16 : Combinaison des efforts à ELS et ELU .....	107
Tableau 4.17 : Sollicitations les plus défavorables .....	107
Tableau 4.18 : Guide SETRA pp73 .....	109
Tableau 4.19 : Combinaison des actions .....	110
Tableau 4.20 : Les efforts agissant sur la dalle de transition .....	111
Tableau 4.21 : Combinaison des actions .....	111
Tableau 4.22 : Combinaison des actions .....	112
Tableau 4.23 : Section d'acier .....	113

## Liste des figures

Figure 1.1 : Vue satellite du site de l'ouvrage .....	16
Figure 1.2 : Plan de situation.....	17
Figure 1.3 : Tracé en plan.....	17
Figure 1.4 : Coupe sur tracé en plan.....	17
Figure 1.5 : Profil en long .....	18
Figure 1.6 : Profil en travers.....	18
Figure 1.7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	19
Figure 1.8 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 1 <sup>ère</sup> variante.....	22
Figure 1.9 : Coupe transversale de la variante 1. ....	22
Figure 1.10 : Valeurs optimales de l'élançement d'un pont mixte à bipoutres. ....	23
Figure 1.11 : Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre.....	24
Figure 1.12 : Prédimensionnement de la 1 <sup>ère</sup> variante.....	25
Figure 1.13 : Coupe transversale de la variante sur culée .....	25
Figure 1.14 : Coupe transversale de la variante sur pile .....	26
Figure 1.15 : Mise en tension des câbles de fléau .....	26
Figure 1.16 : Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs .....	26
Figure 1.17 : Coupe transversale d'un caisson simple .....	27
Figure 1.18 : Coupe longitudinale.....	28
Figure 1.19 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 2 <sup>ème</sup> variante.....	28
Figure 1.20 : Prédimensionnement du voussoir .....	30
Figure 1.21 : Coupe transversale de la variante sur culée .....	30
Figure 1.22 : Coupe transversale de la variante sur pile .....	30
Figure 1.23 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 3 <sup>ème</sup> variante.....	31
Figure 1.24 : Gousset de la table de compression et du talon .....	33
Figure 1.25 : Section transversale .....	33
Figure 1.26 : Notation utilisée.....	34
Figure 1.27 : Géométrie de la poutre à mi-travée .....	35
Figure 1.28 : Géométrie de la poutre intermédiaire .....	35
Figure 1.29 : Géométrie d'about de la poutre .....	36
Figure 2.1 : Répartition des sections d'une poutre .....	38
Figure 2.2 : Les détails de la corniche.....	39
Figure 2.3 : La largeur roulable et la largeur chargeable .....	40
Figure 2.4 : Système B <sub>C</sub> .....	41
Figure 2.5 : Système B <sub>t</sub> .....	42
Figure 2.6 : Système B <sub>r</sub> .....	42
Figure 2.7 : Convoi Mc 120 .....	42
Figure 2.8 : Convoi exceptionnel D240 .....	43
Figure 2.9 : Coupe longitudinale de la poutre .....	44
Figure 2.10 : Poutre sous chargement A(L) .....	44
Figure 2.11 : Position de la section dangereuse -système B <sub>C</sub> .....	45
Figure 2.12 : Poutre sous le chargement B <sub>C</sub> .....	45
Figure 2.13 : Section dangereuse sous le système de charge B <sub>t</sub> .....	46
Figure 2.14 : Poutre sous le chargement B <sub>t</sub> .....	46
Figure 2.15 : Poutre sous le chargement B <sub>r</sub> pour le calcul de moment fléchissant max .....	46
Figure 2.16 : Poutre sous le chargement B <sub>r</sub> pour le calcul de l'effort tranchant max .....	47
Figure 2.17 : Poutre sous le chargement Mc 120 pour le calcul de moment fléchissant max ..	47
Figure 2.18 : Poutre sous le chargement Mc 120 pour le calcul de l'effort tranchant max .....	47

Figure 2.19 : Poutre sous le chargement D240 pour le calcul de moment fléchissant max.....	48
Figure 2.20 : Poutre sous le chargement D240 pour le calcul de l'effort tranchant max.....	48
Figure 2.21 : Modélisation des poutres .....	50
Figure 2.22 : Modélisation de l'hourdis .....	50
Figure 2.23 : Modélisation des appuis .....	50
Figure 2.24 : Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.....	51
Figure 2.25 : Affectation des charges type A.....	52
Figure 2.26 : Affectation des charges type $B_c$ .....	52
Figure 2.27 : Affectation des charges type $B_t$ .....	53
Figure 2.28 : Diagrammes des moments fléchissant dus au poids d'une poutre .....	53
Figure 2.29 : Diagrammes des moments fléchissant dus aux charges permanentes .....	53
Figure 2.30 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à ELS.....	54
Figure 2.31 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à ELS .....	54
Figure 2.32 : Diagrammes des moments fléchissant dus au poids du G.....	54
Figure 2.33 : Diagrammes des efforts tranchant dus au poids du G .....	55
Figure 2.34 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à ELU .....	55
Figure 2.35 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à ELU .....	56
Figure 3.1 : Tracé des câbles sortants de l'about. ....	62
Figure 3.2 : Disposition des câbles.....	62
Figure 3.3 : Ferrailage passive de la poutre .....	73
Figure 3.4 : Moment max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 (B_{C3} + S_T)$ .....	76
Figure 3.5 : L'effort tranchant max à l'ELS de la combinaison $G + 1,2 (B_{C3} + S_T)$ .....	77
Figure 3.6 : Moment max à l'ELU de la combinaison $1,35G + 1,6 (B_{C3} + S_T)$ .....	77
Figure 3.7 : L'effort tranchant max à l'ELU de la combinaison $1,35G + 1,6 (B_{C3} + S_T)$ .....	77
Figure 3.8 : Ferrailage transversal.....	78
Figure 3.9 : Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	79
Figure 3.10 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 .....	79
Figure 3.11 : Appareils d'appui en élastomère fretté .....	83
Figure 3.12 Ferrailage du dès d'appui .....	84
Figure 4.1 : Dimensions de la pile P05 .....	87
Figure 4.2 : Schéma statique du chevêtre à l'ELU.....	89
Figure 4.3 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU .....	89
Figure 4.4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU .....	89
Figure 4.5 : Schéma statique du chevêtre à l'ELS .....	89
Figure 4.6 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS .....	89
Figure 4.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	90
Figure 4.8 : Torsion de chevêtre.....	91
Figure 4.9 : Schéma de ferrailage du chevêtre .....	92
Figure 4.10 : Schéma de ferrailage du fût .....	94
Figure 4.11 : Ferrailage de la semelle .....	97
Figure 4.12 : Ferrailage des pieux.....	99
Figure 4.13 : Les dimensions du corbeau.....	100
Figure 4.14 : Les dimensions de la culée C-01 .....	100
Figure 4.15 : Poussée des terres sur (le mur frontal + mur garde grève et la semelle). .....	103

Figure 4.16 : Poussée des terres due aux surcharges de remblai.....	103
Figure 4.17 : Les différents efforts dus à la culée .....	104
Figure 4.18 : Ferrailage des pieux.....	107
Figure 4.19 : Ferrailage de mur frontal .....	108
Figure 4.20 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	109
Figure 4.21 : Ferrailage de mur garde grève et du corbeau .....	110
Figure 4.22 : Ferrailage de la dalle de transition.....	111
Figure 4.23 : Modèle d'un mur en retour réalisé à l'aide du logiciel robot .....	113
Figure 4.24 : Ferrailage de mur en retour .....	113

## Introduction générale

Dans le cadre du nouveau terme (une ville intelligente), l'Algérie a commencé le projet de la nouvelle ville Sidi Abdallah au niveau de la wilaya d'Alger. Pour franchir les obstacles naturels, améliorer, développer le tracé routier et la relier à d'autres villes, l'état a lancé une pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zeralda sur 6 km.

Notre projet de fin d'étude a pour objectif la conception et l'étude d'un pont sur 260 m du PK 1+600.700 à PK 1+867.717 et de largeur 24 mètres.

A cet effet, pour ce projet, nous avons proposé trois variantes pour cet ouvrage : la première un pont mixte bipoutre, la deuxième un pont vousoir et la troisième un pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP).

Pour ces trois variantes, un prédimensionnement a été effectué et on a opté de prendre la troisième variante qui est VIPP (en fonction des moyens de l'entreprise ENGOA et son expérience dans le domaine).

Nous proposons un pont de 8 travées identiques de longueur 33,4 m et de deux tabliers jumelés de largeur 12 m chacun. Ayant deux tabliers identiques dans la suite de tout notre travail, on ne s'intéressa qu'à un seul tablier. Cet ouvrage s'appuie sur 7 piles et 2 culées. Chaque pile est constituée de 3 colonnes reposant sur des pieux forés.

Le mémoire est constitué de quatre chapitres principaux :

Nous commençons par la conception et la présentation du projet, qui consiste à donner le plan de situation, le tracé de la route, le choix de la variante la plus appropriée avec un meilleur rapport qualité-prix et la durée de réalisation.

Après l'évaluation des charges, nous passons à la modélisation du tablier. Ensuite, nous traitons l'étude de la superstructure, qui comprend : la précontrainte, l'hourdis ainsi que le calcul des déformations et des éléments du tablier.

Enfin, une étude de l'infrastructure qui consiste au dimensionnement des piles et des culées est faite afin d'assurer la stabilité de l'ensemble de la structure.

Nous terminerons par une conclusion générale dans laquelle nous allons exposer les points essentiels abordés dans ce mémoire.



# **Chapitre 1 : Conception et présentation du projet**

## 1.1 Introduction

Le réseau routier est un facteur essentiel dans la vie économique et sociale d'un pays, les ponts constituent les points sensibles du réseau. Leur défaillance provoque toujours une perturbation importante sur le trafic.

D'une façon générale on appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas, on distingue : pont route, pont-rail, pont-canal.

## 1.2 Présentation du projet

Le présent travail a pour objectif la conception et l'étude du viaduc V1+600.700 au PK 1+867.717, il fait partie de la pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zeralda sur 06 Km.

Pour la conception d'un tel ouvrage, nous avons besoin de données fonctionnelles et naturelles.

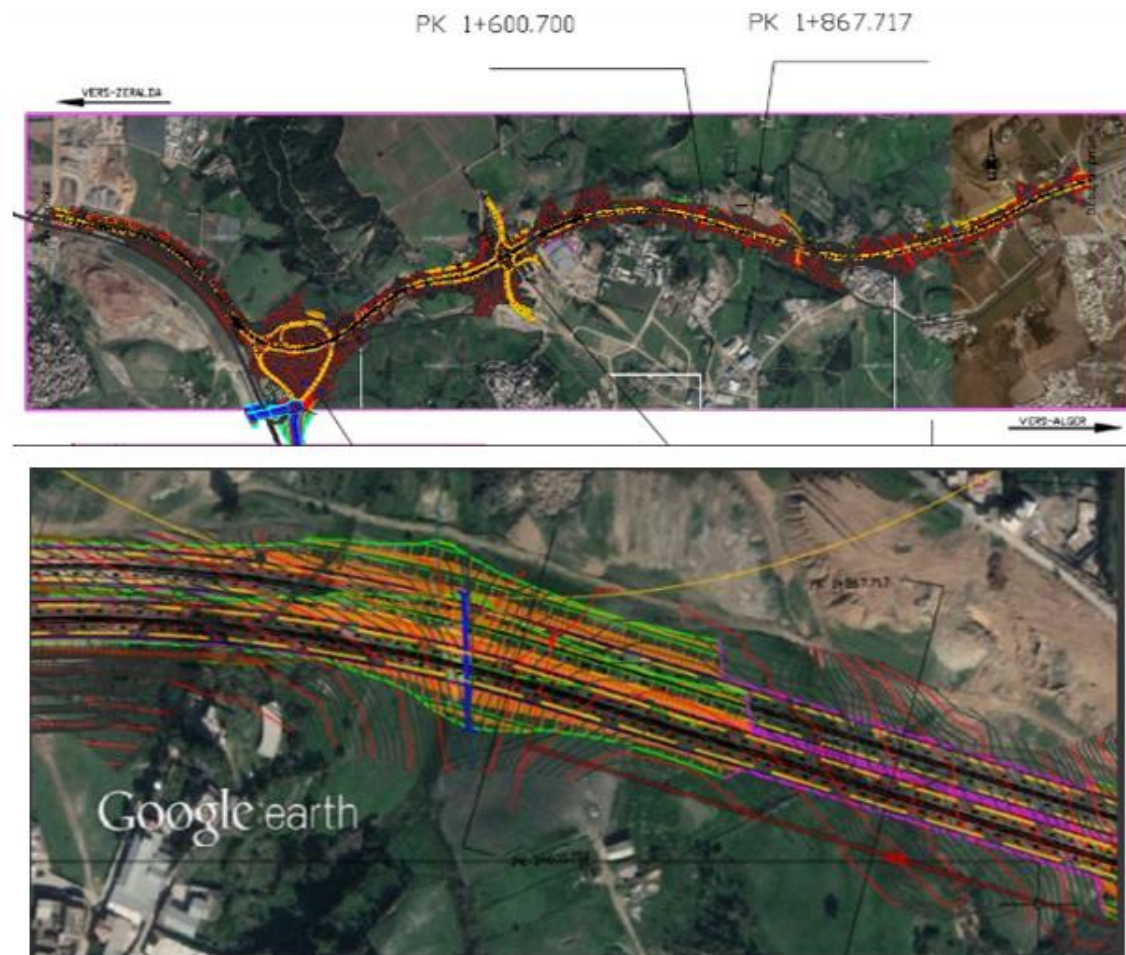


Figure 1.1 : Vue satellite du site de l'ouvrage

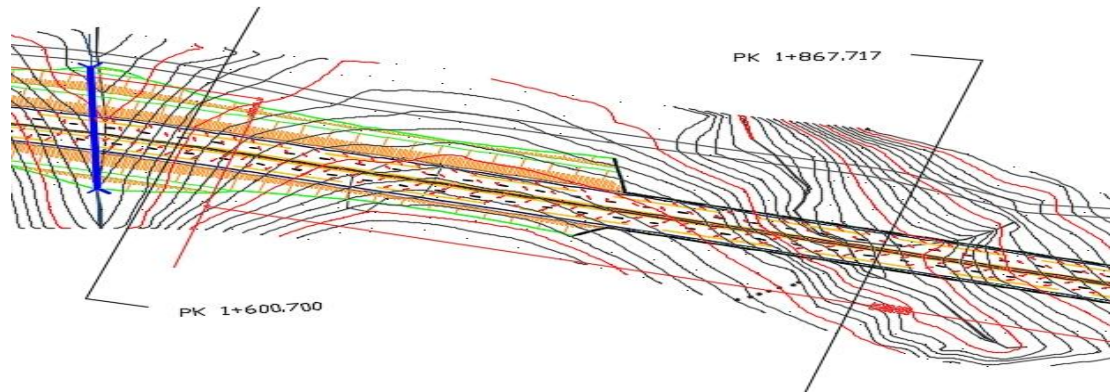


Figure 1.2 : Plan de situation

### 1.2.1 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction et sa mise en service. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles à franchir.

En général, les principaux éléments à considérer sont : le tracé en plan, le profil en long, et le profil en travers.

#### 1.2.1.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques (Calgario, 2000). Le tracé de la chaussée portée par l'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 260 m et d'une largeur de 24 m.

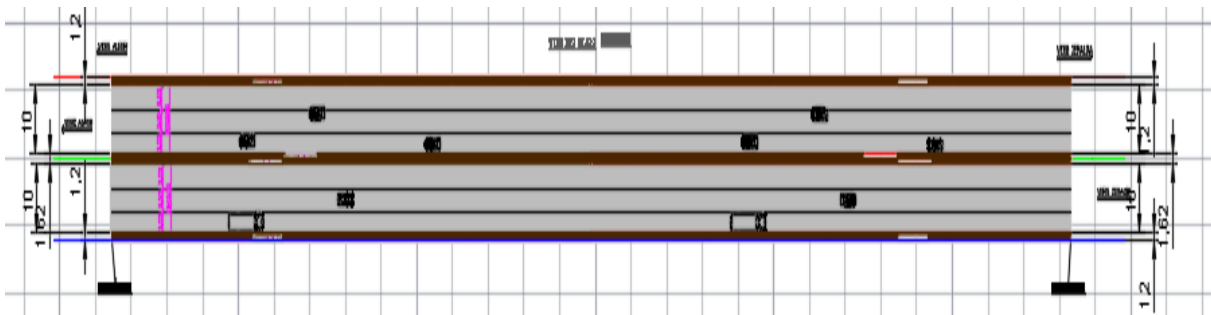


Figure 1.3 : Tracé en plan

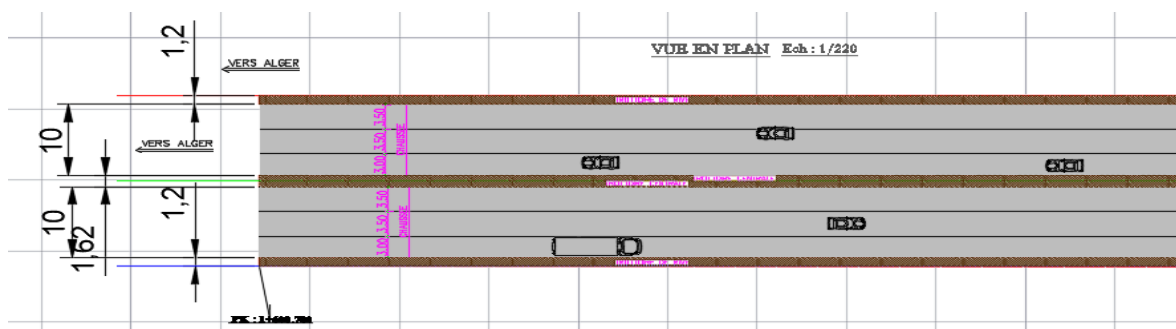


Figure 1.4 : Coupe sur tracé en plan

### 1.2.1.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement mise en œuvre), définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles (Calgaro, 2000). La figure ci-dessous présente le profil en long de notre ouvrage.

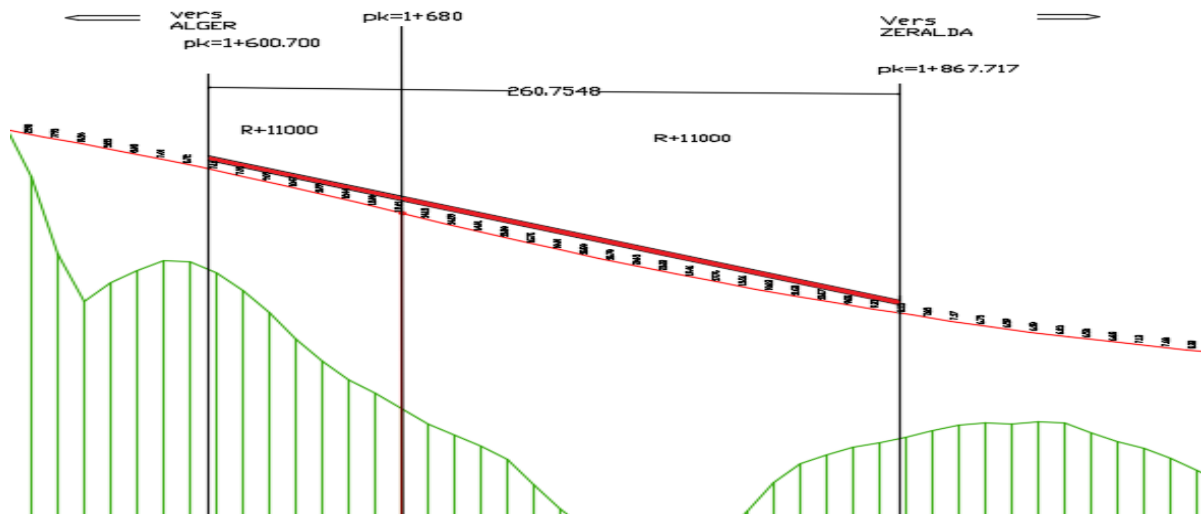


Figure 1.5 : Profil en long

### 1.2.1.3 Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal (Calgaro, 2000). Notre ouvrage possède les caractéristiques suivantes :

- La largeur du tablier est de 12m.
- 2 trottoirs de largeur :  $L_g = 1,2m$ ,  $L_d = 0,8m$ .
- Une seule corniche.
- 2 glissières de sécurité.
- 2 gardes corps.
- Le dévers : 2,5% vers l'extérieur.

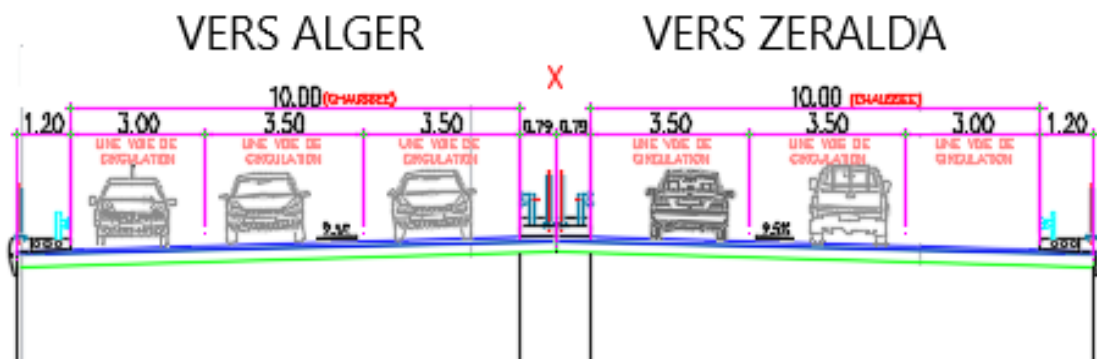


Figure 1.6 : Profil en travers



### **1.3.1.1 Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage**

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'ancrage du pont ou du viaduc doit être examiné avec soin.

En milieu urbain, les contraintes d'environnement sont souvent déterminantes pour la conception (Calgaro et al., 1994).

### **1.3.1.2 Recueil des données naturelles**

L'ensemble des données et renseignements à recueillir sur place durant la visite de l'Ingénieur des lieux sont :

#### **➤ Topographie :**

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

#### **➤ L'hydrologie :**

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime ; fréquence et importance des crues et débit solide.

#### **➤ Données géologiques et géotechniques**

Leur recueil (la nature du sol, niveau de la nappe phréatique) constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

#### **➤ Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont**

- Des actions directes comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée.

- Des actions indirectes comme celles les actions physico-chimiques du milieu environnant.

### **1.3.1.3 Données fonctionnelles**

Pour commencer un projet, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables. Cette liste comprend :

- Le tracé en plan.
- Le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissement ultérieurs.
- Le profil en long.
- Les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles.
- Les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable).

## **1.3.2 Choix du type d'ouvrage**

Pour franchir une brèche donnée, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir le meilleur choix, il faut

d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions, leurs limites et leurs coûts, cette opération fait appel à l'expérience et à la connaissance de l'Ingénieur.

### 1.3.3 Proposition des variantes

Nous proposons 3 solutions différentes avec pour chacune un prédimensionnement, nous analysons les trois en citant pour chacune d'elle ses avantages et ses inconvénients, puis nous opterons pour celle qui paraît la plus avantageuse.

#### 1.3.3.1 1<sup>ère</sup> variante : pont mixte bipoutre

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique, d'une dalle en béton armé et de connecteurs. Le rôle des connecteurs est d'empêcher le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

L'ossature métallique est composée de deux poutres. Si le tablier est assez large une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur les pièces des ponts espacées tous les 4m environ. Si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0,55 fois la largeur de la dalle, et reliées par des entretoises (Calgaro et al., 1994).

#### ➤ Les avantages

- L'âme du bipoutre possède un meilleur comportement vis-à-vis du risque d'instabilité par voilement ;
- Un gain sur les coûts de construction : on observe une réduction des dépenses de fabrication, de transport, de montage ainsi que de la protection anticorrosion en raison, tout simplement, de la diminution du nombre des poutres à réaliser et d'une grande simplification dans le dessin et l'assemblage des éléments transversaux d'entretoisement ;

#### ➤ Les inconvénients

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur les chantiers ;
- Requiert une main d'œuvre qualifiée (en particulier soudeurs).

#### ➤ Prédimensionnement

##### ▪ Longitudinalement

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes va jusqu'à 110 ou 120m pour les travées continues et jusqu'à 80 ou 90m environ pour les travées indépendantes (SETRA, 1985). Le pont mixte que nous proposons est de longueur totale de 260 m, donc on prend 2 travées de rive de 40 m et 3 travées centrales de 60 m. Le rapport de portée  $\psi$  doit être compris entre les valeurs de 0,65 et 0,8 :

$$0,65 < \psi = \frac{40}{60} = 0,67 < 0,8$$

Nous optons pour un ouvrage hyperstatique et l'implantation des deux culées sont :

Pour la première culée : PK 1+610.500

Pour la deuxième culée : PK 1+877.550

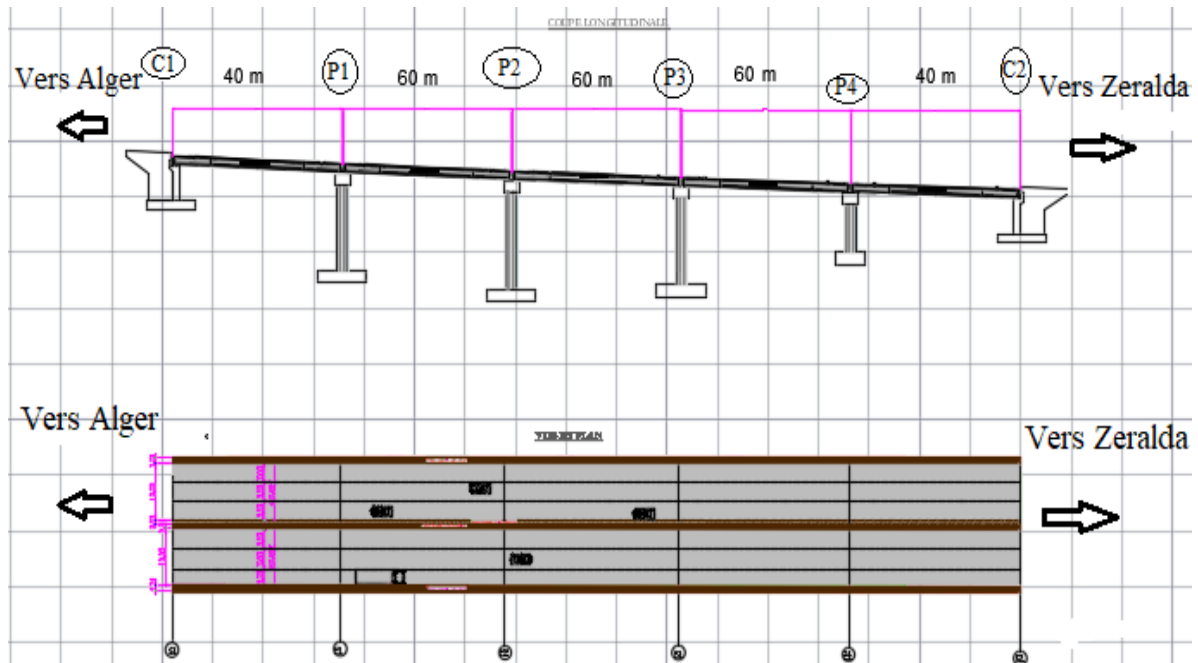


Figure 1.8 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 1<sup>ère</sup> variante

#### ▪ Transversalement

Le tablier n'est pas très large (en-dessous de 13 à 14 m environ), la solution la plus courante consiste à connecter longitudinalement une dalle en béton (23 à 27 cm d'épaisseur) aux deux poutres et transversalement à des entretoises espacées de 8 m environ.

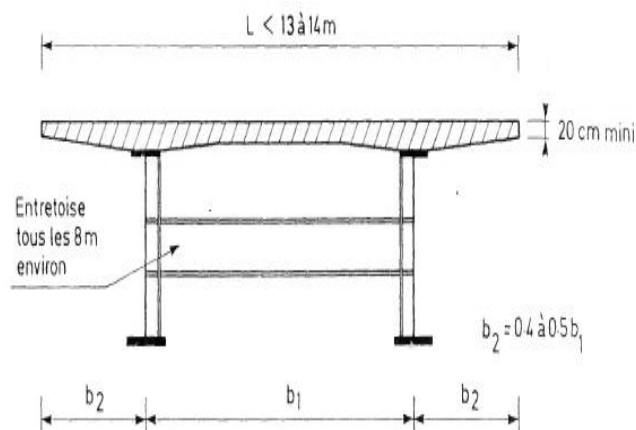


Figure 1.9 : Coupe transversale de la variante 1 (SETRA, 1985).

### 1- Prédimensionnement de la poutre

La poutre est de forme I, comporte une âme et deux semelles. Le prédimensionnement (SETRA, 1985) est :



○ **Nombre de poutres (N) :**

Le nombre des poutres  $N = 2$  (puisque bipoutres).

$L_a = 12$  m ; (largeur de tablier).

$b_1 = 6$  m ; (l'entraxe des poutres).

On prend :  $b_2 = 0,5 \times b_1 = 3$  m.

○ **Élancement de poutres :**

Les valeurs optimales de l'élancement indiquées dans le tableau ci-dessous correspondent au rapport optimal des portées de l'ouvrage :

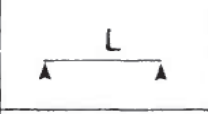
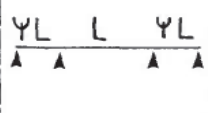
	1/22	
	hauteur constante	hauteur variable
	1/28	sur appui : 1/25 à mi-travée : 1/40 à 1/50

Figure 1.10 : Valeurs optimales de l'élancement d'un pont mixte à bipoutres (SETRA, 1985).

○ **Hauteur ( $h_w$ ) :**

On opte pour les travées centrales, une hauteur constante :

$$h_w = \frac{L}{28} = \frac{60}{28} = 2,2 \text{ m.}$$

Et pour les travées de rive, une hauteur variable :

- **A l'about :**

$$\frac{L}{25} = \frac{40}{25} = 1,6 \text{ m}$$

- **Section intermédiaire :**

On garde la hauteur constante de la travée centrale, qui est de :  $h_w = 2,2$ m

○ **Épaisseur de l'âme ( $t_w$ ) :**

L'épaisseur de l'âme dépend :

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

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0,005 h_w$$

$$\frac{v}{h_w \times t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ en état limite de service.}$$

$t_w \geq 12 \text{ mm}$  pour les âmes raidies longitudinalement des poutres principales.

○ **Largeur et épaisseur des semelles ( $b_s, b_i, t_s, t_i$ ) :**

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions : D'instabilité et de résistance.

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général à :

$$400 \text{ mm} \leq b \leq 1300 \text{ mm} \quad \text{avec :} \quad \frac{b}{t} \leq 30$$

Les largeurs des semelles en fonction la plus grande portée sont données dans le tableau ci-dessous, pour un ouvrage continu, d'élanement courant et de largeur moyenne 10m.

Tableau 1.1 : Tableau des largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée (SETRA, 1985).

portée	largeur de la semelle sup.	largeur de la semelle inf.
< 30	400	500
30 à 50	500	500 - 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1 000

Les valeurs retenues sont répertoriées dans le tableau qui suit :

Tableau 1.2 : Dimensions du profil de la poutre

Dimensions (mm)	Sur appuis	En-travée
$t_w$	30	30
$b_s$	600	600
$b_i$	800	800
$t_s$	25	25
$t_i$	30	30

## 2- Prédimensionnement de la dalle

On fixe l'épaisseur de la dalle à 25cm, comme schématisée ci-dessous, car la largeur du tablier est inférieure à 13m.

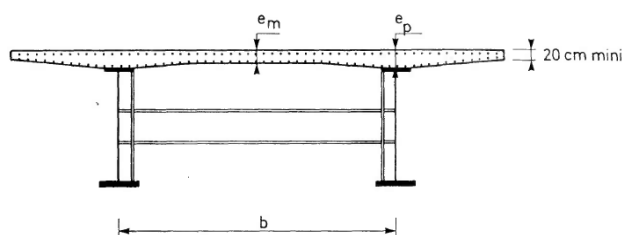


Figure 1.11 : Coupe transversale d'un pont mixte bipoutre (SETRA, 1985).



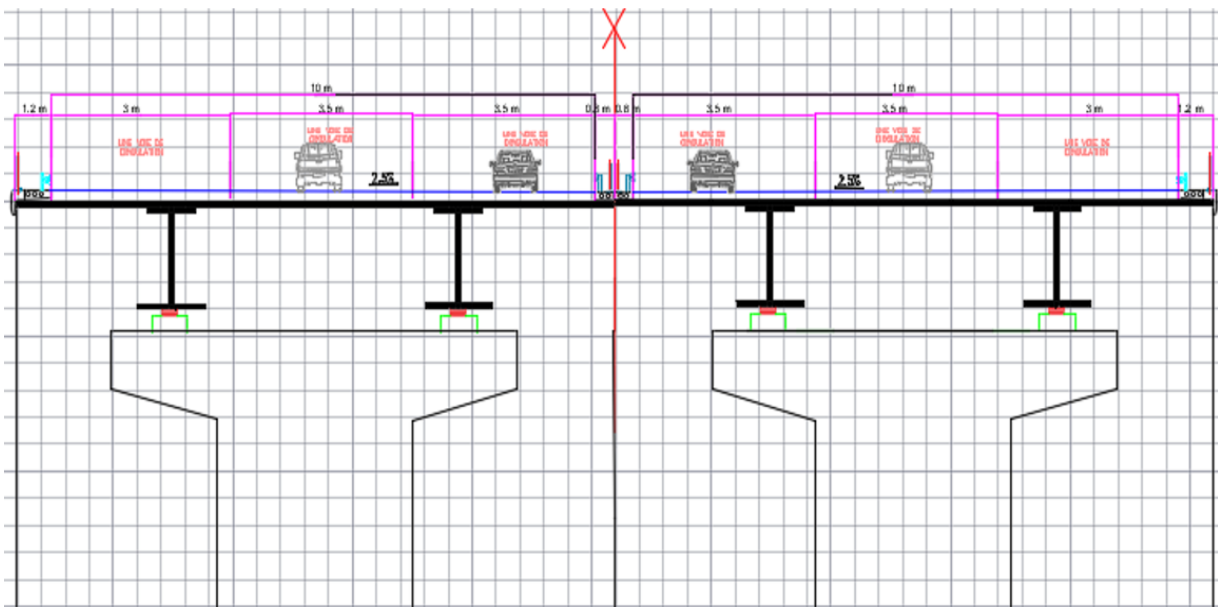


Figure 1.14 : Coupe transversale de la variante sur pile

### 1.3.3.2 2<sup>ème</sup> variante : Pont en béton précontraint construit en encorbellements successifs

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintres ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (SETRA, 2003).



Figure 1.15 : Mise en tension des câbles de fléau

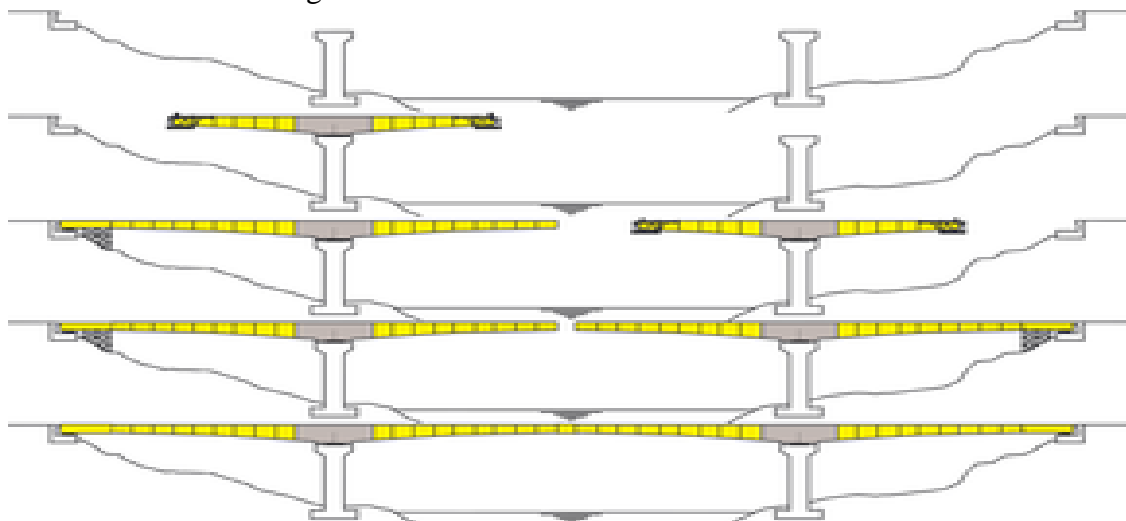


Figure 1.16 : Principe de la construction par encorbellement de fléaux successifs

L'opération de solidarisation de deux fléaux ou de raccordement d'un fléau avec une travée de rive est appelé « Clavage ».

➤ **Les avantages**

- L'entretien n'est demandé qu'au bout d'une certaine période de mise en service.
- La structure massive du tablier donne de belles formes esthétiques.
- La portée de ce type de viaduc est importante ; ce qui diminue les appuis au sol.

➤ **Les inconvénients**

- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre.
- Nécessite des échafaudages importants.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles pour la mise en tension.

➤ **Prédimensionnement**

Avant d'entamer le dimensionnement longitudinal et transversal des différents éléments constitutifs d'un pont construit par encorbellements successives, il faut tout d'abord déterminer la travée principale et, les différentes caractéristiques de la section transversale.

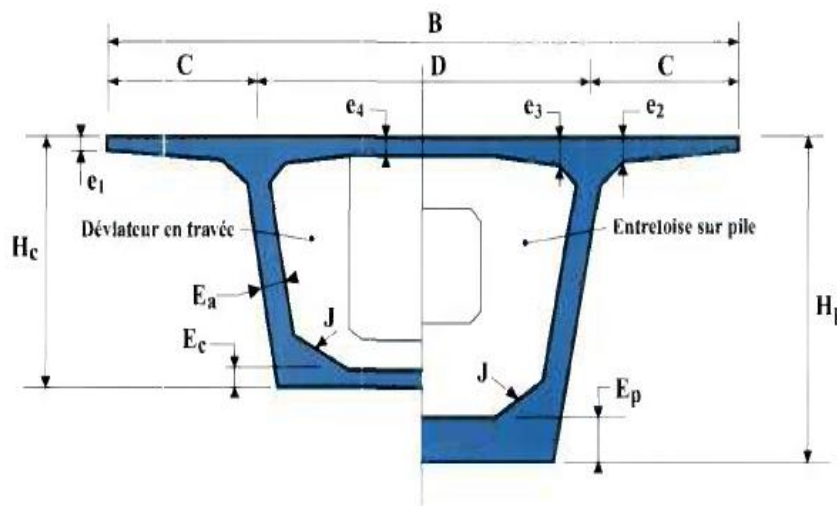


Figure 1.17 : Coupe transversale d'un caisson simple

▪ **Longitudinalement**

La longueur totale de notre ouvrage est de 260 m, on fixe la travée principale  $L=120\text{m}$

On détermine les travées de rive telle que (SETRA, 2003) :

- $0,5 \times L = 0,5 \times 120 = 60 \text{ m.}$
- $0,7 \times L = 0,7 \times 120 = 84 \text{ m.}$

Donc on prend la travée principale de 120m, et les 2 travées de rive de 70 m.

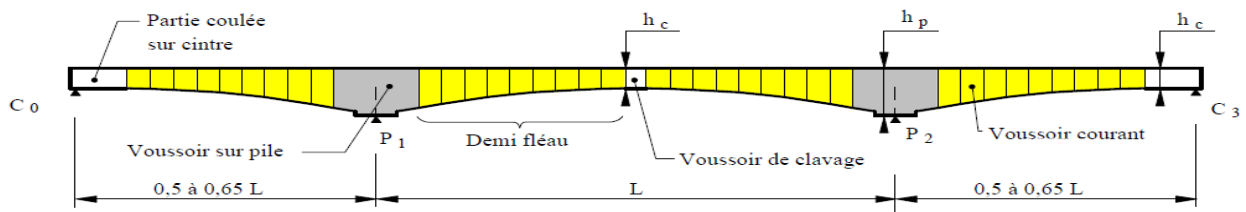


Figure 1.18 : Coupe longitudinale

Les deux culées sont donc implantées :

Pour la première culée : PK 1+590.800

Pour la deuxième culée : PK 1+857.850

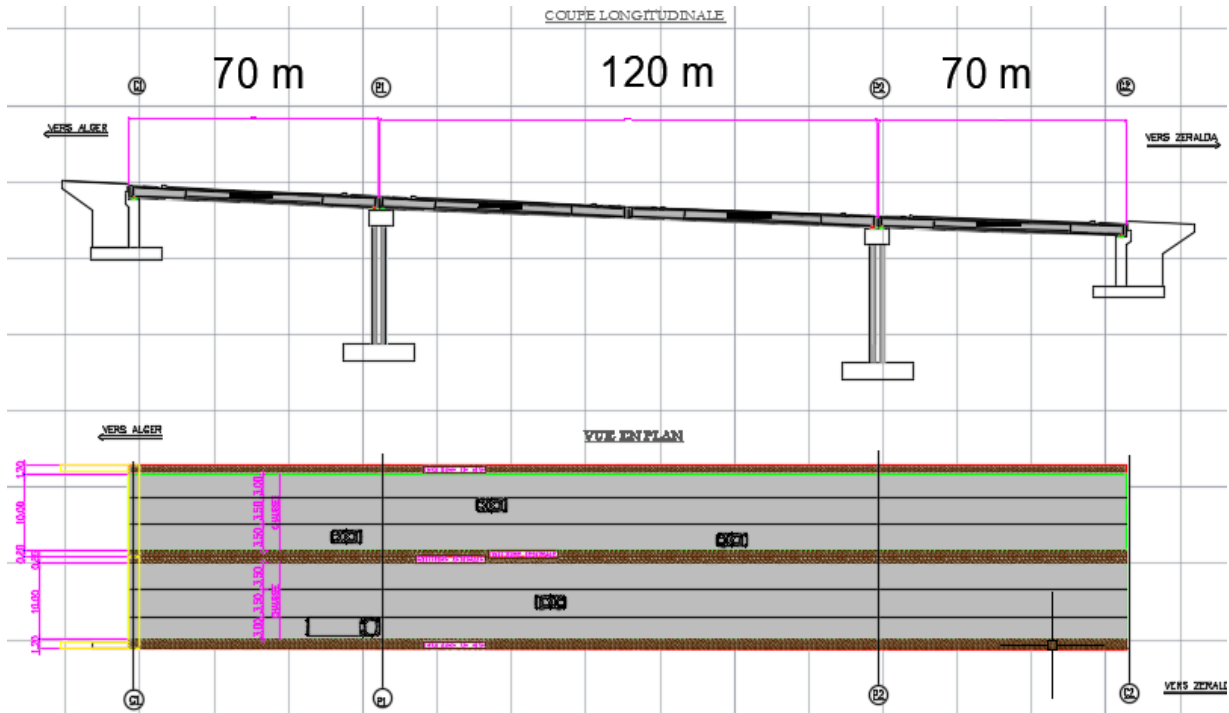


Figure 1.19 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 2<sup>ème</sup> variante

### ▪ Transversalement

Il s'agit de déterminer la hauteur des voussoirs, pour notre cas la hauteur de voussoir est variable, parce que la travée principale est supérieure à 65 m/70 m, la variation de hauteur entre la culée et la pile est généralement parabolique.

#### ○ Hauteur des voussoirs :

Dans les cas courants, la hauteur sur pile  $h_p$  est comprise entre :  $\frac{L}{18} < h_p < \frac{L}{16}$

La hauteur sur la culée  $h_c$  est en général comprise entre :  $\frac{L}{35} < h_c < \frac{L}{30}$

L : la travée principale pour notre cas  $L = 120$  m.

- Sur pile :  $\frac{L}{h_p} = 14 + \frac{L}{45} \rightarrow h_p = 7,2$  m
- Sur culée :  $\frac{L}{h_c} = 19 + \frac{L}{7} \rightarrow h_c = 3,3$  m

○ **Hourdis supérieur :**

Dans un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ( $C = B/4$ ). L'hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur varie transversalement pour s'adapter aux efforts transversaux à reprendre (SETRA, 2003).

- B représente la largeur du tablier de notre chaussée,  $B = 12\text{m}$ .
- D représente la portée de la dalle,  $D = B/2 = 6\text{m}$ .
- $C = 12 / 4 = 3\text{m}$

Ainsi, on détermine les épaisseurs :

- a) L'épaisseur  $e_1$  à l'extrémité des encorbellements dépend du dispositif de retenue choisi elle est au minimum :
- 16 à 18 cm en cas de garde-corps,
  - 23 cm en cas de barrière normale BN1,
  - 24 cm en cas de barrière normale BN4,

On prend  $e_1 = 24\text{ cm}$ .

- b) À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur  $e_2$  dépend des équipements et du profil en travers. On suppose que  $e_2 = 45\text{cm}$ .

- c) On détermine l'épaisseur  $e_4$  par la formule suivante :

$$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25} \Rightarrow 20 \leq e_4 \leq 24$$

On prend  $e_4 = 24\text{ cm}$ .

- d) À l'encastrement, la valeur  $e_3$  peut être estimée en mètre telle que :

$$e_3 = \begin{cases} 0,1 + \frac{D}{25} \\ > e_2 - 0,1 \\ > 1,5e_4 \end{cases} \Rightarrow e_3 = \begin{cases} 34\text{cm} \\ > 35\text{cm} \\ > 36\text{m} \end{cases} \Rightarrow \text{On prend } e_3 = 45\text{ cm}.$$

○ **Hourdis inférieur :**

L'épaisseur de l'hourdis inférieur

- Sur pile :  $35 \leq E_{\text{Pile}} \leq 80\text{ cm}$ , on prend  $E_{\text{Pile}} = 40\text{ cm}$ .
- Sur culée : on prend  $E_{\text{culée}} = 25\text{ cm}$ .

○ **L'épaisseur de l'âme :**

L'épaisseur de l'âme dépend essentiellement de type de câblage et de la résistance à l'effort tranchant, et pour le calcul on utilise la formule suivante :

$$E_a = 0,26 + \frac{L}{500} = 50\text{ cm} ; \Rightarrow E_{\text{âme}} = 50\text{ cm}.$$

○ **Prédimensionnement des goussets :**

Les goussets inférieurs sont normalement coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir. Leur pente est alors comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage (SETRA, 2003) On prend  $J= 45^\circ$ .

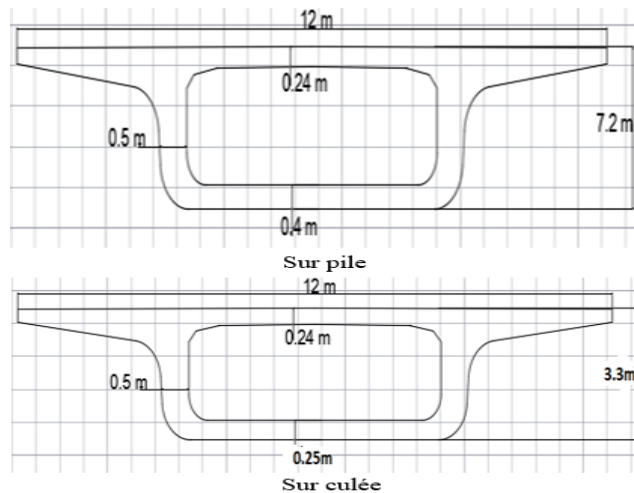


Figure 1.20 : Prédimensionnement du voussoir

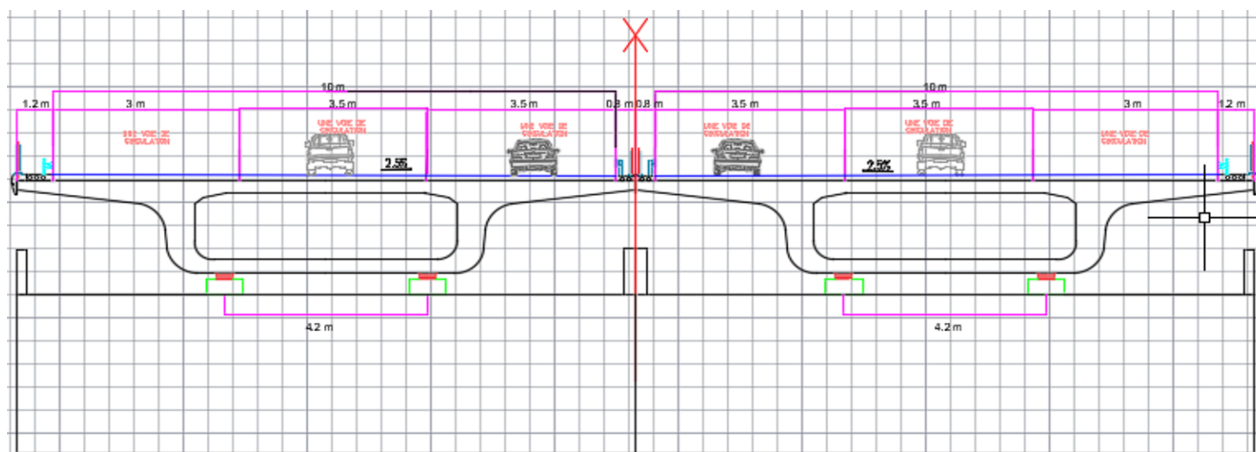


Figure 1.21 : Coupe transversale de la variante sur culée

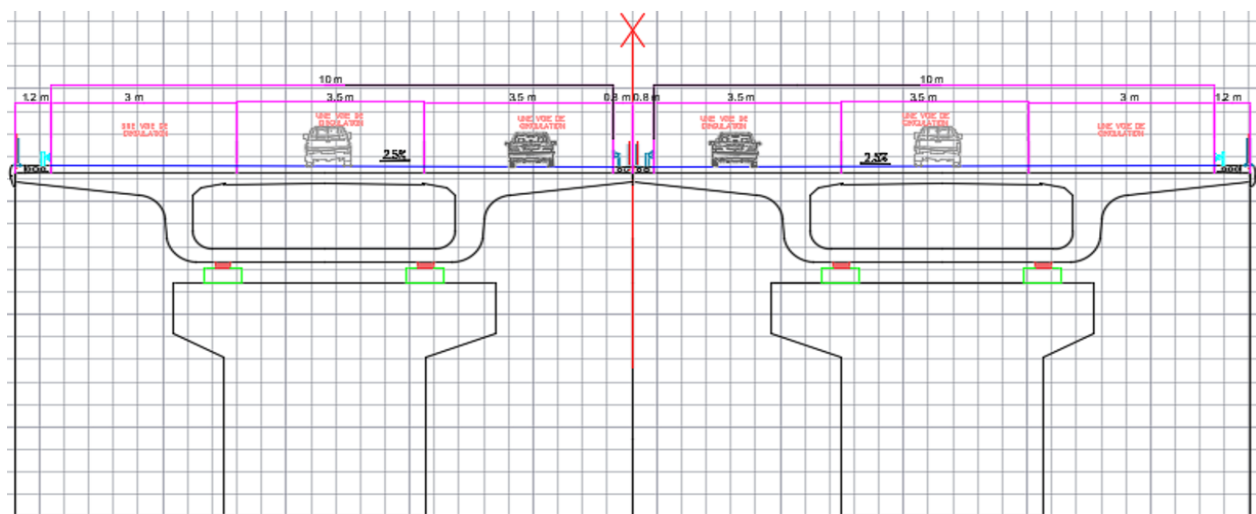


Figure 1.22 : Coupe transversale de la variante sur pile



### 1.3.3.3 3<sup>ème</sup> variante : Pont à poutres multiples en béton précontraint par post-tension (VIPP)

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, présentent une solution classique et très économique pour le franchissement de travées dont la longueur peut s'échelonner entre 30 et 50 mètres (SETRA, 1996).

#### ➤ Les avantages

- Une grande simplicité de conception et une bonne réutilisation des coffrages ;
- Les poutres peuvent être préfabriquées et stockées pendant la réalisation des fondations et des appuis ;
- Le délai de construction peut être très rapide.

#### ➤ Les inconvénients

- Les talons étant plus comprimés que les membrures supérieures sous les charges permanentes, le fluage différentiel peut provoquer une déformation du tablier vers le haut à long terme ;
- Les joints de chaussée qui séparent les travées sont des organes fragiles qui nécessitent un entretien coûteux.

#### ➤ prédimensionnement

##### ▪ Longitudinalement

Pour cette variante on prend 8 travées isostatiques et identiques de portée  $L= 32,4m$ .

Les deux culées sont donc implantées :

Pour la première culée : PK 1+600.700

Pour la deuxième culée : PK 1+867.717

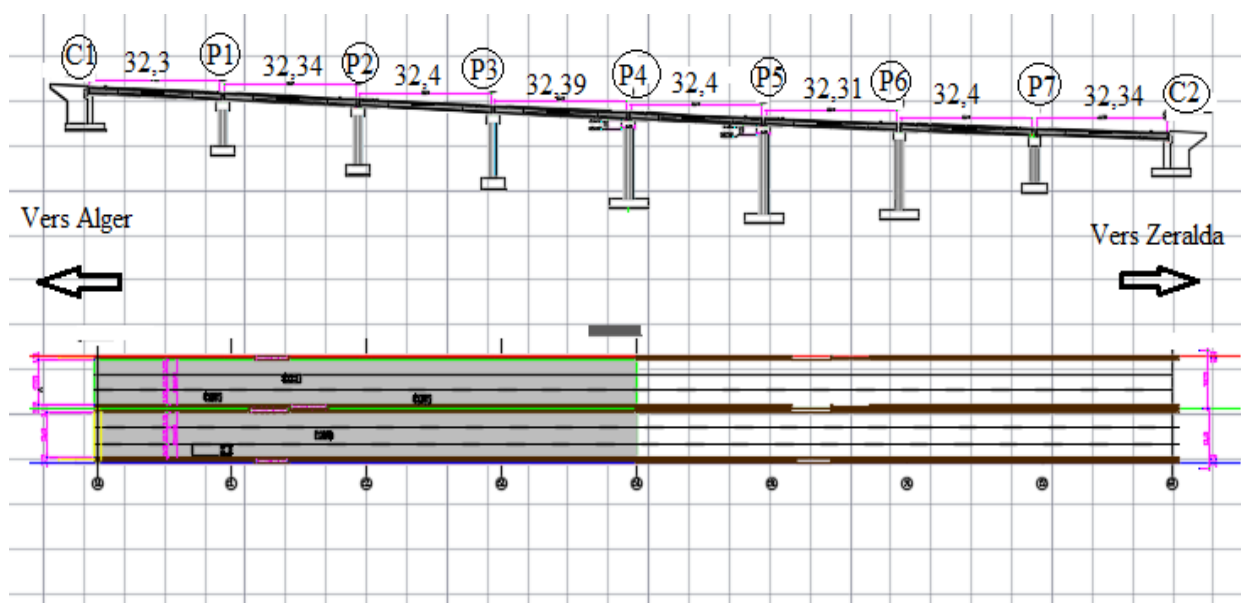


Figure 1.23 : Coupe longitudinale et le tracé en plan de la 3<sup>ème</sup> variante

▪ **Transversalement**

Il s'agit de déterminer le nombre, l'espacement et les dimensions des poutres.

○ **Hauteur des poutres :**

L'élançement de la poutre doit être compris entre les valeurs suivantes :

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

Donc :  $1,47 \leq h_t \leq 2,025$  ;  $\Rightarrow$  On prend  $h_t = 1,50$ m

○ **Largeur de la table de compression :**

La largeur de la table doit vérifier la condition suivante :

$$0,6 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$0,9 \leq b \leq 1,05$  ;  $\Rightarrow$  On prend :  $b = 1,03$  m.

○ **Epaisseur de la table de compression :**

L'épaisseur de la table de compression est comprise entre les valeurs suivantes (SETRA, Février 1996) :

$$10 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm} ; \Rightarrow \text{On prend } e = 11 \text{ cm.}$$

○ **Nombre de poutres par travée :**

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

$$N = \frac{L_a}{x}$$

$L_a$  : la largeur de tablier = 12 m ;

$x$  : l'entraxe des poutres telles que «  $x$  » est compris entre  $1,5 \text{ m} \leq x \leq 2,5 \text{ m}$

On prend  $x = 1,50$  m.

Donc :  $N = \frac{12}{1,50} = 8$  poutres.

○ **Largeur de talon  $L_t$  :**

La largeur des talons dépend de l'élançement des poutres, et cette largeur variée entre 60 et 90cm.

$$60 \text{ cm} \leq L_t \leq 90 \text{ cm} ; \Rightarrow \text{On prend } L_t = 0,47 \text{ m.}$$

○ **Epaisseur du talon :**

L'épaisseur du talon est comprise entre les valeurs suivantes :  $10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$

On prend :  $e_t = 15 \text{ cm}$ .

○ **Epaisseur de l'âme en travée  $b_0$  :**

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif telles que :  $18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 25 \text{ cm}$  ;  $\Rightarrow$  On prend :  $b_0 = 21 \text{ cm}$ .

○ **Épaisseur de l'âme aux abouts  $b_0$  :**

Pour permettre de placer les ancrages des câbles de précontrainte, et pour bien reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui. L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande. Pour cela on prend  $b_0 = 47\text{cm}$ .

○ **Gousset de la table de compression :**

En travée :  $\alpha_1 = 11^\circ \Rightarrow e_1 = 6\text{ cm}$ .

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10\text{ cm}$ .

A l'about :  $\alpha_3 = 11^\circ \Rightarrow e_3 = 5\text{ cm}$ .

○ **Gousset du talon :**

En travée :  $\alpha_4 = 57^\circ \Rightarrow e_4 = 20\text{ cm}$

**Hourdis :**

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre les valeurs suivantes :

$$20\text{ cm} < e_{\text{ dalle}} < 30\text{ cm} ; \Rightarrow \text{On prend : } e_{\text{ dalle}} = 25\text{ cm}$$

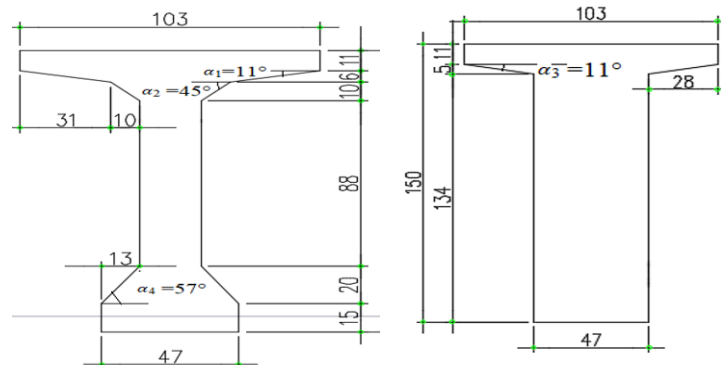
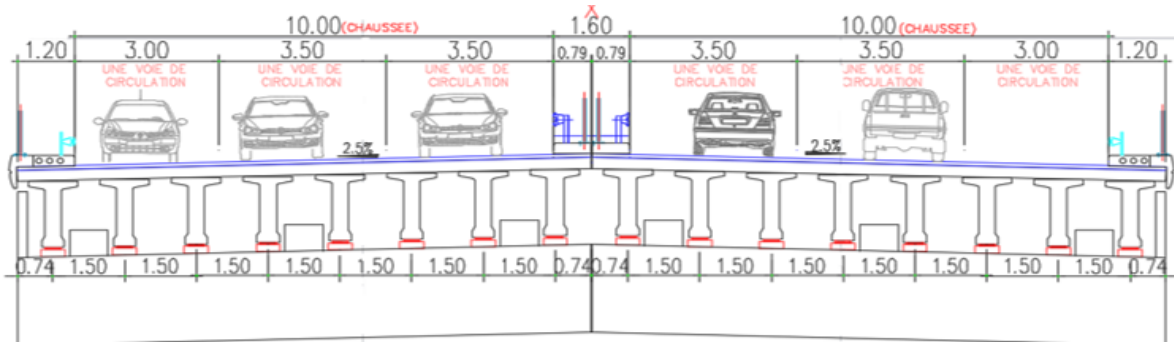


Figure 1.24 : Gousset de la table de compression et du talon



Coupe transversale

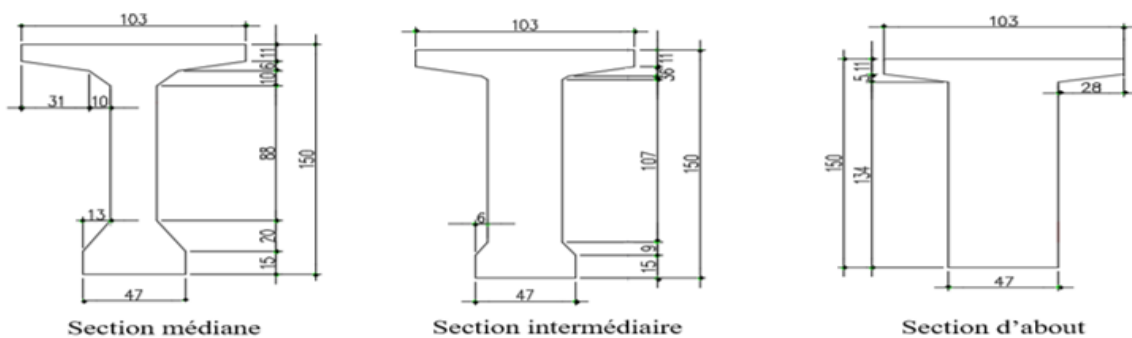


Figure 1.25 : Section transversale

**Décision**

Après la prise en compte des moyens et l'expérience de l'entreprise par rapport aux différentes variantes existantes nous optons pour la 3<sup>ème</sup> variante qui fera donc l'objet de notre projet.

## 1.4 Caractéristiques géométriques de la poutre

- ◆ A : Section de la poutre ;
- ◆ Y : Distance des différents centres de gravité des sections à la fibre inférieure ( $\Delta$ ).
- ◆  $I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité :
  - Pour une section triangulaire :  $I_0 = \frac{bh^3}{36}$
  - Pour une section rectangulaire :  $I_0 = \frac{bh^3}{12}$
- ◆  $I_{\Delta} = I_0 + AY^2$  : Moment d'inertie par rapport à  $\Delta$  ;
- ◆ S: Moment statique ;
- ◆ V : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- ◆  $V'$  : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- ◆ Le centre de gravité de la section :
  - $Y_G = V' = \frac{S_{\Delta_{nette}}}{A_{nette}}$  avec :  $V = h - V'$
- ◆ Moment d'inertie :  $I_G = I_{\Delta_{brute}} - S_{\Delta_{brute}} \times V'$
- ◆  $\rho$  : Rendement géométrique :

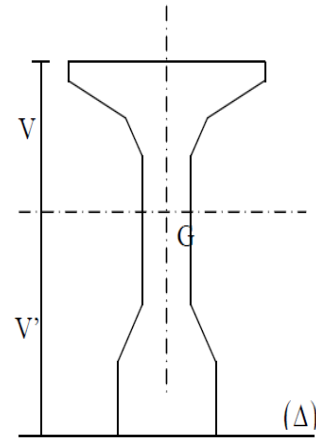


Figure 1.26 : Notation utilisée

$$\rho = \frac{I_G}{A_{nette} \times V \times V'}$$

- $A_{nette} = 95\% A_{brute}$
- $S_{\Delta_{nette}} = 95\% S_{\Delta_{brute}}$
- $I_{\Delta_{nette}} = 90\% I_{\Delta_{brute}}$

La section nette est celle qui ne comprend pas la section des gaines.

### 1.4.1 Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée

Tableau 1.4 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée

	Poutre seule	Poutre + hourdis
$A_{brute}$	0,511 m <sup>2</sup>	0,886 m <sup>2</sup>
$A_{nette}$	0,485 m <sup>2</sup>	0,842 m <sup>2</sup>
$S_{brute}$	0,429 m <sup>3</sup>	1,039 m <sup>3</sup>
$S_{nette}$	0,408 m <sup>3</sup>	0,987 m <sup>3</sup>
$I_{\Delta_{brute}}$	0,500 m <sup>4</sup>	1,492 m <sup>4</sup>
$I_{\Delta_{nette}}$	0,450 m <sup>4</sup>	1,343 m <sup>4</sup>
$V'(Y_G)$	0,842 m	1,173 m
V	0,658 m	0,577 m
$I_G$	0,138 m <sup>4</sup>	0,273 m <sup>4</sup>
$\rho$	51,5 %	47,9 %

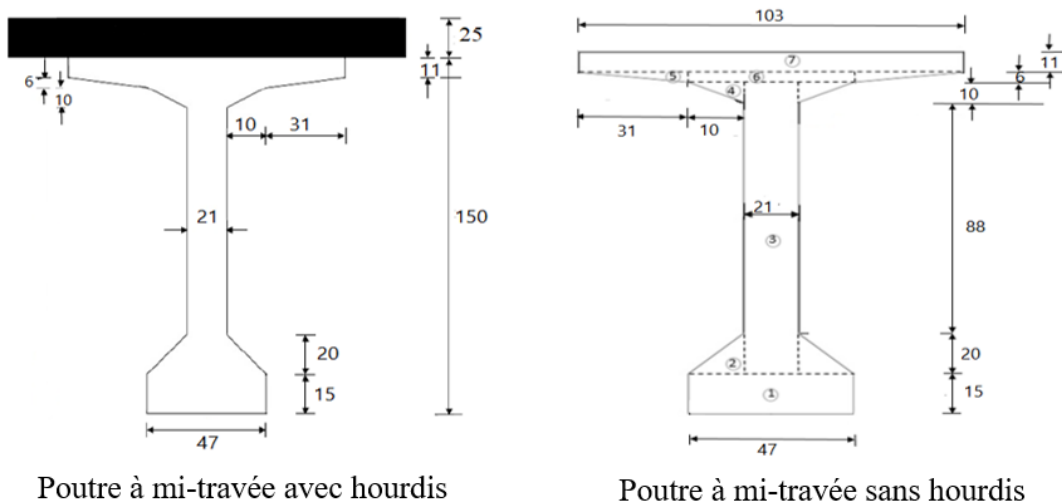


Figure 1.27 : Géométrie de la poutre à mi-travée

### 1.4.2 Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

Tableau 1.5 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire

	Poutre seule	Poutre + hourdis
$A_{brute}$	0,646 m <sup>2</sup>	1,021 m <sup>2</sup>
$A_{nette}$	0,614 m <sup>2</sup>	0,970 m <sup>2</sup>
$S_{brute}$	0,536 m <sup>3</sup>	1,145 m <sup>3</sup>
$S_{nette}$	0,509 m <sup>3</sup>	1,088 m <sup>3</sup>
$I_{\Delta brute}$	0,593 m <sup>4</sup>	1,586 m <sup>4</sup>
$I_{\Delta nette}$	0,534 m <sup>4</sup>	1,427 m <sup>4</sup>
$V(Y_G)$	0,829 m	1,121 m
$V$	0,671 m	0,629 m
$I_G$	0,149 m <sup>4</sup>	0,302 m <sup>4</sup>
$\rho$	43,74 %	44,11 %

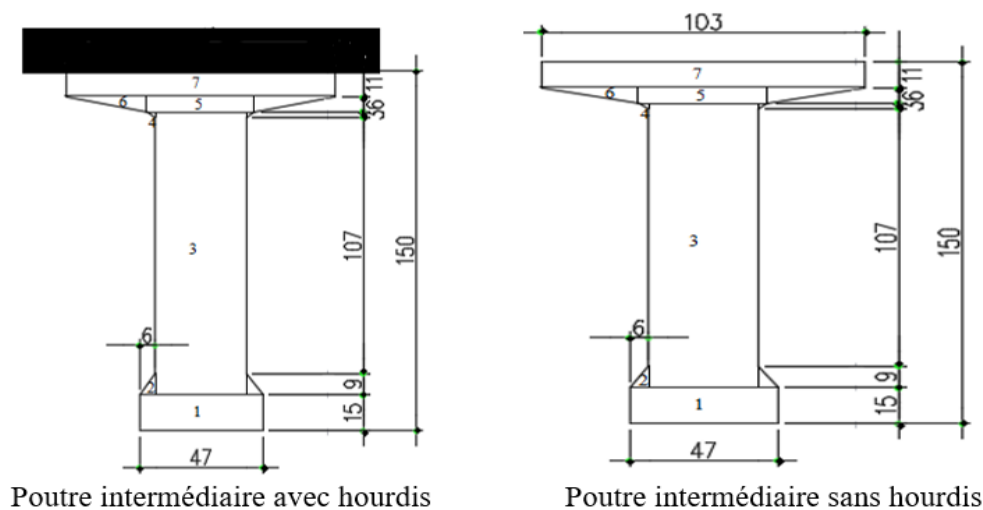


Figure 1.28 : Géométrie de la poutre intermédiaire

### 1.4.3 Caractéristiques géométriques de l'about de la poutre

Tableau 1.6 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

	Poutre seule	Poutre + hourdis
$A_{brute}$	0,781 m <sup>2</sup>	1,156 m <sup>2</sup>
$A_{nette}$	0,742 m <sup>2</sup>	1,098 m <sup>2</sup>
$S_{brute}$	0,637 m <sup>3</sup>	1,246 m <sup>3</sup>
$S_{nette}$	0,605 m <sup>3</sup>	1,184 m <sup>3</sup>
$I_{\Delta bruite}$	0,684 m <sup>4</sup>	1,676 m <sup>4</sup>
$I_{\Delta nette}$	0,615 m <sup>4</sup>	1,508 m <sup>4</sup>
$V(Y_G)$	0,816 m	1,079 m
$V$	0,684 m	0,671 m
$I_G$	0,164 m <sup>4</sup>	0,332 m <sup>4</sup>
$\rho$	39,63 %	41,73 %

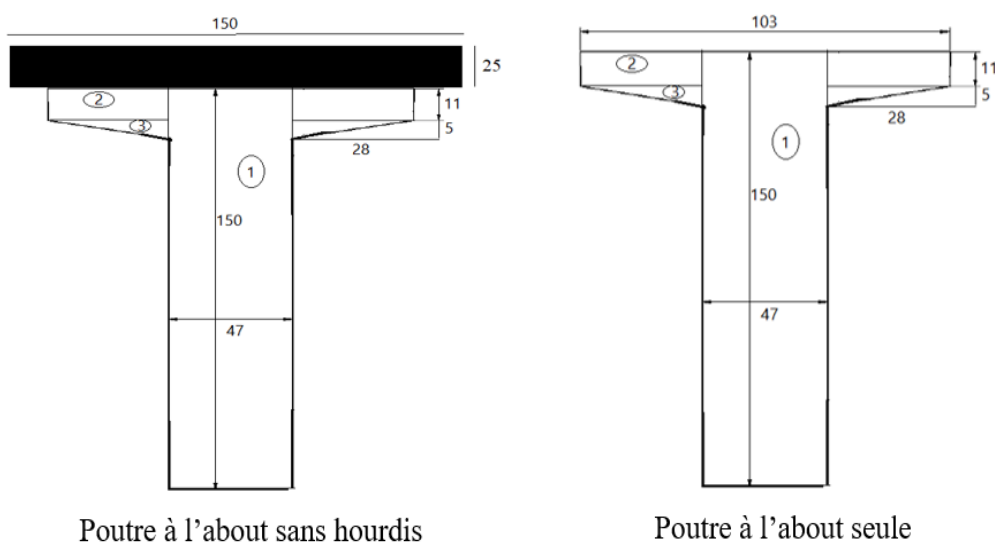


Figure 1.29 : Géométrie d'about de la poutre

### 1.5 Conclusion

Après avoir présenté le plan de situation de notre ouvrage, son tracé de circulation, nous avons choisi trois variantes possibles. Nous avons effectué leur prédimensionnement et nous avons opté pour la 3<sup>ème</sup> variante (VIPP) qui est la plus réalisable en tenant compte des moyens et de l'expérience que possède l'entreprise de réalisation ENGOA. Ensuite, nous avons calculé les caractéristiques géométriques de la poutre avec et sans dalle.

## **Chapitre 2 : Evaluation des charges et modélisation**

## 2.1 Introduction

Durant l'étude et après avoir choisi une variante pour le projet, l'Ingénieur doit être toujours concentré et bien précis dans le calcul, l'évaluation des charges et surcharges. De plus, il doit effectuer une bonne modélisation ce qui signifie qu'il doit posséder une bonne maîtrise des informations théoriques et une extrapolation directe dans la pratique, c'est une étape très critique qui demande beaucoup d'interprétations logique.

## 2.2 Charges et surcharge

Dans ce paragraphe, on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter. Les actions appliquées sur l'ouvrage peuvent être : permanentes et d'exploitation.

### 2.2.1 Les actions

Les actions appliquées à un pont sont de deux types :

#### a) Les actions hors trafic

- Permanents : poids propre des éléments porteurs (poutre, caisson...) et le poids propre des éléments non porteurs de type (trottoirs, corniche, revêtement, garde-corps...).
- Variables : charges climatiques (vent et température).
- Accidentelles : charges sismiques.

#### b) Les actions dues au trafic

- Des actions variables représentées par des systèmes de charges prédéfinies (système de charge A, B, militaires et convois exceptionnels).
- Des actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

### 2.2.2 Evaluation des actions hors trafic

#### 2.2.2.1 Les actions permanentes

On peut deviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis à leurs rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP).
- Complément de charge permanente (CCP).

#### ➤ Les éléments porteurs (charge permanente CP)

- Poids propre de la poutre :

La poutre étant de section variable, on a :

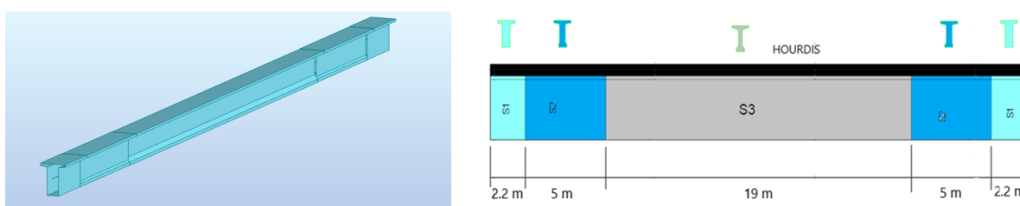


Figure 2.1 : Répartition des sections d'une poutre



Le poids propre d'une poutre par mètre linéaire est :

$$P_{\text{poutre}} = [2 \times (P_1 + P_2 + P_3)] / L ;$$

Avec :

$L=33,4\text{m}$ , et  $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique du béton.

$$P_1 = l_1 \times S_1 \times 25; \quad S_1 = 0,78\text{m}^2; \quad l_1 = 2,2\text{m}; \quad \text{d'où} \quad P_1 = 42,9\text{KN}$$

$$P_2 = l_2 \times S_2 \times 25; \quad S_2 = 0,65\text{m}^2; \quad l_2 = 5\text{m}; \quad \text{d'où} \quad P_2 = 81,25\text{KN}$$

$$P_3 = l_3 \times S_3 \times 25; \quad S_3 = 0,51\text{m}^2; \quad l_3 = 9,5\text{m}; \quad \text{d'où} \quad P_3 = 121,125\text{KN}$$

$$P_{\text{poutre}} = 14,69 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{poutres}} = 8 \times 14,69 = 117,5 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre de la dalle :

Epaisseur de la dalle est : 25cm

Largeur de tablier : 12m

Le poids de la dalle est :  $P_{\text{dalle}} = 25 \times 12 \times 0,25 \times 1 = 75 \text{ KN/ml}$

Donc on a la charge permanente :  $CP = P_{\text{poutres}} + P_{\text{dalle}}$

$$CP = 117,5 + 75 = 192,5 \text{ KN/ml} \quad \text{soit} \quad CP = 6429,5 \text{ KN}$$

### ➤ Complément de charge permanente (CCP)

- Poids du revêtement :

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10cm d'épaisseur placée sur le tablier, de poids volumique de  $24 \text{ KN/m}^3$ .

$$P_{\text{revêtement}} = 10 \times 24 \times 0,10 \times 1 = 24 \text{ KN/m}$$

- Poids des trottoirs :

$$P_{\text{trottoirs}} = P_{\text{trottoir1}} + P_{\text{trottoir2}} = (0,9 + 0,8) \times 0,25 \times 25 \times 1 = 10,625 \text{ KN/ml}$$

- Poids des corniches :

$$P_{\text{corniche}} = S \times 1 \times \gamma_{\text{BP}} = 0,18 \times 1 \times 25 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

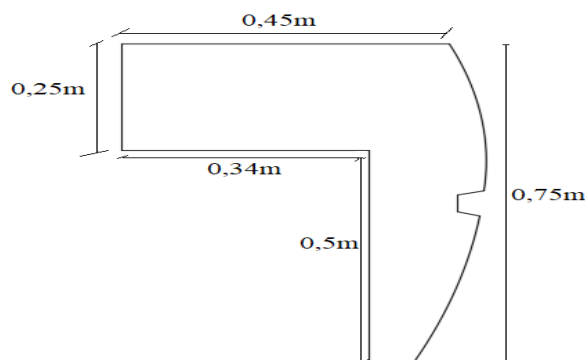


Figure 2.2 : Les détails de la corniche

- Poids de la glissière de sécurité :

$$\text{Le poids de la glissière de sécurité est } P_{\text{GS}} = P_{\text{GS-gauche}} + P_{\text{GS-droite}} = 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ KN/ml}$$

- Poids du garde-corps :

Le poids du garde-corps est :  $P_{GC} = 0,5 \times 2 = 1 \text{ KN/ml}$ .

$$CCP = P_{\text{revêtement}} + P_{\text{trottoirs}} + P_{\text{corniche}} + P_{GS} + P_{GC}$$

$$CCP = 24 + 10,625 + 4,5 + 1,2 + 1 = 41,325 \text{ KN/ml} \quad \text{soit} \quad CCP = 1380,255 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats :

Tableau 2.1 : Récapitulatif des charges hors trafic

Les charges	Éléments	Poids linéaire (KN/ml)	Poids total (KN)
CP	Poutres	117,5	3924,5
	Dalle	75	2505
CCP	Revêtement	24	801,6
	Trottoir	10,625	354,875
	Corniche	4,5	150,3
	Glissière de sécurité	1,2	40,08
	Garde-corps	1	33,4
G	233,83		7809,8

### 2.2.2.2 Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le tableau 3.2-RCPR :  $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^\circ\text{C}$ .

On adopte une variation uniforme de température T de :  $+ 35^\circ\text{C} / -15^\circ\text{C}$ .

### 2.2.3 Evaluation des charges dues au trafic

Pour calculer ces charges, on utilise le RCPR (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts Routes).

#### 2.2.3.1 Caractéristiques du viaduc

Les caractéristiques du viaduc sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 : Caractéristiques du viaduc

La largeur roulable ( $l_r$ )	10 m
La largeur chargeable ( $l_s$ )	9,5 m
Nombre de voies (N)	3 voies
La largeur d'une voie ( $l_v$ )	3,17 m
Classe du viaduc	1 <sup>ère</sup> classe

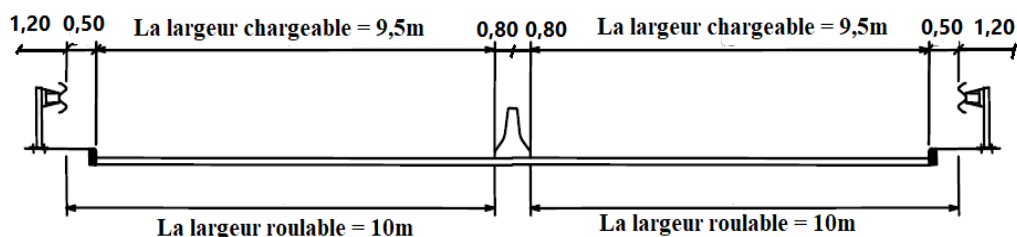


Figure 2.3 : La largeur roulable et la largeur chargeable

### 2.2.3.2 Système de charge A

Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

Où :  $A(L)$  exprimée en  $\text{kg/m}^2$ , est donnée en fonction de la longueur chargée ( $L$ ) exprimée en mètre.

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12}$$

Donc :  $A(L) = 230 + \frac{36000}{33,4+12} = 1023 \text{ Kg/m}^2 = 10,23 \text{ KN/m}^2$

Le coefficient  $a_1$  est donné en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées,

$$a_1 = 0,90 \text{ (RCPR).}$$

Le coefficient  $a_2 = \frac{l_0}{l_v}$ ,  $l_v$  étant la largeur de la voie  $l_v = 3,17\text{m}$ , et  $l_0 = 3,50\text{m}$  (RCPR).

D'où pour 3 voies chargées :  $A = 10,165 \text{ KN/m}^2 = 96,67 \text{ KN/ml}$

### 2.2.3.3 Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système  $B_c$  qui se compose de camions types (300 KN) ;
- ✓ Le système  $B_t$  se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- ✓ Le système  $B_r$  se compose d'une roue isolée (10 KN).

#### ➤ Système de charge $B_c$

- Disposition dans le sens transversal : chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,5 mètre de largeur. Les diverses bandes peut être contigües ou séparées.
- Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux (RCPR).

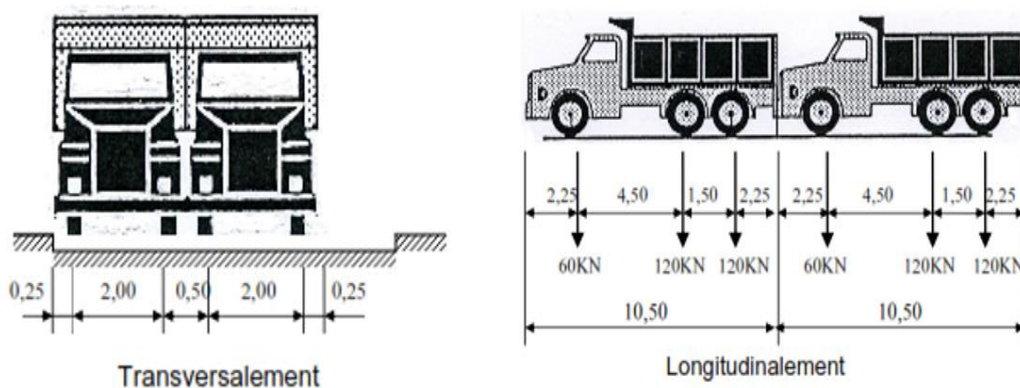


Figure 2.4 : Système  $B_c$

$$B_c = 1800 \times b_c = 1800 \times 0,95 = 1710 \text{ KN} ; (b_c : \text{coefficient de majoration cas de 3 travées})$$

➤ **Système de charge B<sub>t</sub>**

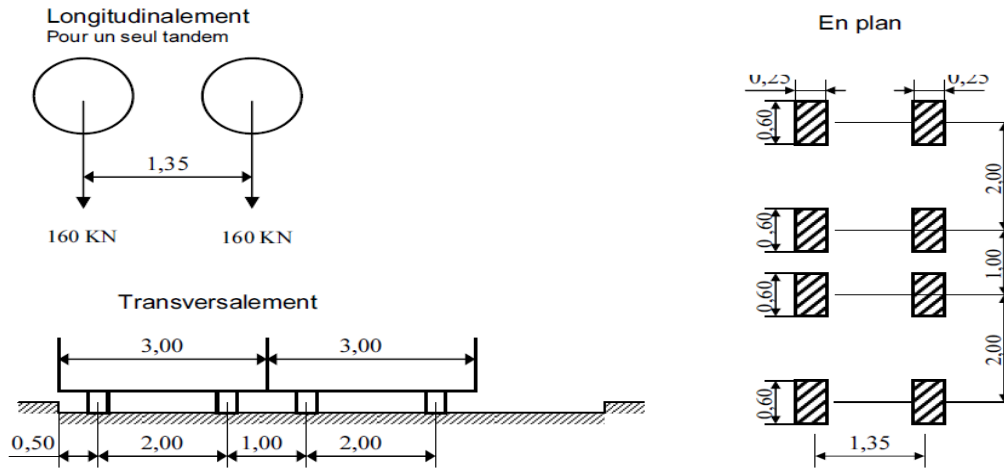


Figure 2.5 : Système B<sub>t</sub>

$$B_t = 640 \times b_t = 640 \times 1,2 = 768 \text{ KN ; } (b_t : \text{coefficient de majoration})$$

➤ **Système de charge B<sub>r</sub>**

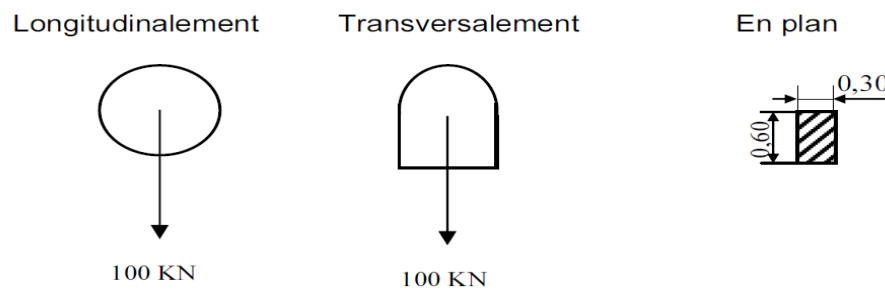


Figure 2.6 : Système B<sub>r</sub>

➤ **Charges militaires Mc 120**

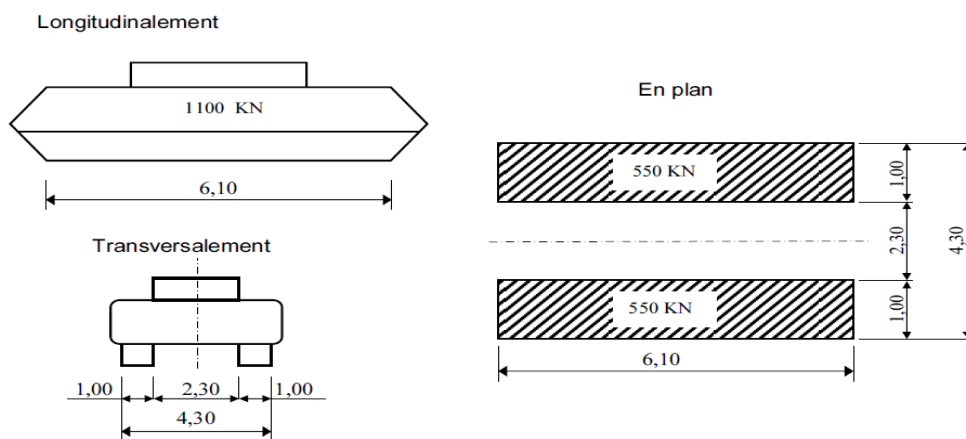


Figure 2.7 : Convoi Mc 120

La charge du système militaire Mc 120 est :  $Mc\ 120 = 1100 \text{ KN}$ .

➤ **Convoi exceptionnel D240**

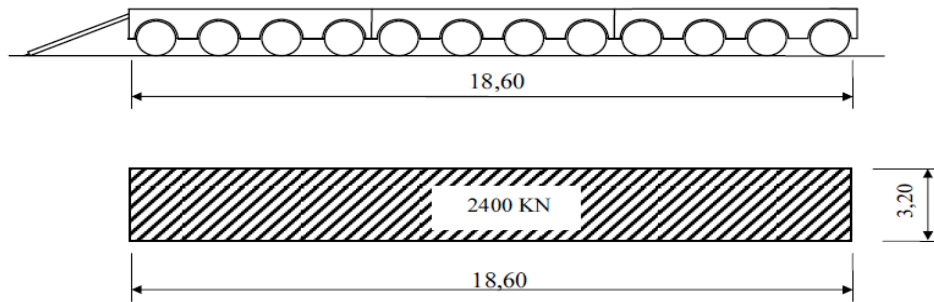


Figure 2.8 : Convoi exceptionnel D240

La charge du convoi est : D240 = 2400 KN

**2.2.3.4 Coefficient de majoration dynamique**

Les charges du système B et Mc120 sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule (RCPR) :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;

G : sa charge permanente ;

S : la surcharge maximale correspondante ;

Tableau 2.3 : Valeurs de coefficient de majoration dynamique

Système de charge	S (KN)	G (KN)	$\delta_{Bc}$
Système de charge B <sub>c</sub>	1710	7809,8	1,083
Système de charge B <sub>t</sub>	768		1,066
Système de charge B <sub>r</sub>	100		1,054
Charges militaires Mc 120	1100		1,073

**2.2.3.5 Efforts de freinage**

➤ **Système de charge B<sub>c</sub>**

Chaque essieu d'un camion du système B<sub>c</sub> peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions B<sub>c</sub> que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner (RCPR).

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

➤ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0,0035 \times S} (\text{KN})$$

Dans laquelle :

S : surface chargée en (m<sup>2</sup>).

Pour 3 voies chargées : F<sub>A</sub> = 152,936 KN.

## 2.2.4 Surcharges des trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de  $1,5 \text{ KN/m}^2$  réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Donc :  $P_{St} = P_{St1} + P_{St2} = 1,5 (1,2 + 0,8) = 3 \text{ KN/ml}$ .

## 2.2.5 Calcul des éléments de réduction

Après l'évaluation des charges et surcharges, on va étudier les efforts longitudinaux dus à ces charges et surcharges.

### 2.2.5.1 Calcul des éléments de réduction dus au poids propre

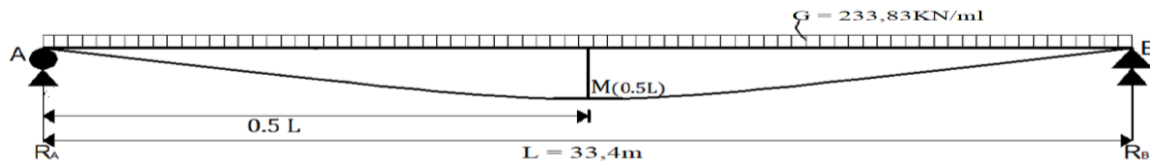


Figure 2.9 : Coupe longitudinale de la poutre

En utilisant la méthode de la RDM :

$$R_A = R_B = G \times \frac{L}{2} = 233,83 \times 16,7 = 3904,96 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = G \times \frac{L^2}{8} = 32606,4 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = G \times \frac{L}{2} = 3904,96 \text{ KN}$$

### 2.2.5.2 Calcul des éléments de réduction dus aux surcharges

#### ➤ Surcharge A(L)

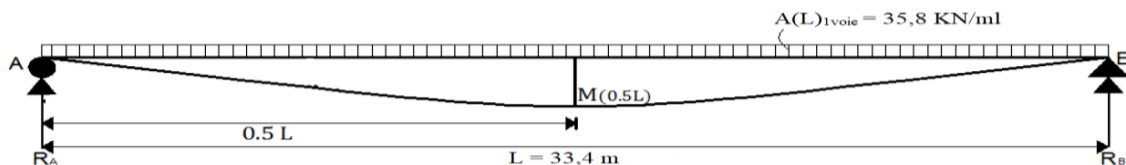


Figure 2.10 : Poutre sous chargement A(L)

$$R_A = R_B = A(L)_{\text{ivoie}} \times \frac{L}{2} = 35,8 \times 16,7 = 597,86 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = A(L) \times \frac{L^2}{8}$$

$$T_{\max} = A(L) \times \frac{L}{2}$$

$$\text{Pour 3 voies chargées : } \begin{cases} T_{\max} = 1614,389 \text{ KN} \\ M_{\max} = 13480,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ Surcharge Bc

##### 1- Calcul de moment fléchissant max

Appliquons le théorème de BARRE afin de déterminer la section dangereuse, c'est-à-dire le moment fléchissant maximum. Ce théorème stipule que le moment fléchissant est maximum au droit de l'essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

Pour notre cas la résultante est positionnée au droit de l'essieu de 12t (point c) et symétrique par rapport à l'axe de la poutre.

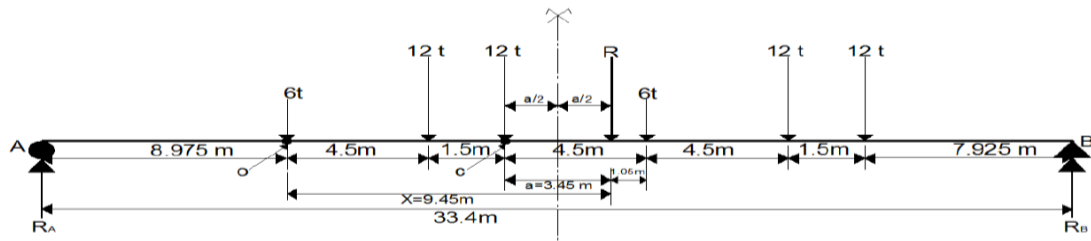


Figure 2.11 : Position de la section dangereuse -système B<sub>c</sub>

On a:  $X_G = \frac{\sum P_i X_i}{\sum P_i}$

$$X_G = \frac{(12 \times 4,5) + (12 \times 6) + (6 \times 10,5) + (12 \times 15) + (12 \times 16,5)}{6 + 12 + 12 + 6 + 12 + 12} = \frac{567}{60} = 9,45\text{m}$$

Ce qui donne :  $a = X - 6 = 3,45\text{m}$

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow L(R_A) = 6(24,425) + 12(19,925) + 12(18,425) + 6(13,925) + 12(9,425) + 12(7,925)$$

$$R_A = \frac{898,5}{33,4} = 26,90\text{t} = 269 \text{ KN}$$

$$R_B = 60 - 26,90 = 33,1\text{t} = 331 \text{ KN}$$

- Calcul de moment  $M_{/C}$  :

$$M_{/C} = R_A (14,975) - 6(6) - 12(1,5) = 348,83\text{t.m} = 3488,3 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$M_{\max} = n \times M_{/C} \times \delta_{Bc} \times b_c = 10776,75 \text{ KN.m} \quad ; \text{ avec } n = 3 ; \text{ (nombre de voies).}$$

## 2- Calcul de l'effort tranchant max

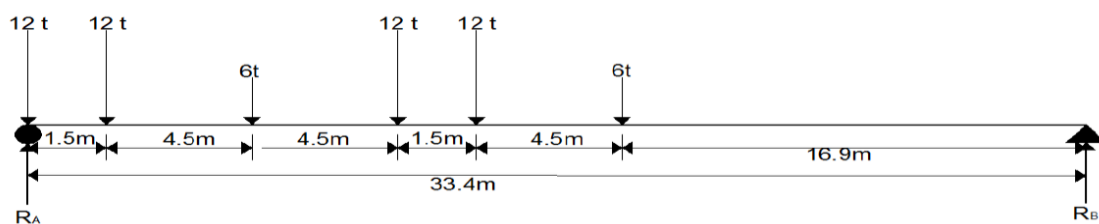


Figure 2.12 : Poutre sous le chargement B<sub>c</sub>

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow L(R_A) = 12(33,4) + 12(31,9) + 6(27,4) + 12(22,9) + 12(21,4) + 6(16,9)$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{1581}{33,4} = 47,34\text{t} = 473,4 \text{ KN}$$

$$R_B = 60 - 47,34 = 12,66\text{t} = 126,6 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$T_{\max} = n \times R_{\max} \times \delta_{Bc} \times b_c = 1462,52 \text{ KN} \quad ; \text{ } n = 3 \text{ (nombre de voies).}$$

➤ **Surcharge  $B_t$**

**1- Calcul de moment fléchissant max**

Appliquant la même méthode précédente : théorème de BARRE.

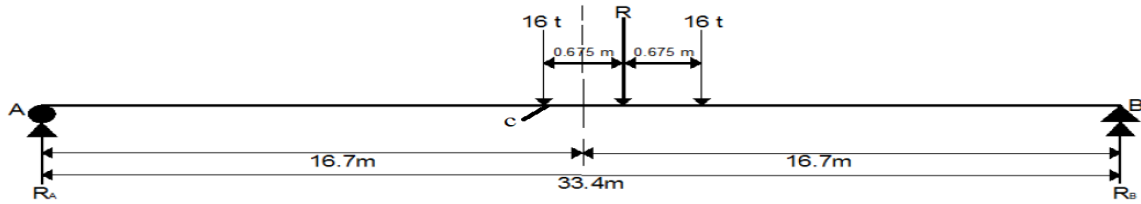


Figure 2.13 : Section dangereuse sous le système de charge  $B_t$

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = 16t = 160 \text{ KN}$$

- Calcul de moment  $M_{/C}$  :

$$M_{/C} = R_A \left( 16,7 - \frac{0,675}{2} \right) = 261,8t.m = 2618 \text{ KN.m}$$

- Le moment fléchissant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$M_{\max} = n \times M_{/C} \times \delta_{B_t} \times b_t = 6704,2 \text{ KN.m} ; n = 3 \text{ (nombre de voies).}$$

**2- Calcul de l'effort tranchant max**

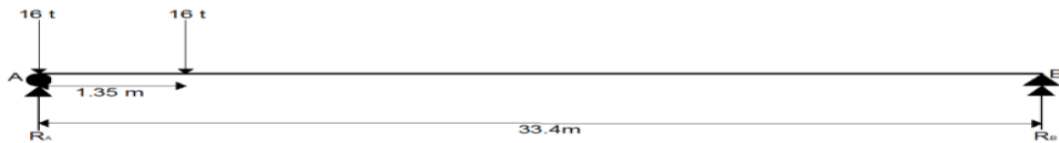


Figure 2.14 : Poutre sous le chargement  $B_t$

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$M_{/B} = 0 \Leftrightarrow L(R_A) = 16(33,4) + 16(33,4 - 1,35)$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{1047,2}{33,4} = 31,35t = 313,5 \text{ KN}$$

$$R_B = 32 - R_A = 0,65t = 6,5 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$T_{\max} = n \times R_{\max} \times \delta_{B_t} \times b_t = 802,8 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge  $B_r$**

**1- Calcul de moment fléchissant max**

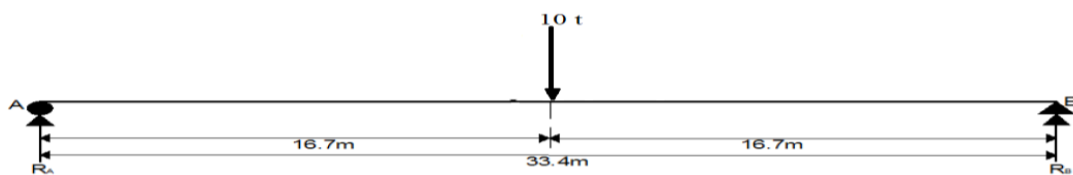


Figure 2.15 : Poutre sous le chargement  $B_r$  pour le calcul de moment fléchissant max

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$R_A = R_B = 5t = 50 \text{ KN}$$



- Le moment fléchissant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$M_{\max} = R_A \times \frac{L}{2} \times \delta_{Br} = 50 \times 16,7 \times 1,054 = 880,09 \text{ KN.m}$$

## 2- Calcul de l'effort tranchant max

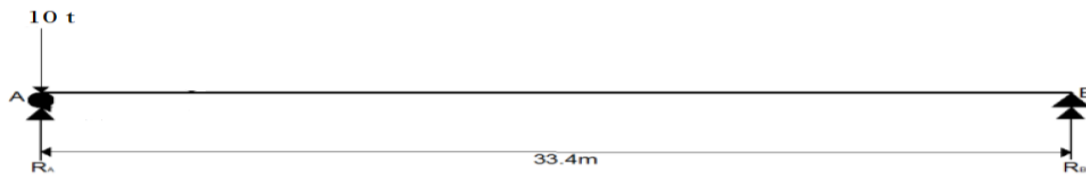


Figure 2.16 : Poutre sous le chargement Br pour le calcul de l'effort tranchant max

- Calcul des réactions RA et RB :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 10t = 100 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 100 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$T_{\max} = R_A \times \delta_{Br} = 100 \times 1,054 = 105,4 \text{ KN}$$

## ➤ Surcharge Mc 120

### 1- Calcul de moment fléchissant max

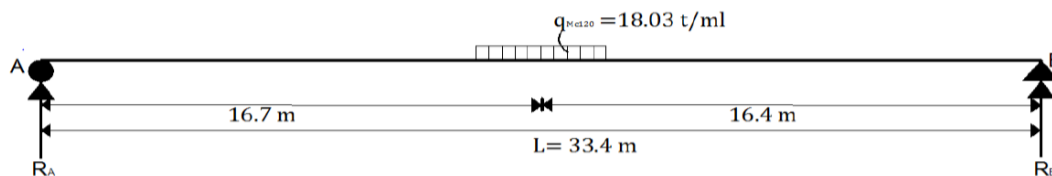


Figure 2.17 : Poutre sous le chargement Mc 120 pour le calcul de moment fléchissant max

- Calcul des réactions RA et RB :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow L(R_A) = 18,03 \times 6,10 \times 16,7$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{1836,7}{33,4} = 55t = 550 \text{ KN}$$

- Calcul de moment M/C :

$$M_{/C} = R_A \times 16,7 - 18,03 \times \frac{3,05^2}{2} = 834,6t.m = 8346 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$M_{\max} = M_{/C} \times \delta_{Mc120} = 8346 \times 1,073 = 8955,7 \text{ KN.m}$$

### 2- Calcul de l'effort tranchant max

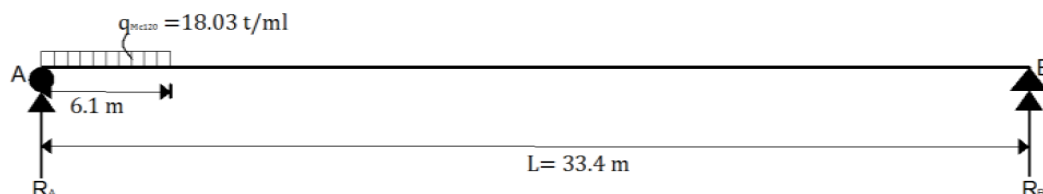


Figure 2.18 : Poutre sous le chargement Mc 120 pour le calcul de l'effort tranchant max

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow 33,4 \times R_A = 18,03 \times 6,10 \times 30,35$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{3337,9}{33,4} = 99,94t = 999,4 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,03 \times 6,10 - 99,94 = 10,04t = 100,4 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant max est évalué à partir de l'équation suivante :

$$T_{\max} = R_{\max} \times \delta_{Mc120} = 999,4 \times 1,073 = 1072,4 \text{ KN}$$

### ➤ Convoi exceptionnel D240

#### 1- Calcul de moment fléchissant max

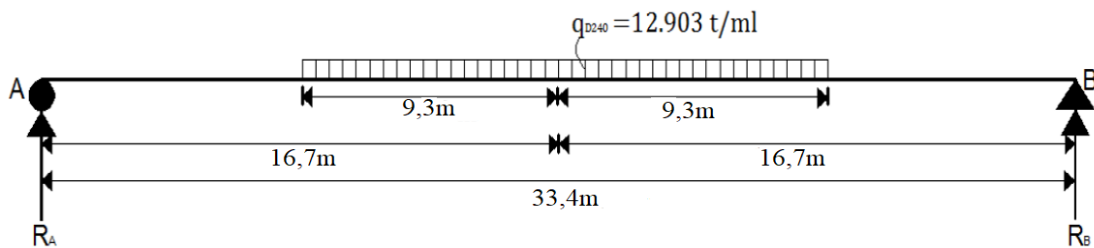


Figure 2.19 : Poutre sous le chargement D240 pour le calcul de moment fléchissant max

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow 33,4 \times R_A = 12,903 \times 18,6 \times 16,7$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{4007,9}{33,4} = 119,9t = 1199 \text{ KN}$$

- Calcul de moment  $M_{\max}$  :

$$M_{\max} = R_A \times 16,7 - 12,903 \times \frac{9,3^2}{2} = 1444,3t.m = 14443 \text{ KN.m}$$

#### 2- Calcul de l'effort tranchant max

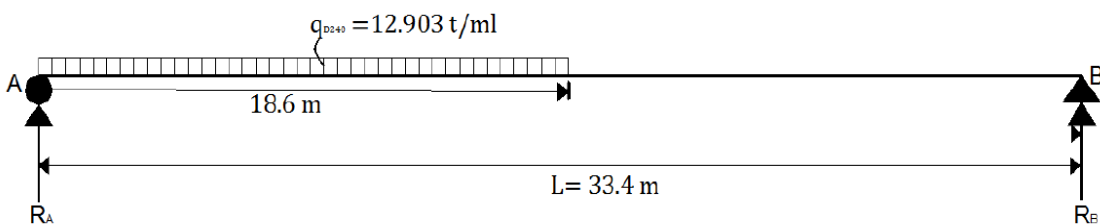


Figure 2.20 : Poutre sous le chargement D240 pour le calcul de l'effort tranchant max

- Calcul des réactions  $R_A$  et  $R_B$  :

$$M_{/B} = 0 \Rightarrow 33,4 \times R_A = 12,903 \times 18,6 \times 24,1$$

$$R_A = R_{\max} = \frac{5783,9}{33,4} = 173,2t = 1732 \text{ KN}$$

$$R_B = 12,903 \times 18,6 - 173,2 = 66,8t = 668 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant max est :

$$T_{\max} = T_{D240} = R_A = 1732 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats :

Tableau 2.4 : Récapitulation des efforts calculés de différentes charges et surcharges

Les charges		Effort tranchant max (KN)	Moment fléchissant max (KN.m)
Charge permanente		3904,96	32606,4
Surcharge A		1614,389	13480,15
Surcharge B	B <sub>c</sub>	1462,52	10776,75
	B <sub>t</sub>	802,8	6704,2
	B <sub>r</sub>	105,4	880,09
Charge militaire Mc120		1072,4	8955,7
Convois exceptionnel D240		1732	14443

## 2.3 Modélisation de l'ouvrage

### 2.3.1 Etapes de modélisation

La modélisation en 3D de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

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

## 2.3.2 Modélisation des éléments de la structure

### 2.3.2.1 Poutres

Pour la modélisation de la poutre on utilise l'élément « barre ».

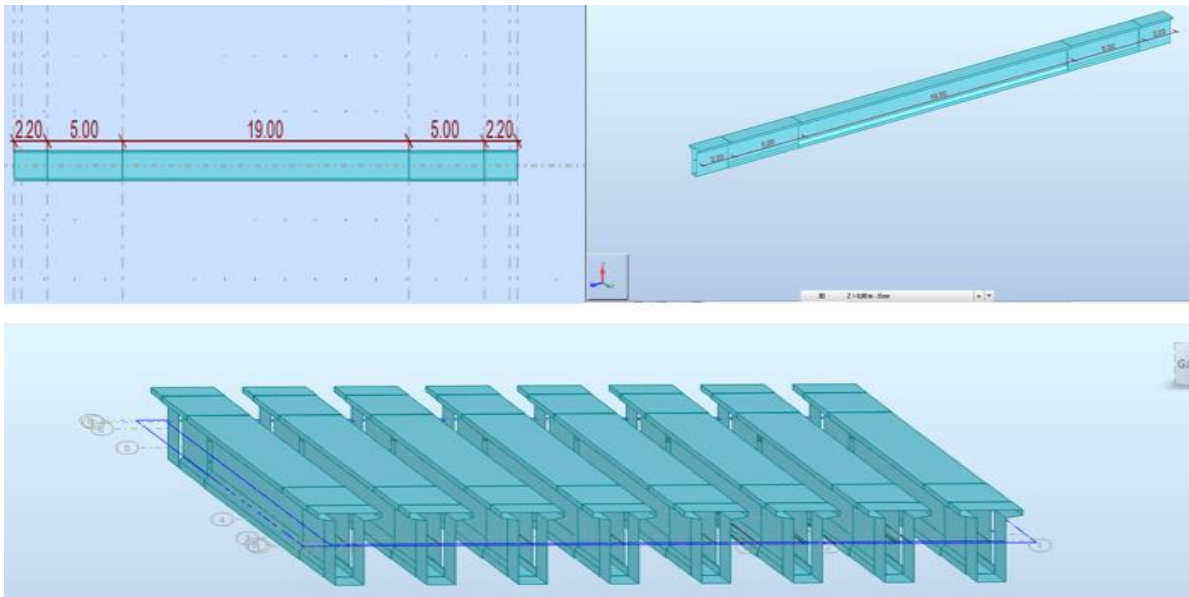


Figure 2.21 : Modélisation des poutres

### 2.3.2.2 L'hourdis

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « panneau » avec un maillage carré de 5 m transversalement et de 5 m longitudinalement.

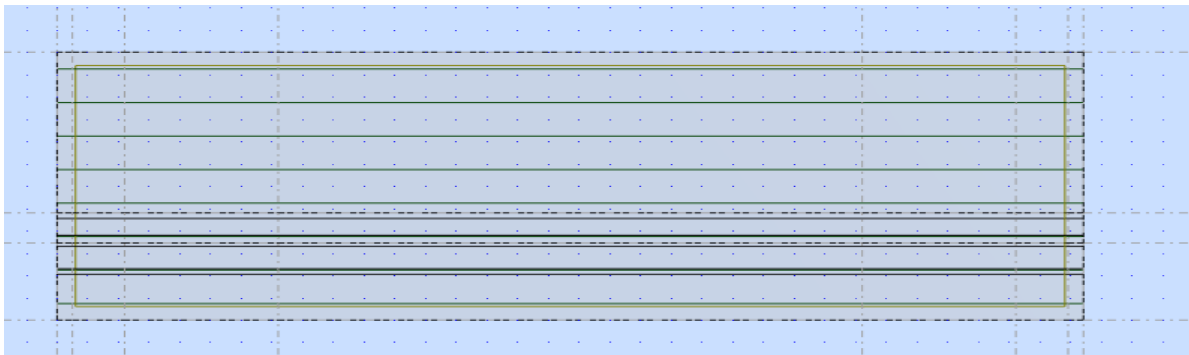


Figure 2.22 : Modélisation de l'hourdis

### 2.3.2.3 Appuis

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

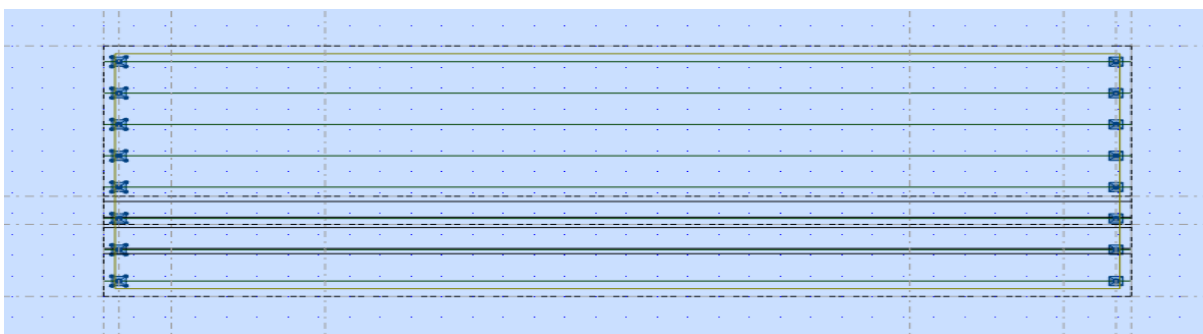


Figure 2.23 : Modélisation des appuis

### 2.3.3 Modélisation des charges et surcharges

#### 2.3.3.1 Formes générales des combinaisons d’actions

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

Tableau 2.5 : Combinaison d’action

États de combinaison	Les formules
ELU	$1,35G+1,6(A+S_t)$
	$1,35G+1,6(B_c+S_t)$
	$1,35G+1,35D240$
	$1,35G+1,35Mc120$
ELS	$G+1,2(A+S_t)$
	$G+1,2(B_c+S_t)$
	$G+D240$
	$G+Mc120$

#### 2.3.3.2 Affectation des charges

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, hourdis) sont calculées automatiquement par le logiciel.

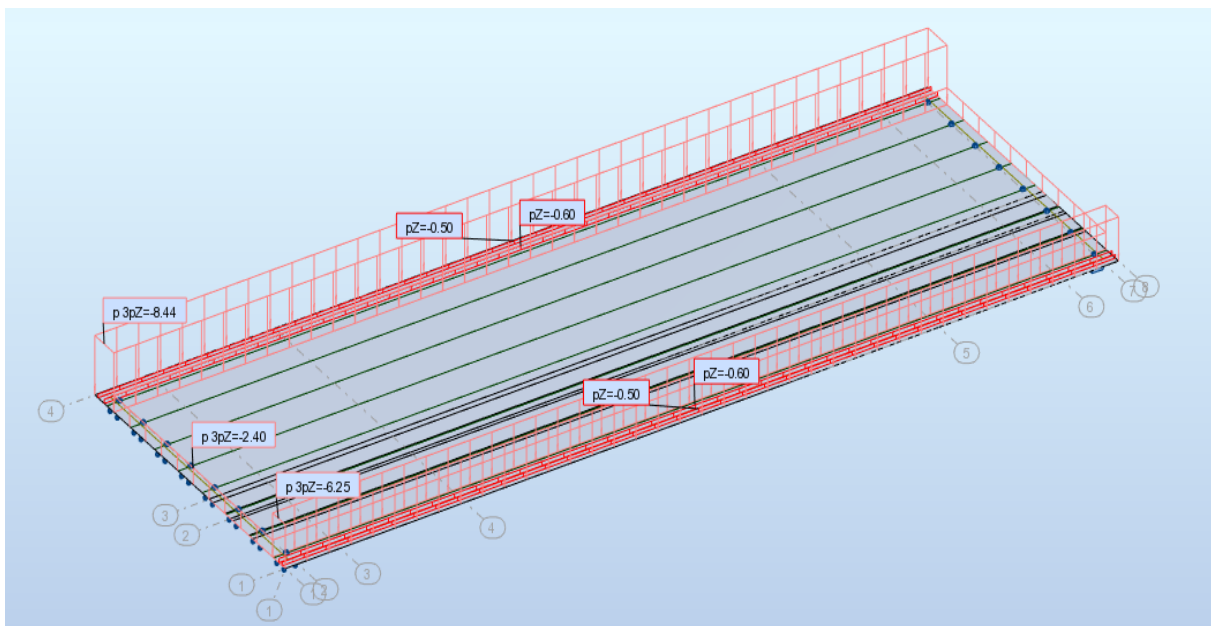


Figure 2.24 : Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale

Les autres charges permanentes sont appliquées comme suit :

➤ **Surcharges A(l) :**

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

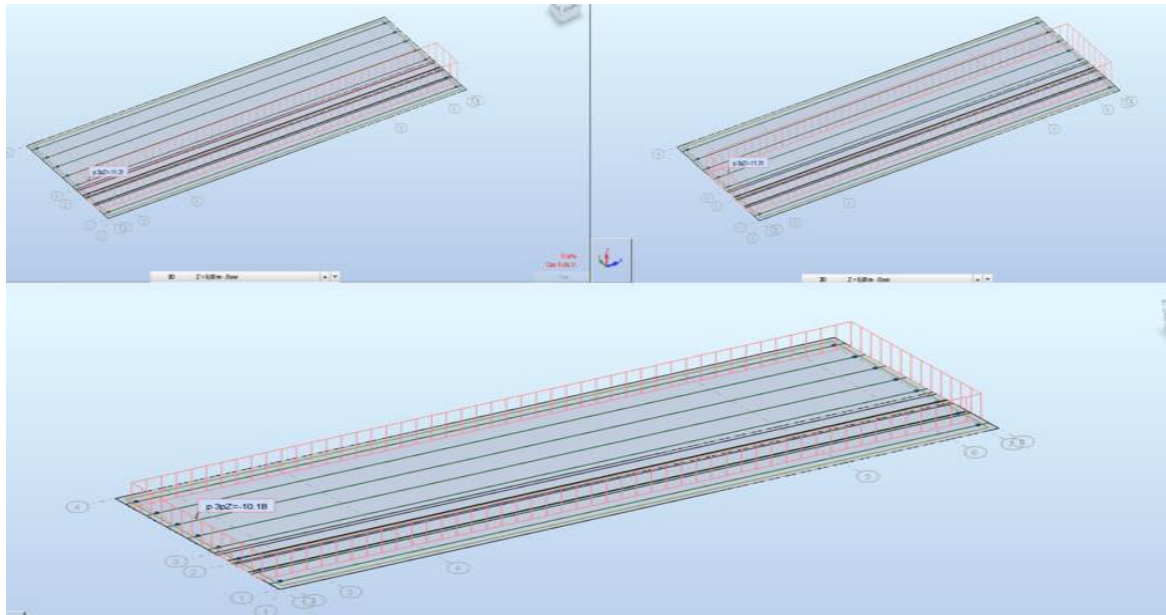


Figure 2.25 : Affectation des charges type A

➤ **Les charges mobiles :**

Les charges ( $B_c$ ,  $B_t$ ,  $M_{C120}$ ,  $D240$ ) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

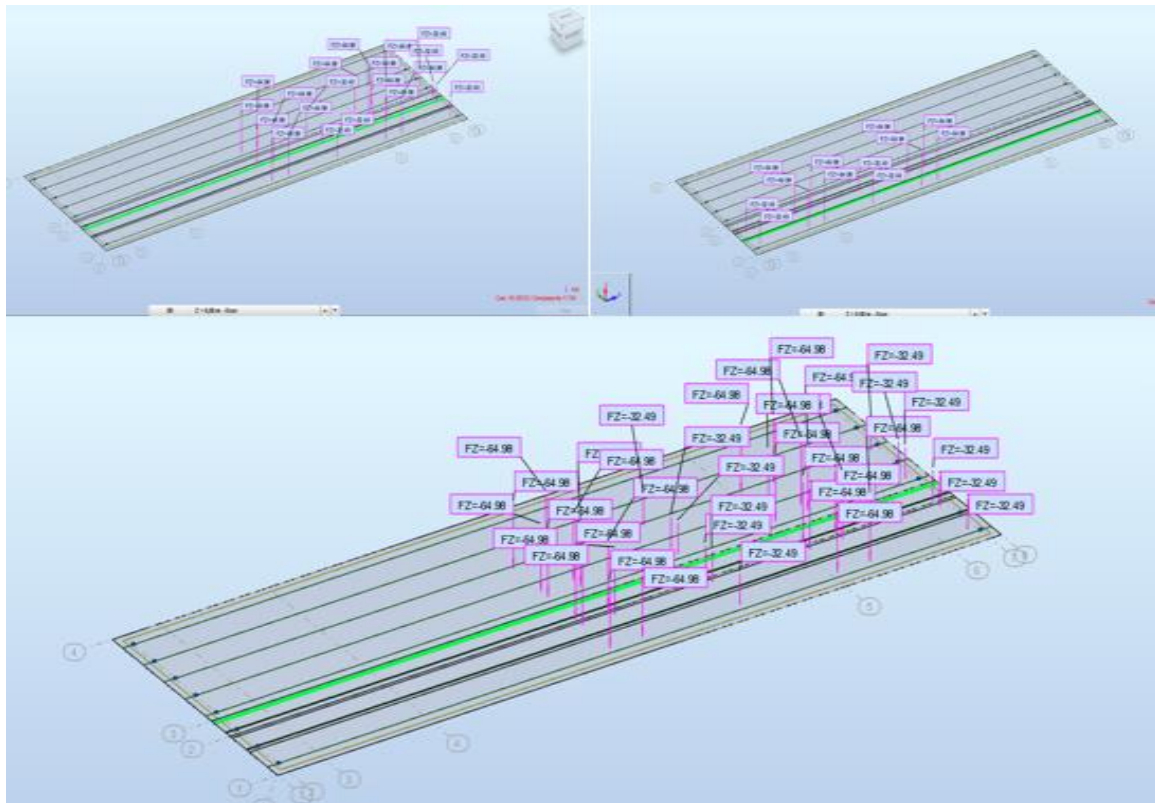


Figure 2.26 : Affectation des charges type  $B_c$

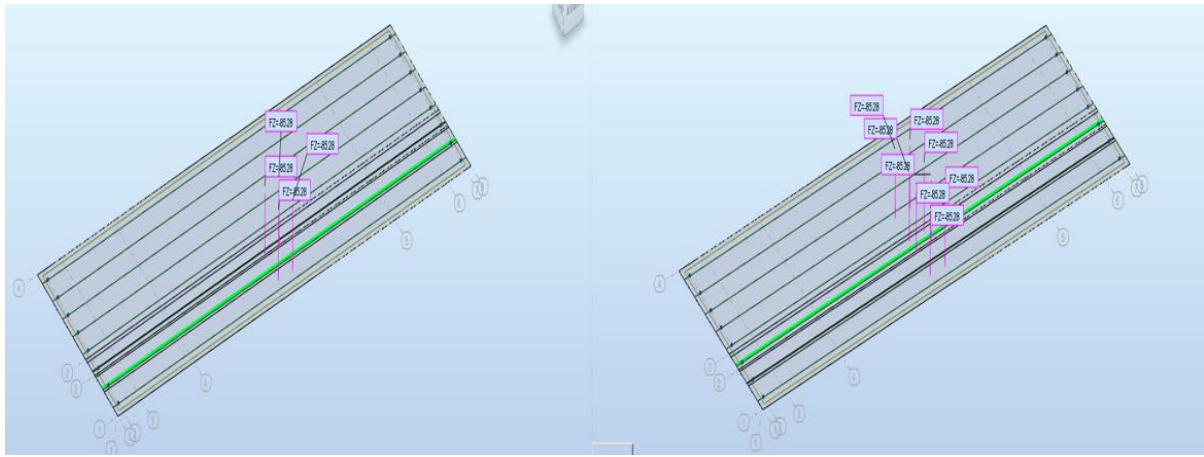


Figure 2.27 : Affection des charges type  $B_t$

### 2.3.3.3 Résultats

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes, les autres sont mentionnés en Annexe B.

➤ **Moment dû au poids propre de la poutre :**

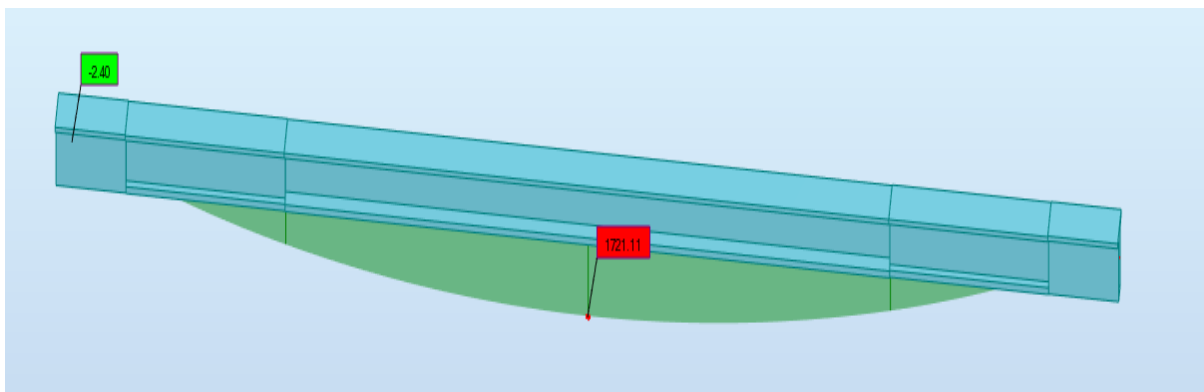


Figure 2.28 : Diagrammes des moments fléchissant dus au poids d'une poutre

$M_{MAX} = 1721,11 \text{ KN.m}$

➤ **Moment dû au poids poutre + dalle :**

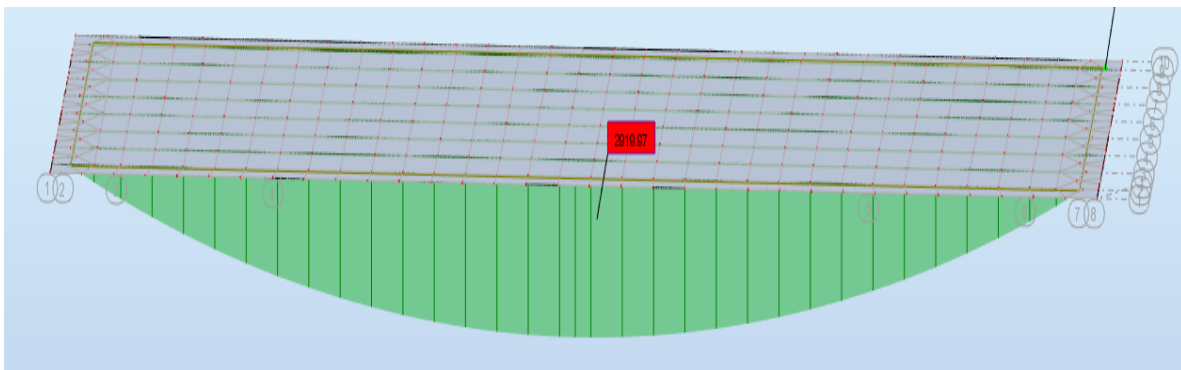


Figure 2.29 : Diagrammes des moments fléchissant dus aux charges permanentes

$M_{MAX} = 2919,97 \text{ KN.m}$

➤ **Moment à l'ELS max :**

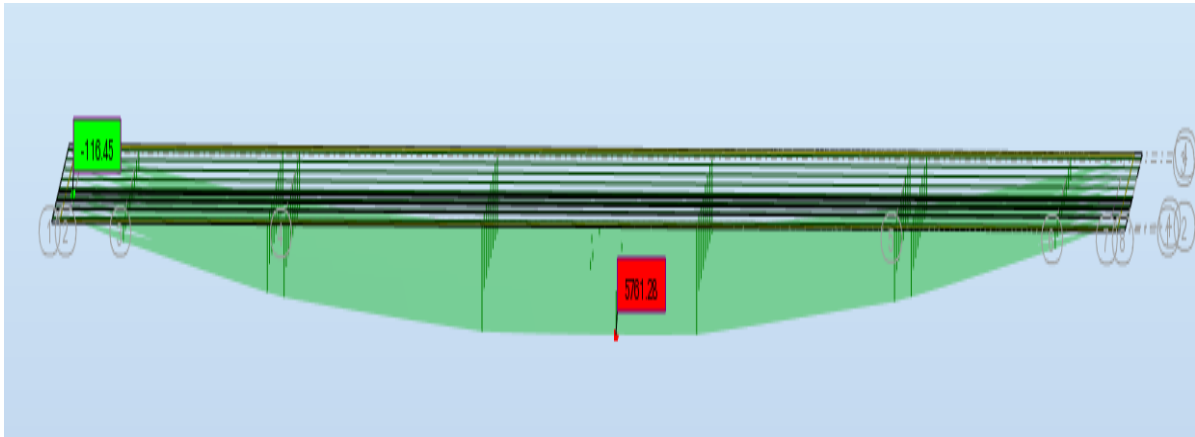


Figure 2.30 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à ELS

$M_{MAX} = 5761,28 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant ELS max :**

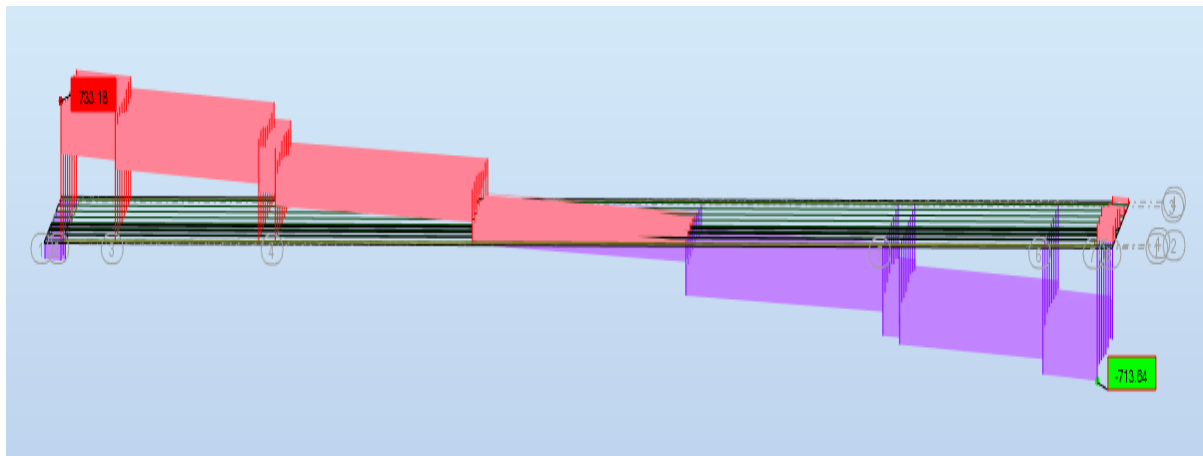


Figure 2.31 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à ELS

$T_{max} = 733,18 \text{ KN}$

➤ **Moment ELS min :**

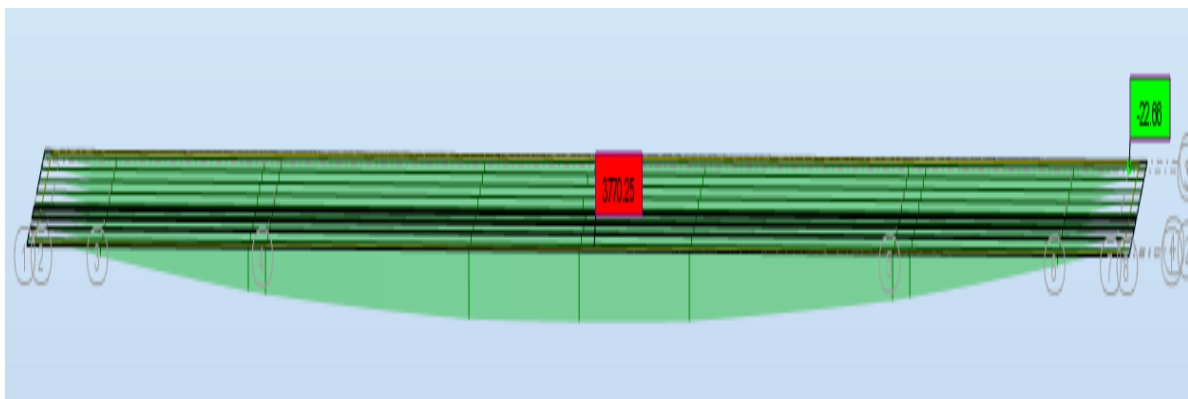


Figure 2.32 : Diagrammes des moments fléchissant dus au poids du G



$M_{\text{Min}} = 3770,25 \text{ KN.m}$

➤ Effort tranchant ELS min :

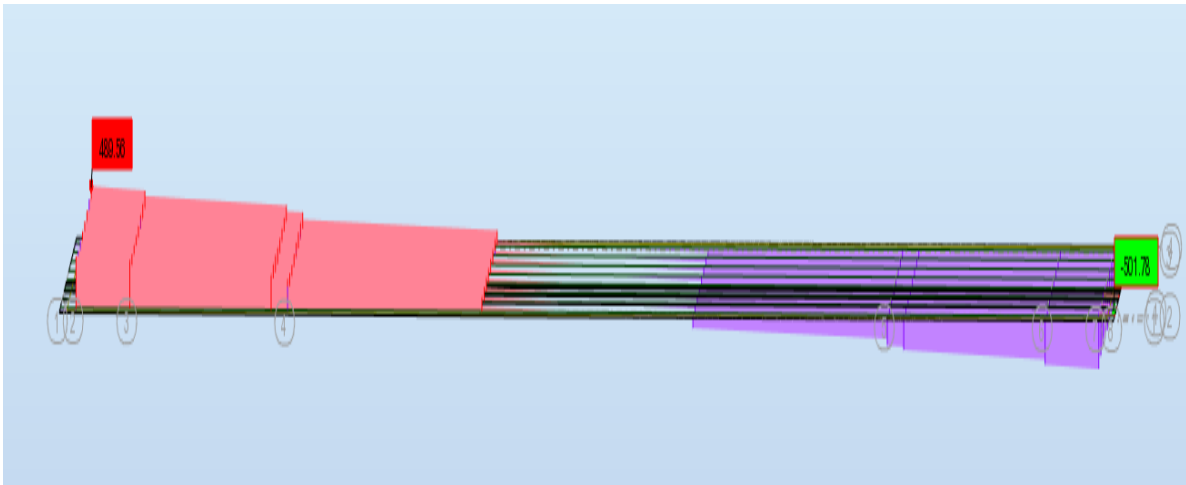


Figure 2.33 : Diagrammes des efforts tranchant dus au poids du G

$T_{\text{Min}} = 489,56 \text{ KN}$

➤ Moment ELU max :

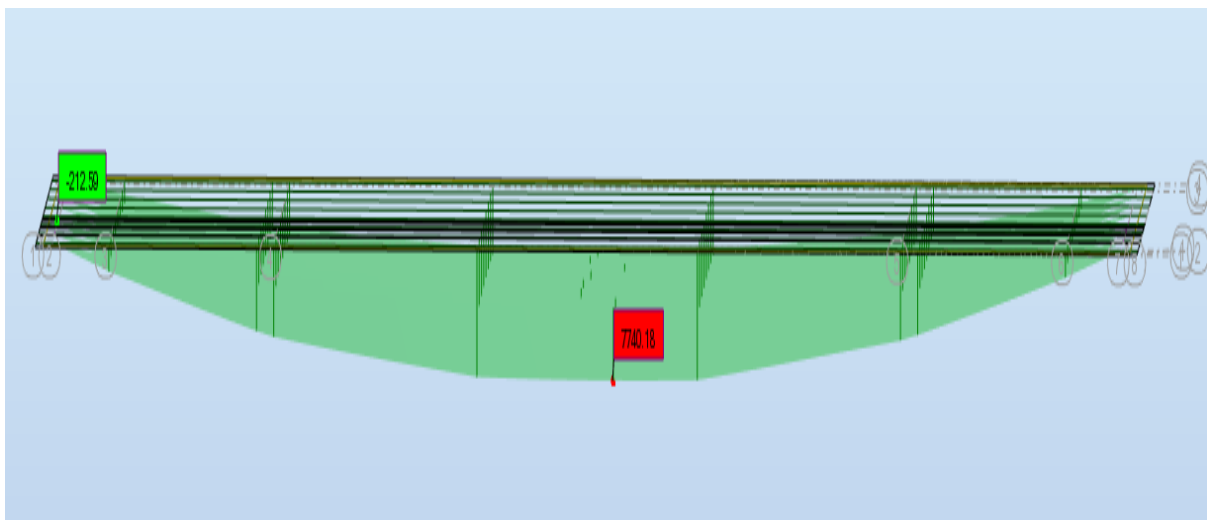


Figure 2.34 : Diagrammes des moments fléchissant sous combinaison la plus défavorable à ELU

$M_{\text{MAX}} = 7740,18 \text{ KN.m}$

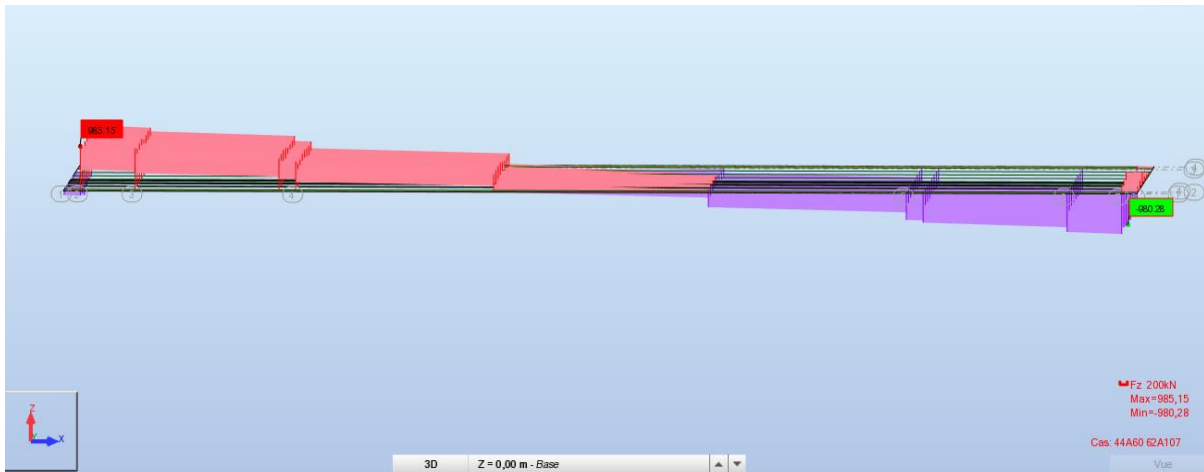
➤ **Effort tranchant ELU max :**

Figure 2.35 : Diagrammes des efforts tranchant sous combinaison la plus défavorable à ELU

$$T_{\max} = 985,15 \text{ KN}$$

## 2.4 Conclusion

Pour effectuer la modélisation du tablier on a estimé d'abord, les charges et les surcharges analytiquement. Ensuite, pour commencer l'étude des forces de précontrainte, on a effectué un calcul automatique afin de déterminer le moment le plus défavorable à ELS et le moment du au poids propre.

# **Chapitre 3 : Etude de la superstructure**

### 3.1 Introduction

La superstructure est la partie aérienne d'une construction (Roy et al., 1998). Elle est constituée du tablier et des poutres.

Dans ce chapitre on va modéliser et étudier notre tablier et vérifier les déplacements et les efforts qu'elle subit.

### 3.2 Etude de la précontrainte

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction.

Il est donc intéressant de construire en béton, mais en évitant que ce matériau ne soit trop tendu, et qu'il risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (CHAUSSIN, 1990).

Deux modes sont possibles pour la mise en œuvre de la précontrainte :

- La précontrainte par pré-tension.
- La précontrainte par post-tension de l'acier.

Dans ces termes, les préfixes « post » et « pré » décrivent le moment d'application de la force dans l'acier par rapport à la mise en place du béton.

#### 3.2.1 Dimensionnement de la précontrainte (BPEL 99, 1999)

##### 3.2.1.1 Calcul du nombre de câbles à mi-travée

La valeur minimale de la section de précontrainte sera calculée au milieu de la poutre à  $L/2$ . Donc les caractéristiques pris en compte dans le calcul sont celles de la section médiane avec hourdis.

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

Tel que :  $P_{Min}$  c'est la valeur minimale de la précontrainte en service qui est donnée par :

$$P_{Min} = \sup (P_I, P_{II})$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I_G}{V_I} \sigma_{bt1} + \frac{I_G}{V} \sigma_{bt2}}{\rho \times h}, \text{ section sous-critique.}$$

$$P_{II} = \frac{M_M + \frac{I_G}{V_I} \sigma_{bt2}}{\rho \times V + V_I - d_I}, \text{ section sur critique.}$$

Et :  $P_0$  c'est l'effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15 peut créer,  $P_0$  est estimé à 25 % de pertes.

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

Données :

$$f_{prg} = 1800 \text{ MPa}$$

$$f_{peg} = 1500 \text{ MPa}$$

$$A_p = 1800 \text{ mm}^2$$

➤ **Evaluation de  $P_{MN}$**

Tableau 3.1 : Caractéristiques de la section médiane avec hourdis

$A'$ (m <sup>2</sup> )	$V'$ (m)	$V$ (m)	$I_G$ (m <sup>4</sup> )	$\rho$ (%)	$H$ (m)
0,842	1,173	0,577	0,273	47,9	1,75

$$\overline{\sigma}_{bt1} = -1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPa} ; \quad \overline{\sigma}_{bt2} = -f_{t28} = -2,7 \text{ MPa} ; \quad d' = 0,1 \times H = 0,175 \text{ m}$$

Nous avons :

$$M_M = 5,761 \text{ MN.m, et } M_m = 3,770 \text{ MN.m.} \rightarrow \Delta M = M_M - M_m = 1,991 \text{ MN}$$

Application numérique :

$$P_I = \frac{1,991 - \frac{0,273}{1,173}(4,05) - \frac{0,273}{0,577}(2,7)}{0,479 \times 1,75} = -0,27 \text{ MN}$$

$$P_{II} = \frac{5,761 - \frac{0,273}{1,173} 2,7}{0,479 \times 0,577 + 1,173 - 0,175} = 4,03 \text{ MN}$$

$P_{II} > P_I$  : Alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières coupe la zone d'enrobage.

La précontrainte doit reprendre 100 % du poids propre donc :  $P_{Min} = \sup (P_I, P_{II}) = 4,03 \text{ MN}$ .

➤ **Evaluation de  $P_0$  :**

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times 1800 \times 1800) ; (0,9 \times 1500 \times 1800) \}$$

$$P_0 = 2,44 \text{ MN}$$

Nous estimons des pertes de précontrainte à 25% de  $P_0$  :

$$\text{On aura : } P_{Min} \leq 0,75 n P_0 \Rightarrow n \geq \frac{4,03}{0,75 \times 2,44} = 2,20$$

Alors le nombre de câbles à mi- travée est : 3 câbles de 12T15.

➤ **Vérification de la borne supérieure de la précontrainte :**

On estime les pertes à 25% de  $P_0$ , donc :

$$P_{Min} = P_0 - \Delta P = 0,75 P_0$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}, \text{ en construction.}$$

$$P_{Min} \times n \leq \sigma_{bc} \times A' - \frac{\Delta M}{\rho H}$$

$$9,07 \leq 15,31 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 3.2.1.2 Détermination du nombre de câbles à l'about

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi travée. Ces câbles sont tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

Tableau 3.2 : Caractéristiques de la section médiane sans hourdis

A' (m <sup>2</sup> )	V' (m)	V (m)	I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	ρ (%)	H (m)
0,485	0,842	0,658	0,138	51,4	1,50

Pour déterminer le nombre de câbles à l'about, on doit vérifier les contraintes sur les deux fibres supérieure et inférieure. Soit la vérification des deux inégalités :

- Fibre supérieure :  $\sigma_{sup} \geq \sigma_{bt}$
- Fibre inférieure :  $\sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{poutre} \cdot V}{I_G} + P \left( \frac{1}{A'} + \frac{e_0 V}{I_G} \right) \geq \sigma_{bt} = -1,5 f_{tj} \quad (\text{BPEL 99})$$

$$\sigma_{inf} = - \frac{M_{poutre} \cdot V'}{I_G} + P \left( \frac{1}{A'} - \frac{e_0 V'}{I_G} \right) \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

$M_{poutre} = 1,754 \text{ MN.m}$  ;  $e_0 = - (V' - d') = - 0,692 \text{ m}$

$\sigma_{sup} = 8,363 - 1,237 P \geq - 4,05 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1)$

$\sigma_{inf} = -10,702 + 6,284 P \leq 21 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2)$

Fibre supérieure =>  $n \leq 5,48$

Fibre inférieure =>  $n \leq 2,78$

Donc on place 2 câbles de 12T15 à l'about.

**3.2.1.3 Vérification des contraintes**

Pour faciliter les travaux de la mise en tension de la précontrainte, on préconise de placer deux câbles en intrados et un câble en extrados, puis vérifie les contraintes si elles sont satisfaites.

La vérification à :  $x = L/2$ , se fait selon les 5 phases suivantes :

➤ **Première phase** : Après 7 jours

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Après le septième jour, la mise en tension est à 50 %.
- Les pertes considérées sont de 10 %.

$f_{c7} = 23,18 \text{ MPa}$  ;  $f_{t7} = 1,99 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc7} = 13,91 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bt7} = -2,99 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bt7} = -1,39 \text{ MPa}$

➤ **Deuxième phase** : Après 28 jours

La deuxième étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- La mise en tension des câbles qui sera à 100 % au 28<sup>ème</sup> jours.
- Les pertes considérées sont de 20 %.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bt1} = -4,05 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bt2} = -1,89 \text{ MPa}$

➤ **Troisième phase** :

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus à la deuxième phase.
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place.

Vu que l'hourdis n'est pas assez résistant dans cette phase, la section résistante reste celle de la poutre seule.

➤ **Quatrième phase :** Tablier à vide (poutres + superstructures).

- La mise en tension du 2<sup>ème</sup> famille du câble est faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma_{bc}} = 0,5 \times f_{c28} = 17,5 \text{ MPa}$  ; En exploitation la combinaison quasi permanente.

➤ **Cinquième phase :** En service

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension qui est déjà faite à 100 %.
- Les pertes considérées sont de 25 %.

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma_{bt2}} = -1,89 \text{ MPa}$

Les efforts considérés dans cette phase sont :

- Efforts dus aux actions hors trafic.
- Efforts dus aux actions du trafic.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3.3 : Les contraintes normales

Phase de vérification	e <sub>0</sub> (m)	M (MN.m)	P <sub>0</sub> (MN)	P (MN)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Obs
Phase 1	0,692	1,754	2,44	2,20	3,12	5,64	C.V
Phase 2	0,692	1,754	2,44	3,90	13,83	3,53	C.V
Phase 3	0,998	2,957	2,44	3,90	8,67	2,65	C.V
Phase 4	0,998	3,770	2,44	5,49	13,86	2,91	C.V
Phase 5	0,998	5,761	2,44	5,49	5,31	7,12	C.V

Avec :

- Au niveau de fibre inférieure :  $\overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
- Au niveau de fibre supérieure :  $\overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Nous remarquons bien que durant toutes les phases de réalisation de l'ouvrage, les contraintes sur les fibres supérieure et inférieure ne dépassent pas les contraintes admissibles.

**3.2.1.4 Disposition constructive des câbles**

➤ **Positionnement des câbles**

- À l'about

A l'about on prendra un espacement  $\geq 28 \text{ cm}$  entre deux câbles successifs, et on détermine d de telle sorte que le point d'application de la résultante des forces de précontrainte sortant sur la face d'about coïncide avec le centre de gravité de la section pour obtenir un moment dû à la précontrainte nul (ou faible), (SETRA, 1996). Pour notre cas on place deux câbles en intrados et un câble en extrados.

Pour la disposition des câbles à l'about on suit les conditions suivantes (SETRA, 1996) :

$$\left\{ \begin{array}{l} d \geq 16,5 \text{ cm} \\ d' \geq 16,5 \text{ cm} \\ a \geq 28 \text{ cm} \\ \text{On prend } a = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\sum M_{\text{Fibre inferieure}} = 0$$

$$\Rightarrow (P_1 + P_2) V' = P_1 (a + d) + P_2 (d)$$

Avec :  $P_1 = P_2 = P_0$ , et  $V' = 0,842 \text{ m}$

$$2 \times P_0 \times 0,842 = P_0 \times (0,45 + d) + P_0 \times d$$

D'où :  $d = 0,617 \text{ m}$ .

$$a + d + d' = 1,50 \text{ m}$$

$$d' = 0,433 \text{ m}$$

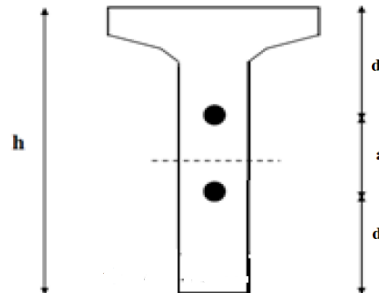


Figure 3.1 : Tracé des câbles sortants de l'about.

Pour des raisons constructives on adoptera

dans notre cas pour la section d'about :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 67,8 \text{ cm} \\ d' = 37 \text{ cm} \\ a = 45,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- À mi- travée

La distance entre deux câbles est fixée selon les recommandations du BPEL qui dans notre cas est égale ou supérieure au diamètre de la gaine, nous prenons l'espace égal à 22 cm.

$$d_{1-2} = 22 \text{ cm} ; \quad 2c + 22 = 47 \text{ cm} \Rightarrow c = 12,5 \text{ cm} ; \quad d_3 = 28 \text{ cm}$$

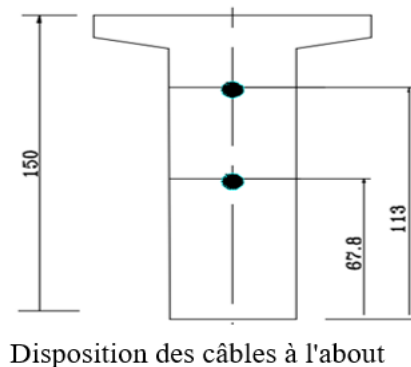
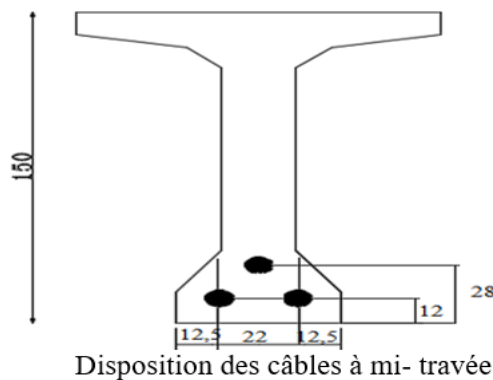


Figure 3.2 : Disposition des câbles

### ➤ Détermination de l'angle de relevage

L'angle de relevage  $\alpha$  est donné par la formule suivante :

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

Avec :

$V_M$  : effort tranchant maximum à l'appui sous la combinaison la plus défavorable à E.L.S) ;

$$V_M = 0,733 \text{ MN}$$



$V_m$  : effort tranchant minimum à l'appui sous le poids propre la poutre seule ;  $V_m = 0,489 \text{ MN}$

$\bar{V}$  : effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ;  $\bar{V} = \tau \cdot b_n \cdot 0,8h$

- $\tau$  = contrainte tangentielle limite à l'E.L.S ;  $\tau = \sqrt{0,4f_{tj}(f_{tj} + \sigma_x)}$
- $\sigma_x$  : contrainte normale au niveau de la fibre neutre ;  $\sigma_x = P/B_n$
- $B_n$  : surface nette de la section d'about + hourdis ;  $B_n = B_{brute} - \frac{n \times 3,14 \times \emptyset^2}{4}$
- $b_n$  : largeur nette de la section d'about + hourdis ;  $b_n = b_0 - n \times \emptyset$
- $n$  : nombre de gaines par lit, on prend  $n = 1$  ;
- $b_0$  : largeur brute

Tableau 3.4 : Résultats de calcul

$b_n$	0,39 m
$B_n$	1,14 m <sup>2</sup>
$P$	5,49 MPa
$\sigma_x$	4,81 MPa
$\tau$	2,85 MPa
$\bar{V}$	1,56 MPa

Ceci donne :

$$\text{Arcsin} \frac{(0,733-1,56)}{5,49} \leq \alpha \leq \text{Arcsin} \frac{(0,489+1,56)}{5,49}$$

$$-8,61^\circ \leq \alpha \leq 21,87^\circ$$

Avec : l'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin} \frac{(V_m + V_M)}{2P} = 6,39^\circ$$

On adopte pour la première famille :  $\begin{cases} \alpha_1 = 8,497^\circ \\ \alpha_2 = 13,715^\circ \end{cases}$

Pour la deuxième famille de câble (en extrados) :  $\alpha_3 = 25^\circ$

➤ **Allure des câbles**

Pour optimiser au mieux l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Le tracé adopté est un tracé parabolique. Chaque câble est divisé en deux parties, l'une rectiligne l'autre parabolique. Cette dernière est régie par l'équation  $\Rightarrow Y = ax^2 + bx + c$ , (Le repère a pour origine le point d'ancrage).

Tableau 3.5 : Les équations des câbles

	Equation
Câble 1	$Y_1(x) = (2,1262 \cdot 10^{-3})x^2 - (0,0688)x + 0,678$
Câble 2	$Y_2(x) = (3,8485 \cdot 10^{-3})x^2 - (0,1247)x + 1,13$
Câble 3	$Y_3(x) = (4,4687 \cdot 10^{-3})x^2 - (0,1506)x + 1,50$

N.B : Le tracé de câbles se trouve dans l'annexe B.

### 3.2.2 Calcul des pertes (CHAUSSIN, 1990)

#### 3.2.2.1 Tension à l'origine

Les efforts de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée «  $\sigma_{p0}$  ».

$$\sigma_{p0} = \min \{(0,8 \times f_{prg}) ; (0,9 \times f_{peg})\} = 1350 \text{ MPa}$$

#### 3.2.2.2 Pertes de tension instantanées

##### ○ Pertes par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble en rad.

$x$  : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AutoCAD.

$f$  : Coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que  $f = 0,18/\text{rad}$ . (BPEL99)

$\varphi$  : Perte relative de tension par mètre, telle que  $\varphi = 0,002/\text{m}$ . (BPEL 99).

$\sigma_{p0}$  : Contrainte de tension à l'encrage  $\sigma_{p0} = 1350 \text{ Mpa}$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau 3.6 :

Tableau 3.6 : Valeurs des pertes dues aux frottements

Section	N° câble	x (m)	$\alpha$ (rad)	$f\alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_f$ moy (MPa)
0,25L	1	8,810	0,1483	0,0443	58,5179	69,062
	2	8,845	0,2394	0,0608	79,6053	
	3	6,810	0,4363	0,0922	118,8548	118,8548
0,125L+0,5	1	4,906	0,1483	0,0365	48,395	58,998
	2	4,923	0,2394	0,0529	69,600	
	3	3,905	0,4363	0,0863	111,681	111,681
0,5L	1	17,620	0,1483	0,0619	81,0745	91,478
	2	17,690	0,2394	0,0785	101,8810	
	3	13,620	0,4363	0,1058	135,5093	135,5093

##### ○ Pertes dues au recul d'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage.

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_a}{\sigma_{p0} (f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi)}};$$

Avec :

$d$  : la longueur de glissement du bloc d'ancrage.

$g$  : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm.

$E_a$ : module d'élasticité de l'acier = 190000 Mpa.

$L$  : longueur de câble calculée avec AutoCAD.

Les valeurs de « d » sont résumées dans le tableau 3.7 ci-après :

Tableau 3.7 : Valeurs de la longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage

N° de câble	L (m)	$\alpha$ (rad)	$f\alpha/L + \varphi$ (rad)	d (m)
1	35,24	0,1483	0,00276	17,50
2	35,38	0,2394	0,00322	16,20
3	27,24	0,4363	0,00488	13,15

**Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :**

$$\sigma(d) = \sigma_{p0} (1 - f\alpha - \varphi \cdot (d))$$

Tableau 3.8 : Les pertes dues au recul d'ancrage

N° de câble	$\alpha$	d	$\sigma_{p0}$	$1 - f\alpha - \varphi (d)$	$\sigma(d)$ (MPa)
1	0,1483	17,50	1350	0,9383	1266,713
2	0,2394	16,20	1350	0,9245	1248,086
3	0,4363	13,15	1350	0,8952	1208,474

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p0} \left( f\frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \cdot d$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tensions :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left( 1 - \frac{x_i}{d} \right).$$

Tableau 3.9 : Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage aux différentes positions

N° de câble	$f\alpha/L + \varphi$ (rad)	d (m)	$\Delta\sigma$ recul à 0L	$\Delta\sigma$ recul à L/8+0,5	$\Delta\sigma$ recul à 0,25L	$\Delta\sigma$ recul à 0,5L
1	0,00276	17,50	130,407	93,846	64,755	0
2	0,00322	16,20	140,836	98,040	63,938	0
3	0,00488	13,15	-	121,818	83,542	0

Tableau 3.10 : Valeurs moyennes des pertes par câble

Désignation	$\Delta\sigma$ recul à 0L	$\Delta\sigma$ recul à L/8+0,5	$\Delta\sigma$ recul à 0,25L	$\Delta\sigma$ recul à 0,5L
Câble à l'about	135,622	95,943	64,347	0
Câble à l'extrados	-	121,818	83,542	0

○ **Pertes par déformation instantanée du béton :**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{\text{racc}} = \frac{E_a}{2E_i} \sigma_{bj} \text{ (BPEL 91).}$$

$E_a$  : module d'élasticité de l'acier = 190000 Mpa.

$E_i$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$\sigma_{bj}$  : contrainte du béton ;

$$\sigma_{bj} = \frac{P}{A_n} + \frac{P \times e^2}{I_n} + \frac{M_{poutre} \times e}{I_n} ;$$

Avec :  $P = n \times 1800(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frott})$ , et  $e = -(V' - y)$ .

**a) Perte dues à la mise en tension de la première famille de câble :**

La section à considérer dans ce cas est la section nette de la poutre seule.

Tableau 3.11 : Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about

Section x (m)	0L	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
P (MN)	4,37	4,30	4,38	4,53
e (x)	0,009	-0,578	-0,721	-0,722
$M_{poutre}$ (MN.m)	0	0,820	1,309	1,754
Section (m <sup>2</sup> )	0,742	0,614	0,485	0,485
$I_{nette}$ (m <sup>4</sup> )	0,615	0,534	0,450	0,450
$\sigma_b(x)$	5,892	8,810	11,995	11,773
$\Delta\sigma_{racc7}$	17,848	26,685	36,332	35,659
$\Delta\sigma_{racc28}$	15,557	23,261	31,669	31,082

**b) Pertes dues à la mise en tension du 3<sup>ème</sup> câble :**

La section à considérer est la section de la poutre +hourdis .Le raccourcissement du béton provoque simultanément des pertes dans les câbles de la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> famille.

La contrainte  $\sigma_{bj}$  est donnée par :

$$\sigma_{bj} = \frac{P_1}{A_p} + \frac{P_1 \times e_1^2}{I_p} + \frac{M_p \times e_1}{I_p} + \frac{P_2}{A_t} + \frac{P_2 \times e_2^2}{I_t} + \frac{M_t \times e_2}{I_t}$$

$P_1 = 2 \times 1800(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{racc})$  ; pour la 1<sup>er</sup> famille.

$P_1 = 1 \times 1800(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{recul} - \Delta\sigma_{frott})$  ; pour la 2<sup>ème</sup> famille.

Tableau 3.12 : Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados

Section x (m)	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$P_1$ (MN)	4,19	4,22	4,37
$P_2$ (MN)	2,01	2,07	2,19
$M_p$ (MN.m)	0,820	1,309	1,754
$M_t$ (MN.m)	1,353	2,182	2,975
$\sigma_b(x)$	13,178	14,823	11,489
$\Delta\sigma_{racc}$	34,794	39,136	30,333

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des pertes instantanées :

Tableau 3.13 : Tableau récapitulatif des pertes instantanées

Désignation	Section	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_{recul}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	Totale
Câbles de l'about	0L	0	135,622	15,557	151,18
	0,5+0,125L	58,998	95,943	23,261	178,20
	0,25L	69,062	64,347	31,669	165,08
	0,5L	91,478	0	31,082	122,56
Câble de l'extrados	0L	0	0	0	0,00
	0,5+0,125L	111,681	121,818	34,794	268,29
	0,25L	118,8548	83,542	39,136	241,53
	0,5L	135,5093	0	30,333	165,84

### 3.2.2.3 Pertes différées

#### ○ Pertes par retrait :

$$\Delta\sigma_{retrait} = E_p \cdot \varepsilon_r \cdot (1 - r(j))$$

$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$  ; retrait total du béton.

$r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$  ; fonction du temps variant de 0 à 1, avec j : jour de mise en tension.

$r_m$  : aire de section nette/périmètre de cette section.

#### 1<sup>ère</sup> famille : j = 7 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre.

Tableau 3.14 : Les pertes dues au retrait pour la 1<sup>ère</sup> famille à 7 jours

Section	0	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$r_m$ (cm)	14,945	12,096	9,384	9,384
r (j)	0,04947	0,06042	0,07654	0,07654
$\Delta\sigma$ (Mpa)	54,18	53,56	52,64	52,64

#### 1<sup>ère</sup> famille : j = 28 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre.

Tableau 3.15 : Les pertes dues au retrait pour 1<sup>ère</sup> famille à 28 jours

Section	0	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$r_m$ (cm)	14,945	12,096	9,384	9,384
r (j)	0,1723	0,2046	0,2490	0,2490
$\Delta\sigma$ (Mpa)	47,18	45,34	42,81	42,81

#### 2<sup>ème</sup> famille : j = 56 jours

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre+dalle.

Tableau 3.16 : Les pertes dues au retrait pour 2<sup>ème</sup> famille à 56 jours

Section	0	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$r_m$ (cm)	0	16,13	13,77	16,13
r (j)	0	0,1617	0,1843	0,1617
$\Delta\sigma$ (Mpa)	0	47,78	46,50	47,78

## ○ Perte par fluage :

$$\Delta \sigma_{fluage} = 2 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{A_n} + \frac{P \times e^2}{I_n} + \frac{M_{poutre} \times e}{I_n};$$

$$P = n \times 1800 (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{recul} - \Delta \sigma_{frott} - \Delta \sigma_{racc})$$

- À l'about : nous avons une dissipation de 15 % due au fluage après 7 jours du béton donc :

$$\Delta \sigma_{fluage} = 2 \times \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{35}} \sigma_{bj} \times (1 - 0,15) = 8,977 \sigma_{bj}$$

- À l'extrados : on a une dissipation de 50% du fluage en service donc :

$$\Delta \sigma_{fluage} = 2 \times \frac{190000}{11000 \sqrt[3]{35}} \sigma_{bj} \times (1 - 0,50) = 5,280 \sigma_{bj}$$

Les pertes dues au fluage sont données au tableau suivant :

Tableau 3.17 : Les pertes dues au fluage du béton

X (m)	0L	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$\Delta \sigma_{fluage}$ (MPa), à l'about	35,291	44,743	51,492	49,629
$\Delta \sigma_{fluage}$ (MPa), à l'extrados	-	63,714	63,569	45,133

## ○ Perte par relaxation :

$$\Delta \sigma_{relax} = 0,06 \cdot \rho_{1000} \cdot \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \cdot \sigma_{pi}(x)$$

$\rho_{1000} = 2,5\%$  ; (relaxation à 1000 heures).

$\mu_0 = 0,43$  (coefficient pris pour l'armature TBR, (BPEL 91 révisé 99)).

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - (\Delta \sigma_f(x) + \Delta \sigma_{recul}(x) + \Delta \sigma_{racc}(x))$$

**1<sup>ère</sup> famille**

Tableau 3.18 : Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about

Section	0	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	1198,83	1170,13	1182,97	1225,56
$\mu$	0,6660	0,6501	0,6572	0,6809
$\Delta \sigma_{relax}(x)$	42,44	38,63	40,32	46,12

**2<sup>ème</sup> famille**

Tableau 3.19 : Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados

Section	0	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$\sigma_{pi}(x)$	0	1070,71	1100,91	1183,4
$\mu$	0	0,5948	0,6116	0,6574
$\Delta \sigma_{relax}(x)$	0	26,47	29,99	40,37

Les pertes différées totales sont données par l'expression suivante (BPEL) :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_{\text{retrait}} + \Delta\sigma_{\text{fluage}} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{relax}}$$

Tableau 3.20 : Les pertes différées totales

Section x(m)		0L	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
Câbles d'about	$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$	47,18	45,34	42,81	42,81
	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$	35,291	44,743	51,492	49,629
	$\frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{relax}}$	35,367	32,192	33,6	38,433
	$\Delta\sigma_d$	117,838	122,275	127,902	130,872
Câble d'extrados	$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$	0	47,78	46,50	47,78
	$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$	0	63,714	63,569	45,133
	$\frac{5}{6}\Delta\sigma_{\text{relax}}$	0	22,058	24,992	33,642
	$\Delta\sigma_d$	0	133,552	135,061	126,555

### 3.2.2.4 Calcul du pourcentage des pertes totales

La notion de contrainte effective se traduit par les relations suivantes :

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 2 \times (\Delta\sigma_{\text{instan,about}} + \Delta\sigma_{\text{d,about}}) + 1 \times (\Delta\sigma_{\text{instan,extrados}} + \Delta\sigma_{\text{d,extrados}})$$

$$\text{Pertes}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{\text{totale}}}{3 \times \sigma_{p0}}$$

Tableau 3.21 : Pertes totales

X(m)	0L	0,125L+0,5	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$ (MPa)	538,02	1017,1	974,02	803,78
Pertes(%)	13,28	24,76	23,77	19,73

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à 25%. D'où le nombre de câble est de 3 (12T15).

### 3.2.3 Calcul justificatif des poutres

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tout point de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{\text{min}} \leq \sigma \leq \sigma_{\text{max}}$$

#### 3.2.3.1 Vérification à l'ELS

##### ➤ Vérification des contraintes normales :

On considère la section médiane.

La contrainte normale s'exerçant dans la section d'ordonnée « y » :

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P \cdot e + M) \frac{y}{I}$$

La vérification des contraintes normales se récapitule dans le tableau ci-dessous et le détail de calcul se trouve dans l'annexe B.

Tableau 3.22 : Vérification des contraintes normales à l'ELS

Phase de vérification		M (MN.m)	P <sub>1</sub> (MN)	P <sub>2</sub> (MN)	σ <sub>inf</sub> (MPa)	σ <sub>sup</sub> (MPa)	Obs
Phase 1		1,754	2,39	-	6,35	3,81	C.V
Phase 2		1,754	4,60	-	15,27	4,96	C.V
Phase 3		2,957	4,60	-	12,99	6,72	C.V
Phase 4		2,957	4,51	2,24	11,33	6,39	C.V
Phase 5		3,770	4,50	2,23	10,58	6,72	C.V
Phase 6	A vide	3,770	4,23	2,63	10,81	6,85	C.V
	En charge	5,761	3,83	1,84	6,68	6,78	C.V

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales).

On doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_1^2} \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6f_{tj} - \sigma_x) \left( f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) = \overline{\tau_2^2} \end{cases}$$

Avec :

σ<sub>x</sub> : contrainte normale longitudinale ;  $\sigma_x = \frac{P \cos \alpha_i}{B}$

τ : contrainte tangentielle de cisaillement ;  $\tau = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$

V<sub>red</sub> : effort tranchant réduit ;  $V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha_i$

S : moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le centre de gravité de la section situé au-dessus de l'axe neutre.

b<sub>n</sub> : largeur nette de l'âme de la poutre ;  $b_n = b_0 - mK\emptyset$

$$\begin{cases} m: \text{nombre de gaines par lit;} \\ K = 0,5; \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment;} \\ \emptyset = 80\text{mm;} \text{ diamètre de la gaine;} \end{cases}$$

I : moment d'inertie de la section considérée.

Approximativement :  $S(y) = \frac{I_n}{0,8 \times h}$

D'où ;  $\tau = \frac{V_{red}}{0,8 \times b_n \times h}$



On considère la section d'about (1<sup>ère</sup> famille).

Tableau 3.23 : Vérification des contraintes tangentielles

Phase de vérification	P (MN)	$\sigma_x$ (MPa)	$V_{red}$ (MN)	$\tau^2$ (MPa) <sup>2</sup>	$\overline{\tau}_1^2$ (MPa) <sup>2</sup>	$\overline{\tau}_2^2$ (MPa) <sup>2</sup>	Obs
Phase 1	2,37	6,26	-0,677	1,720	4,909	8,093	C.V
Phase 2	4,52	11,95	-1,505	8,506	11,523	14,891	C.V
Phase 3	4,51	11,93	-1,359	6,936	11,508	14,905	C.V
Phase 4	4,44	7,92	-1,329	4,877	8,621	16,105	C.V
Phase 5	4,41	7,87	-1,210	4,037	8,580	16,098	C.V
Phase 6	à vide	4,18	7,47	-1,124	3,485	8,294	C.V
	en charge	3,77	6,74	-0,720	1,429	7,770	C.V

### 3.2.3.2 Vérification à l'ELU

#### ➤ Sécurité à la rupture en flexion :

La combinaison à l'ELU doit vérifier les inégalités suivantes :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5M_Q \leq M_{RA}$$

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5M_Q \leq M_{RB}$$

$M_{RB}$  : représente le moment résistant à la rupture du béton, et  $M_{RA}$  celui des aciers actifs (la précontrainte).

$$M_u = 1,35 (3,770) + 1,35(5,761) = 12,867 \text{ MN.m}$$

#### ○ Calcul du moment résistant des aciers actifs $M_{RA}$

$$M_{RA} = (h-d') \times n \times A_p \times f_{prg} = 15,309 \text{ MN.m}$$

#### ○ Calcul du moment du béton $M_{RB}$

**Pour l'âme :**

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,8e \times (h-d')^2 \times f_{bu} = 8,265 \text{ MN.m}$$

Avec :  $f_{bu}$  : résistance ultime à la compression, et  $e$  : épaisseur de l'âme.

**Pour l'hourdis :**

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale  $b$  et d'épaisseur  $h_0$  ( $h_0 = 11 + 25 = 36 \text{ cm}$ ) qui constituent la table de compression. Le moment de rupture de l'hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 (b - b_0) \left( h - \frac{h_0}{2} \right) h_0 f_{c28} \\ 0,35 (b - b_0) h^2 f_{c28} \end{array} \right.$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 11,53 \text{ MN.m} \\ 24,92 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

$$\Leftrightarrow M_{RB \text{ hourdis}} = 11,53 \text{ MN.m}$$

Nous avons :

$$M_{RB} = M_{RB \text{ âme}} + M_{RB \text{ hourdis}} = 8,265 + 11,53 = 19,795 \text{ MN.m}$$

La vérification vis-vis de la sécurité à la flexion est vérifiée.

➤ **Sécurité à la rupture par l'effort tranchant**

$$V_u = 1,35V_G + 1,35 V_Q - V_p = 1,35 (0,486) + 1,35 (0,733) - 0,235 = 1,411 \text{ MN}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u - S}{b_{\text{net}} - l}$$

Nous vérifions que :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

$$\tau_u = 2,576 \text{ MN} \leq 5,833 \text{ MN}$$

La vérification vis-vis de l'effort tranchant est vérifiée.

➤ **Vérification de l'inclinaison des bielles**

L'angle de fissuration le plus probable avec la ligne moyenne de la poutre ne doit pas dépasser 30°, et est calculé suivant la formule :

$$\tau_g 2\beta = \frac{2\tau_u}{\sigma_x} = 1,498$$

$$\beta = 28,14^\circ \leq 30^\circ$$

La condition est vérifiée.

### 3.2.3.3 Ferrailage de la poutre

➤ **Armatures longitudinales de peau :**

Leur but est de répartir les effets de retrait et les variations de température. Les armatures sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur mesurée sur la section droite de l'ouvrage.} \\ 0,1\% \text{ de la section de la poutre.} \end{array} \right.$$

$$A_{min} \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \times (0,47 + 1,50) \times 2 = 11,82 \text{ cm}^2 \\ 0,1\% \times (4852,6) = 4,853 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Donc :  $A_{min} = 11,82 \text{ cm}^2$  ;

➤ **Armatures longitudinales dans les zones tendues :**

On adopte un ferrailage minimal car l'aire du béton tendu est nulle et les armatures de peau sont suffisantes pour la limitation des fissures du béton, la répartition des efforts de variation de température, et la résistance dans le cas où le béton présente des insuffisances.

$$A_s = 12 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 6\text{HA}16.$$

➤ **Armatures transversales de peau :**

La section de ses armatures est fixée au moins à 2cm<sup>2</sup>(soit 2cadre HA12) par mètre linéaire.

➤ **Armatures passives transversales :**

Le minimum d'armatures transversales placé dans l'âme de la poutre, de sorte à éviter les ruptures, est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,6 \times b_n \times \gamma_s}{f_e}$$

Avec :

A<sub>t</sub> : section minimale des armatures transversales.

b<sub>n</sub> : largeur réduite au sens du BPEL 91.

S<sub>t</sub> : espacement des armatures.

$$S_t < \min (0,8h, 0,3b_{\text{âme}}, 1\text{m}) = \min (1,4 ; 6,3 ; 1) = 1\text{m}$$

Nous avons :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5,934 \times 10^{-4} \text{m} = 5,934 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

Nous optons pour des cadres 2HA12 ; soit A<sub>t</sub> = 2,26 cm<sup>2</sup>.

Ce qui est donne :

$$S_t \leq \frac{A_t}{5,934 \times 10^{-2}} = 38 \text{ cm} < 100 \text{ cm.}$$

⇒ S<sub>t</sub> = 15 cm pour la section d'about, et S<sub>t</sub> = 35 cm pour la section médiane.

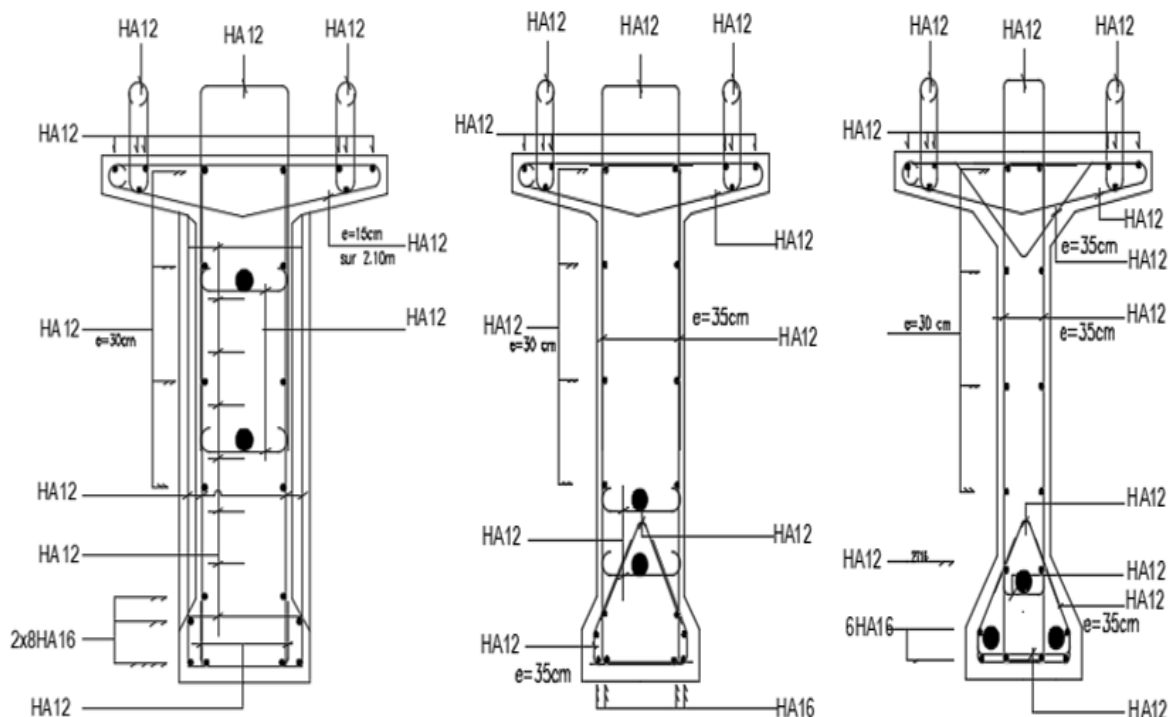


Figure 3.3 : Ferrailage passive de la poutre

### 3.3 Etude du tablier

#### 3.3.1 Calcul des déformations

Dès la fin de la mise en œuvre, le béton est soumis à des déformations, même en absence des charges. Les différentes déformations que peut subir une construction en béton sont :

- Les flèches qui sont dues essentiellement aux charges permanentes et aux surcharges.
- Les déplacements horizontaux (fluage, retrait et température).

##### 3.3.1.1 Calcul des flèches

➤ **Flèche due au poids propre :**

Les flèches sont comptées positivement vers le bas et négativement vers le haut (contre flèche). La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_V \times I} = 2,69 \text{ cm}$$

Avec :  $M_G = 3,770 \text{ MN.m}$  ; (Moment dû au poids propre (poutre + hourdis)) ;

➤ **Flèche due aux surcharges :**

La flèche due aux surcharges est donnée par l'expression suivante :

$$f_s = \frac{5 \times M_s \times L^2}{48 \times E_V \times I}$$

La flèche maximale à l'ELS est donnée par la combinaison de calcul :  $G + 1,2 (B_{C3} + S_T)$

$M_s = 5,761 \text{ MN.m}$

$$f_s = 4,12 \text{ cm}$$

➤ **Flèche due à la précontrainte :**

$$f_p = \frac{2}{E_V \times I} \int M_P(x) \bar{M} dx$$

Avec :

$\bar{M}$ : Moment unitaire à mi- travée.

$M_{p(x)}$ : Moment dû à la précontrainte, donné par l'expression suivante :

$$M_{p(x)} = \sum N_i e_{pi}$$

Avec :  $\begin{cases} N_i = \sum P_i \cos(\alpha_i) \\ P_i = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_T) A_p \end{cases}$  ;  $e$  : excentricité des câbles.

Ce qui nous donne :

Tableau 3.24 : Valeurs des moments  $M_p(x)$

Section	Câbles d'about		Câble d'extrados		$M_p = N_1 \times e_1 + N_2 \times e_2$ (MN.m)
	e (m)	$N_i$ (MN)	e (m)	$N_i$ (MN)	
0L	-0,269	1,435	0	0	-0,386
0,5L	-1,053	0,983	-0,893	0,983	-1,913

$\int Mp(x)\bar{M} dx$  : représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int Mp(x)\bar{M} dx = -\frac{1}{6} (8,35) (16,7) (-0,386 - 2 \times 1,913) = 97,89 \text{ KN.m}$$

$$f_p = -1,204 \text{ cm}$$

➤ **Flèche de construction :**

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = \frac{3}{4} (|f_p| - f_G) = \frac{3}{4} (1,204 - 2,69) = -1,115 \text{ cm}$$

➤ **Flèche totale :**

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

○ En service à vide :

$$f_i = f_G + f_p + f_c = 2,69 - 1,204 - 1,115 = 0,371 \text{ cm}$$

○ En service en charge :

$$f_i = f_G + f_p + f_c + f_s = 2,69 - 1,204 - 1,115 + 4,12 = 4,491 \text{ cm}$$

Conclusion : La flèche admissible ( $L/700 = 4,8 \text{ cm}$ ) doit être supérieure à la flèche calculée  $4,8 \text{ cm} > 4,491 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

### 3.3.1.2 Déplacements horizontaux

➤ **Déplacement dû à la température :**

La température constitue une part importante du souffle. La variation de longueur d'une structure librement dilatable, en fonction de la température est donnée par :

$$\Delta T = \frac{L}{2} \times \xi_t$$

$\xi_t$  : coefficient de la température ;  $\xi_t = 0,0003$ .

$$\Delta T = 5,01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ **Déplacement dû au retrait :**

C'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation :

$$\Delta L_r = \frac{L}{2} \times \xi_r$$

$\xi_r = 0,0003$ .

$$\Delta L_r = 5,01 \times 10^{-3} \text{ m}$$

➤ **Déplacement dû au fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On prendra en première approximation :

$$\Delta L_{\text{fluage}} = \frac{L \times \Delta \sigma_{\text{fluage}}}{2 \times E_p} = 4,165 \times 10^{-3} \text{ m}$$

### 3.3.1.3 Calcul des rotations

➤ **Rotation sous le poids propre :**

$$\Theta_G = \frac{q \times L^3}{24 \times E_v \times I}$$

$q = 803,771 \text{ KN}$  ; (poids propre du tablier porté par une poutre).

$$\Theta_G = 0,077 \text{ rd}$$

➤ **Rotation d'appui sous la précontrainte :**

$$\Theta_p = \frac{2}{E_v I_{eq}} \int M_p(x) \bar{M} dx$$

$\int M_p(x) \bar{M} dx$  : représente l'air du diagramme des moments de précontrainte.

$$\int M_p(x) \bar{M} dx = A + B$$

$$A = \frac{16,7}{6} [1(2 \times 0,386 + 1,913) + 0,5(0,386 + 2 \times 1,913)] = 13,33$$

$$B = \frac{1}{6} \times 0,5 \times 16,7 \times (0,386 + 2 \times 1,913) = 5,862$$

$$\Theta_p = 1,18 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

➤ **La rotation totale :**

La rotation totale maximale est donnée par la somme des différentes rotations déjà calculées :

Flèche à état (vide) :

$$\Theta_t = \Theta_G + \Theta_p = 0,077 + 1,18 \times 10^{-3} = 0,078 \text{ rd}$$

## 3.3.2 Etude de l'hourdis

### 3.3.2.1 Modélisation et évaluation des efforts

On prendra une longueur de l'hourdis égale à 1 m, les autres dimensions (largeur, épaisseur) sont prises égales aux dimensions réels.

Les charges à appliquer sur la dalle sont les mêmes actions définies au chapitre 2 (poids propre, poids des équipements,  $A(1)$ ,  $B_c$ ,  $B_t$ ,  $Mc120$ ,  $D240$ ), ainsi que leurs combinaisons correspondantes.

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous. Nous ne considérons que les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU).

- $M_{Max} \text{ ELS} : G + 1,2 (B_{C3} + S_T) :$

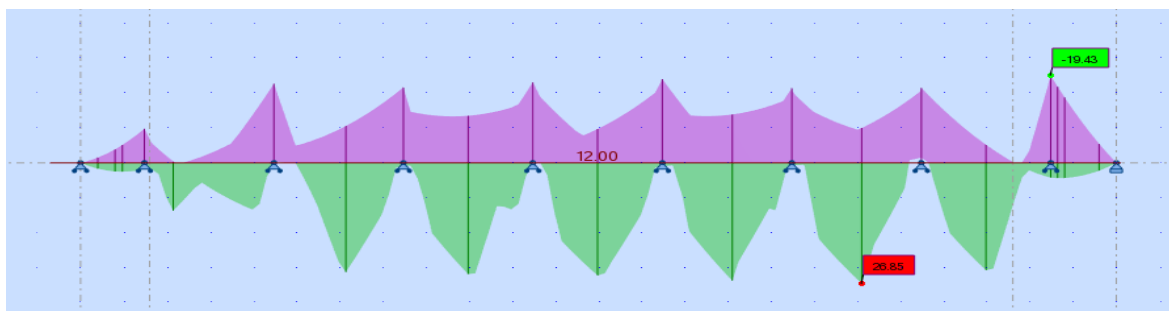


Figure 3.4 : Moment max à l'ELS de la combinaison  $G + 1,2 (B_{C3} + S_T)$

- $T_{Max} ELS : G+ 1,2 (B_{C3} + S_T) :$

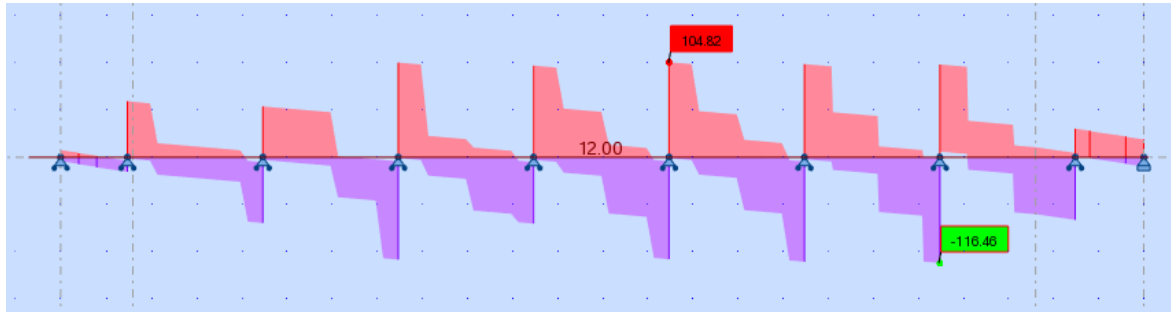


Figure 3.5 : L'effort tranchant max à l'ELS de la combinaison  $G + 1,2 (B_{C3} + S_T)$

- $M_{Max} ELU : 1,35G+ 1,6 (B_{C3} + S_T) :$

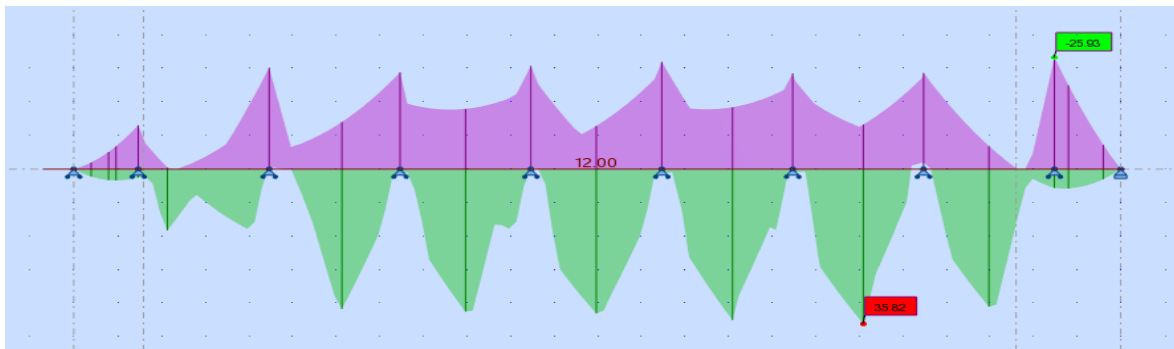


Figure 3.6 : Moment max à l'ELU de la combinaison  $1,35G+ 1,6 (B_{C3} + S_T)$

- $T_{Max} ELU : 1,35G+ 1,6 (B_{C3} + S_T) :$

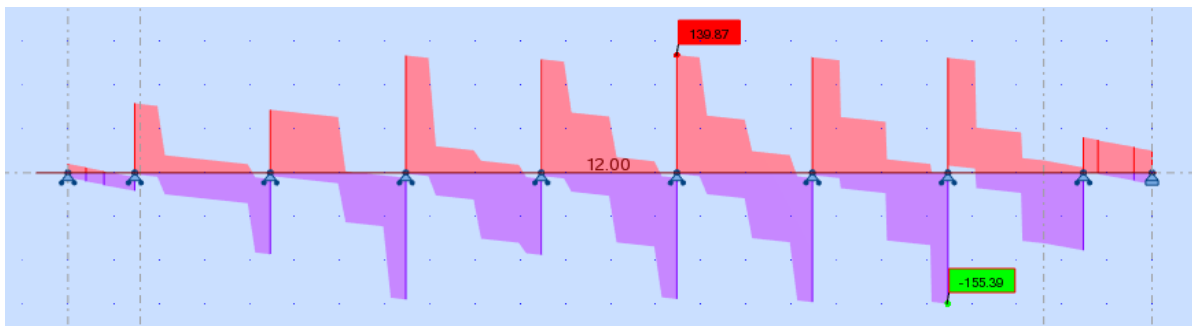


Figure 3.7 : L'effort tranchant max à l'ELU de la combinaison  $1,35G+ 1,6 (B_{C3} + S_T)$

Tableau 3.25 : Tableau récapitulatif des efforts

		Moment max (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
		Sur appui	A mi- travée	$T_{MAX}$	$T_{MIN}$
ELS	$G + 1,2(B_{C3}+S_T)$	-19,43	26,85	104,82	-116,46
	$G + 1,2(A_{L3}+S_T)$	-4,07	2,19	16,12	-15,72
	$G + D240$	-10,21	5,18	38,66	-38,78
ELU	$1,35G + 1,6(B_{C3}+S_T)$	-25,93	35,82	139,87	-155,39
	$1,35G + 1,6(A_{L3}+S_T)$	-5,46	2,94	21,61	-21,06
	$1,35G + 1,35D240$	-13,78	6,99	52,19	-52,35

### 3.3.2.2 Ferrailages

Le ferrailage transversal de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont présentés ci-dessous :

➤ **Ferrailage de la nappe supérieure (sur appui) :**

- Armature transversale :

$A_s = 4,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On opte pour 5T12 ( $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

- Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction sont égales à 1/4 de la section  $A_s$ . On opte pour 5T8 ( $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

➤ **Ferrailage de la nappe inférieure (mi- travée) :**

- Armature transversale :

$A_s = 5,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; On opte pour 5T14 ( $A_s = 7,70 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm. Un enrobage minimal  $c = 3\text{cm}$ .

- Armature longitudinale de construction (sens des poutres) :

Les armatures de construction sont égales à 1/4 de la section  $A_s$ , on opte pour 5T8 ( $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$ ) ; avec un espacement de 20 cm.

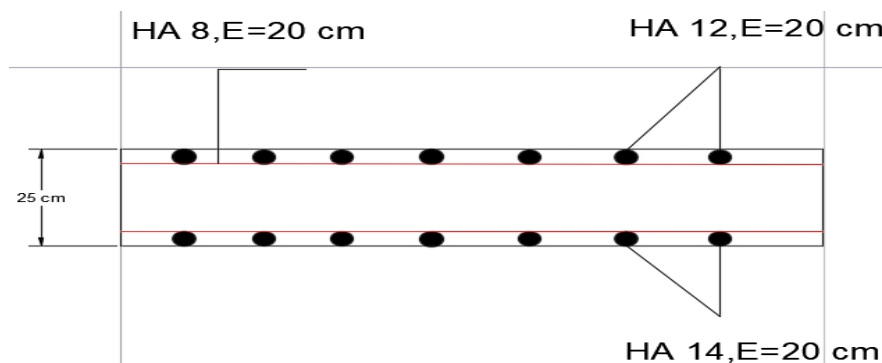


Figure 3.8 : Ferrailage transversal

### 3.3.3 Etude de l'appareil d'appui

#### 3.3.3.1 Choix du type d'appareil

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts et les viaducs. Si, aux extrêmes du domaine d'emploi, les raisons conduisant au choix de l'un ou de l'autre type d'appareils sont assez évidentes, la question est plus délicate à la frontière (SETRA, 2007).

Pour notre cas on opte pour un appareil d'appuis AAEF type B (norme NF EN 1337-3).

#### 3.3.3.2 Appareils d'appui en élastomère fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion)



pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte (SETRA, 2007).

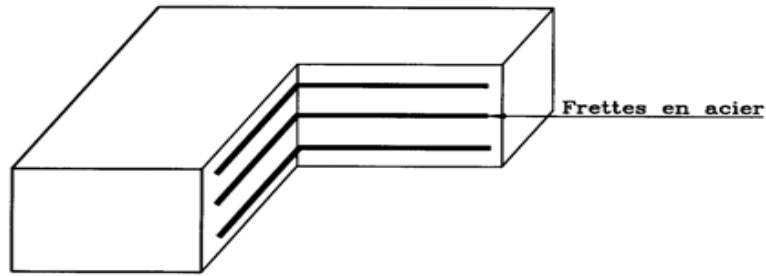


Figure 3.9 : Constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté (SETRA, 2007)

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.

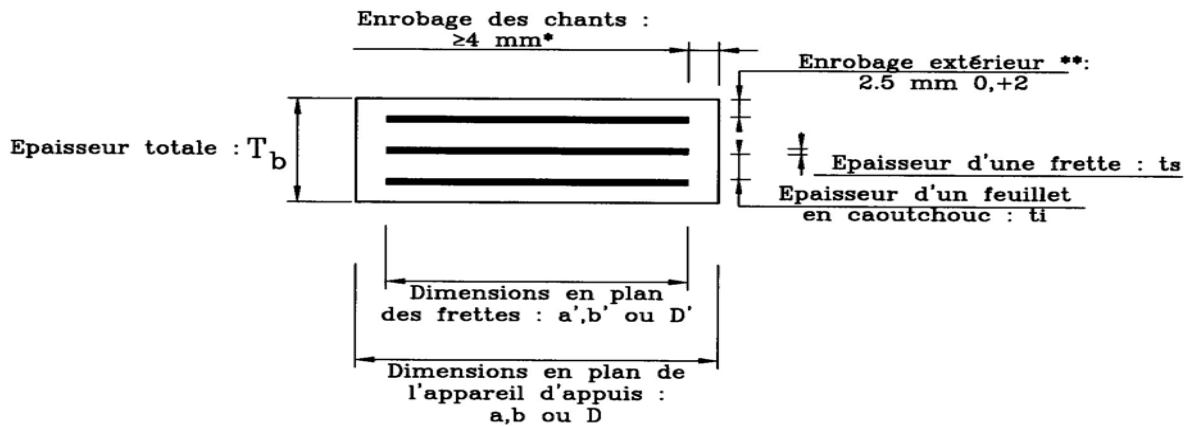


Figure 3.10 : Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3 (SETRA, 2007)

### 3.3.3.3 Prédimensionnement en plan de l'appareil (SETRA, 2007)

Le calcul des appareils d'appui à l'état limite ultime se fait en respectant les prescriptions de la norme NF EN 1337-3 et en effectuant les vérifications suivantes :

- Résistance au cisaillement.
- Stabilité à la rotation, au flambement et au glissement.

#### ➤ Détermination de la section :

La contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{R_{max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{max}$  : la contrainte moyenne de compression due à l'effort  $R_{max}$  à ELU ;

$R_{max}$  : réaction d'appui à ELU.

Application numérique :

$R_{\max}=1,23$  MN (voir annexe B).

$a' \times b' \geq 615$  cm<sup>2</sup>

$a'$  et  $b'$  : caractéristiques géométriques des frettes ( $a \geq a' + 4$  mm et  $b \geq b' + 4$  mm).

On prend :  $a = a' = 35$  cm ;  $b = b' = 25$  cm

La surface totale en plan de l'appareil d'appui est :

$A = a \times b = 35 \times 25 = 875$  cm<sup>2</sup>

➤ **Prédimensionnement d'épaisseur nominale totale d'élastomère  $T_e$  :**

L'épaisseur nominale totale d'élastomère  $T_e$  est fixée par la condition de non-flambement, avec « a » est le plus grand côté :

$$\frac{a}{10} \leq T_e \leq \frac{a}{5}$$

$$35 \text{ mm} \leq T_e \leq 70 \text{ mm}$$

On prend :  $T_e = 60$  mm.

➤ **Épaisseur des frettes :**

Pour résister aux contraintes de traction induites sous charge, l'épaisseur minimale des frettes en acier d'un appareil d'appui fretté doit satisfaire l'expression suivante :

$$T_s = \frac{K_P \times F_Z \times (T_1 + T_2) \times K_H \times Y_M}{F_y \times A}$$

Où :

$K_P$  : coefficient de correction de contrainte = 1,3

$F_Z$ : effort vertical = 1,23 MN

$T_1$  et  $T_2$  : épaisseurs normalisées de la frette :  $T_1 = T_2 = 1,2$  mm (d'après la norme).

$K_H$  : coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette = 1

$Y_M$  : coefficient partiel de sécurité dont la valeur recommandée = 1

$A$ : surface totale en plan = 875 cm<sup>2</sup>

$F_y$  : limite d'élasticité de l'acier (pour ce pont, on a un acier S235 dont la limite élastique vaut 235 MPa).

$$T_s = \frac{1,3 \times 1,23 \times (2,4) \times 1 \times 1}{0,0875 \times 235}$$

$$T_s = 1,87 \text{ mm}$$

Selon la norme NF EN 1337-3, les frettes retenues sont de 3 mm pour des appareils d'appuis normalisés. On prend donc un appareil d'appui de : 350 × 250 ; 5 (12 + 3).

Cela veut dire :

- 4 feuillets d'élastomères intermédiaires d'épaisseur  $t_i = 12$  mm
- 2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur  $\frac{t_i}{2} = 6$  mm
- 5 frettes intermédiaires d'épaisseur  $t_s = 3$  mm

➤ **Vérfications du dimensionnement :**

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées (effet direct de l'appareil d'appui sur la structure et effet indirect dû aux déformations de l'appui).

➤ **Stabilité au flambement :**

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'ELU dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e}$$

$F_z$  : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;

$G$  : module de cisaillement de l'appareil d'appui  $G = 0,9 \text{ MPa}$  ;

$A_r$  : la surface en plan effective ;  $A_r \approx A' = A = a \times b = 875 \text{ cm}^2$

$a'$  : le plus grand côté ;

$S_1$  : coefficient de forme du feuillet le plus épais :

$$S_1 = \frac{A'}{I_p \times t_e} ; \text{ avec } I_p = 2(a' + b') \text{ et } \begin{cases} t_e = t_i ; & \text{pour les feuillets des couches internes.} \\ t_e = 1,4t_i ; & \text{pour les feuillets des couches externes.} \end{cases}$$

$T_e$  : épaisseur nominale totale d'élastomère.

Application numérique :

$$S_1 = \frac{875}{1,2 \times 120} = 6,076$$

$$\frac{1,23}{0,0875} = 14,06 < \frac{2 \times 0,9 \times 0,35 \times 6,076}{3 \times 0,06} = 21,27 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Traction dans les frettes :**

Les frettes doivent avoir au moins 2 mm d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. Les feuillets sont d'épaisseur constante  $t_i$ , l'épaisseur minimale  $t_s$  des frettes est définie par :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{3A_r \times f_y}$$

Avec :

$t_i$  : épaisseur d'une feuillet d'élastomère ;

$\gamma_m$  : coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;

$f_y$ : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235) ;

Application numérique :

$$t_s = \frac{2,6 \times 1,23 \times 12}{3 \times 0,0875 \times 235} = 0,622 \text{ mm}$$

$t_s = 3 \text{ mm} > \{T_s \text{ calculée ; } 2\text{mm}\} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Condition de non-glissement :**

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \text{ et } \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$F_{z,Gmin}$  : réaction minimale à l'ELU sous charges permanentes ;

$F_z$  et  $F_{xy}$  : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables.

$\mu_e$  : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

Application numérique :

$F_{z,GMIN} = 0,61 \text{ MN}$  (voir annexe B)

$$\frac{0,61}{0,0875} = 6,97 \text{ Mpa} > 3 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Détermination des efforts horizontaux et leurs répartitions**

○ Action statique (Efforts dus aux déformations) :

Pour le calcul des efforts, on utilise l'équation suivante :

$$S_x = \frac{G \times a \times b \times \Delta x}{T_e}$$

Avec :

$S_x$  : effort correspondant.

$G$  : 0,9 MPa

$T_e = 0,06 \text{ m}$

$\Delta x$ : déplacement horizontal.

$$S_x = 1,3125 \Delta x$$

En remplaçant les grandeurs par leurs valeurs numériques dans l'équation, on obtient :

• Effort dû au retrait dans l'appareil d'appui :

$$\Delta_r = 5,01 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow S_r = 6,575 \text{ KN}$$

• Effort dû à la variation de la température :

$$\Delta_{Temp} = 5,01 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow S_{temp} = 6,575 \text{ KN}$$

• Effort dû au fluage :

$$\Delta_{fl} = 4,165 \times 10^{-3} \text{ m} \Rightarrow S_{fl} = 5,466 \text{ KN}$$

○ Action dynamique :

• **Effort de freinage :**

Les efforts de freinage dus aux systèmes de charges  $A(L)$  et  $B_c$  représente un chargement horizontal.

**Charge A(L) :**

$$S_a = \frac{F_a}{n}$$

Avec :

$F_A$  : force de freinage due à la charge A(L) = 152,936 KN (voir chapitre 2)

$n$  : nombre d'appuis dans une travée =  $8 \times 2 = 16$  appuis.

$$S_a = \frac{152,936}{16} = 9,56 \text{ KN}$$

**Système de charge B<sub>c</sub> :**

On suppose qu'un seul camion va freiner parmi tous les camions, et sachant que chaque essieu va développer un effort de freinage égal à son poids, cela veut dire  $F_{bc} = 300 \text{ KN}$

$$S_c = \frac{F_{bc}}{n} = \frac{300}{16} = 18,75 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage des dés d'appuis :**

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier qui peut provoquer des fissures, pour cela on disposera des armatures de chaînage et d'éclatement.

Les dimensions donnée au dé d'appuis est : (a x b x h).

$a = 50\text{cm}$  ;  $b = 50\text{cm}$  ; h est donné par la relation suivante :  $h \geq \frac{2 \times a \times b}{2(a+b)} = 25\text{cm}$

⇒  $h = 30\text{cm}$

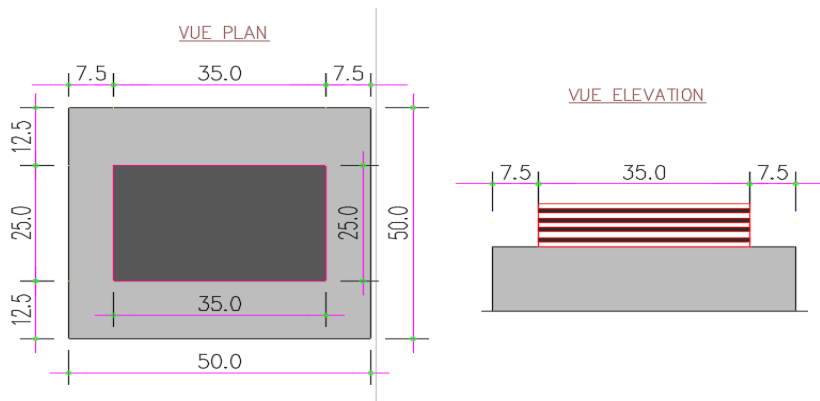


Figure 3.11 : Appareils d'appui en élastomère fretté

Selon le document SETRA, Les armatures doivent être capables de reprendre 4% de R:

$$A_s = 0,04 \frac{R_{max}}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = 2 \frac{f_e}{3} = 333,34 \text{ MPa}$

$A_s = 1,476 \text{ cm}^2$ , soit deux nappes de 2HA8 dans les deux sens.

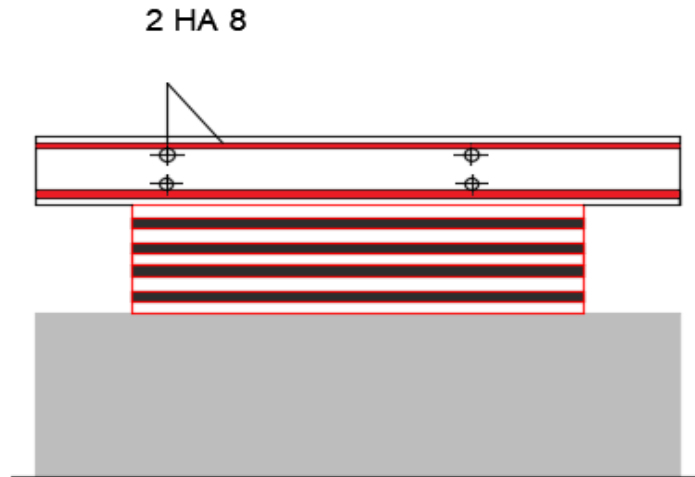


Figure 3.12 Ferrailage du dâs d'appui

### 3.4 Conclusion

Pour finaliser l'étude de la superstructure on a calculé la précontrainte pour déterminer le nombre de câbles à placer ainsi que les pertes instantanées et différées. Le dimensionnement nous a amené à un ferrailage des nappes pour d'hourdis et un calcul des déformations et déplacement au niveau des appuis. Enfin on a terminé avec les éléments du tablier qui vont lui assurer la stabilité.

# **Chapitre 4 : Etude de l'infrastructure**

## 4.1 Introduction

L'infrastructure est la partie inférieure porteuse d'un ouvrage d'art. Son rôle est destiné à transmettre au sol, les charges provenant de la superstructure par l'intermédiaire des appareils d'appui (piles, culées) et les fondations.

## 4.2 Étude de la pile

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation, elle intervient dans la résistance globale du pont.

Pour notre cas on opte pour la solution des piles à colonnes et à chevêtre pour deux réseaux économique et esthétique.

### 4.2.1 Prédimensionnement des piles

Les piles sont constituées de plusieurs éléments :

➤ **Chevêtres :**

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur :  $L = 12$  m ;
- Largeur :  $e = 3,20$  m ;
- Hauteur :  $H = 2,00$  m.

➤ **Fûts - colonne à section circulaire :**

Nous allons prendre trois colonnes de diamètre fixe de 2 m et un entraxe de 4,20 m.

➤ **Semelles :**

Son rôle est de transmettre les efforts au sol.

- Epaisseur : 2,20 m ;
- Largeur : 9,60 m ;
- Longueur : 13,20 m ;

Le système de fondation, choisi sur la base des actions (statiques et sismiques) et les données géotechniques du terrain, est constitué de 12 pieux de diamètre :  $\Phi = 1,2$  m.

### 4.2.2 Pile prise en considération dans le calcul

Le calcul se fait en considérant la pile de hauteur maximale notée P05. Ses dimensions sont mentionnées dans la figure 4.1 ci-après.



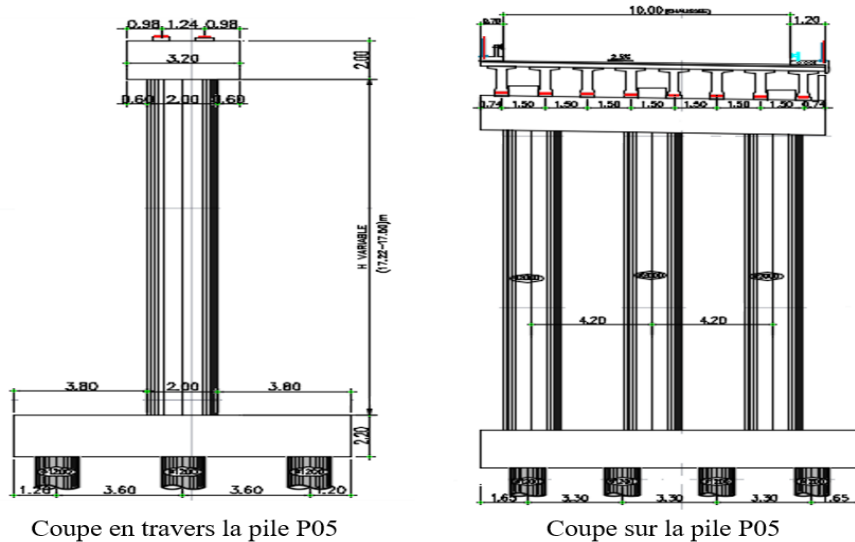


Figure 4.1 : Dimensions de la pile P05

### 4.2.3 Répartition des charges et des surcharges

#### 4.2.3.1 Les charges verticales

##### ➤ Les charges permanentes :

- Poids propre du tablier :

D'après le chapitre 2 le poids propre de tablier  $P_t = 7809,8$  KN.

- Poids propre du chevêtre :

$$P_{ch} = V_{ch} \times \rho_{b\acute{e}ton} = 12 \times 3,20 \times 2 \times 25 = 1920 \text{ KN}$$

- Poids propre des fûts :

$$P_{f\ddot{u}t} = V_{f\ddot{u}t} \times \rho_{b\acute{e}ton} = \frac{3 \times 2^2 \times \pi}{4} \times 17,5 \times 25 = 4123,34 \text{ KN}$$

- Poids propre de la semelle :

$$P_{semelle} = V_{semelle} \times \rho_{b\acute{e}ton} = 2,20 \times 9,60 \times 13,20 \times 25 = 6969,6 \text{ KN}$$

##### ➤ Les surcharges

Les réactions des surcharges sur pile sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau 4.1 : Récapitulatif des réactions des surcharges sur pile

Les surcharges	Une travée chargée	Deux travées chargées
	V (KN)	V (KN)
A(L)	1614,39	2167,66
B <sub>c</sub>	1450,27	1587,61
Mc120	1069,19	1135,67
D240	1711,11	2077,78
Surcharges des trottoirs	50,1	100,2

### 4.2.3.2 Les charges horizontales

- Efforts de freinage due à A(L) :

$F_A = 152,936 \text{ KN}$  (chapitre 2).

- Efforts de freinage due à B<sub>c</sub> :

$F_{B_c} = 300 \text{ KN}$  (chapitre 2).

## 4.2.4 Etude et ferrailage de la pile

### 4.2.4.1 Le chevêtre

L'étude du chevêtre est faite en deux étapes, une à la flexion et l'autre à la torsion.

#### a- Etude et ferrailage du chevêtre à la flexion

- Charges appliquées sur le chevêtre

Le tableau 4.2 représente les charges appliquées sur le chevêtre.

Tableau 4.2 : Les différentes charges appliquées sur le chevêtre

Charges	Efforts normales (KN)	Efforts horizontales (KN)
Poids propre du tablier	7809,8	-
Poids propre du chevêtre	1920	-
Système A(L)	2167,66	-
Système Bc	1587,61	-
Convoi Mc120	1135,67	-
Convoi D240	2077,78	-
Surcharges des trottoirs	100,2	-
Force de freinage due à A(L)	-	152,936
Force de freinage due à B <sub>c</sub>	-	300

- Combinaison des charges

- A l'ELU :

La combinaison de charge la plus défavorable est la suivante :

$$P_1 = [1,35 P_t + 1,6 (A(L) + S_t)] / 12 = 1182,96 \text{ KN/ml} \quad (\text{tablier} + \text{surcharge})$$

$$P_2 = [1,35 P_{ch}] / 12 = 216,36 \text{ KN/ml} \quad (\text{chevêtre})$$

$$P_{ELU} = 1399,32 \text{ KN/ml} \quad (\text{tablier} + \text{surcharge} + \text{chevêtre})$$

- A l'ELS :

La combinaison de charge la plus défavorable est la suivante :

$$P_1 = [P_t + 1,2(A(L) + S_t)] / 11,98 = 879,07 \text{ KN /ml} \quad (\text{tablier} + \text{surcharge})$$

$$P_2 = P_{ch} / 11,98 = 160,27 \text{ KN/ml} \quad (\text{chevêtre})$$

$$P_{ELS} = 1039,34 \text{ KN/ml} \quad (\text{tablier} + \text{surcharge} + \text{chevêtre})$$

➤ **Calcul des moments fléchissant et effort tranchant**

La modélisation du chevêtre est faite à l'aide du logiciel ROBOT. Le modèle et les résultats de calcul sont illustrés dans les figures suivantes :

• **A l'ELU**

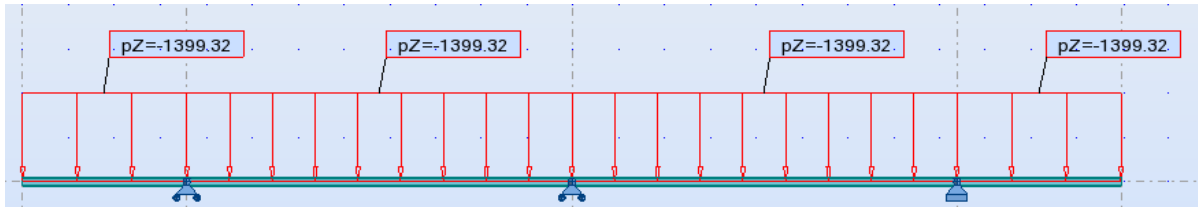


Figure 4.2 : Schéma statique du chevêtre à l'ELU

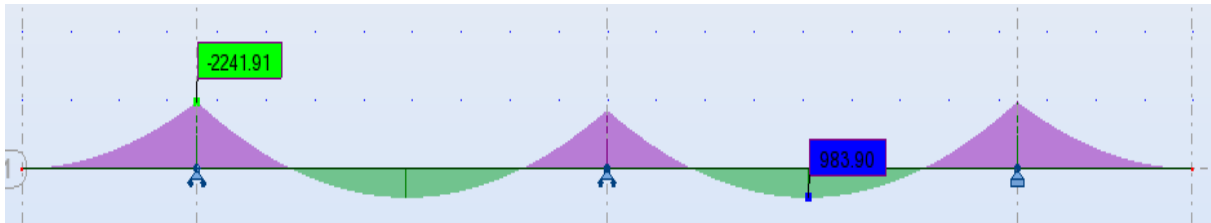


Figure 4.3 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

Le moment fléchissant ultime à prendre en compte dans les calculs sont :

$$M_{u, \text{sup}} = -2241,91 \text{ KN.m} \quad M_{u, \text{inf}} = 983,90 \text{ KN.m}$$

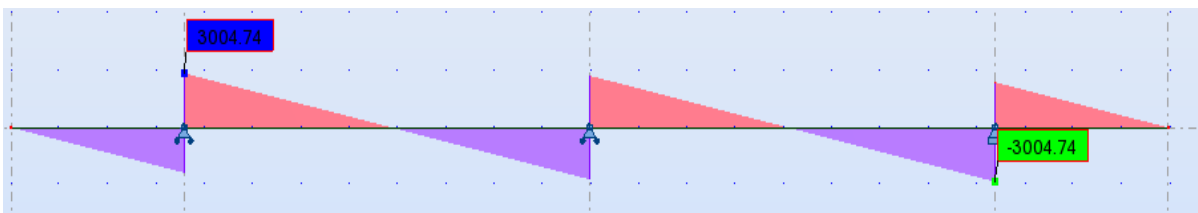


Figure 4.4 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

L'effort tranchant ultime à prendre en compte dans les calculs est :  $T_u = 3004,74 \text{ KN}$

• **A l'ELS**

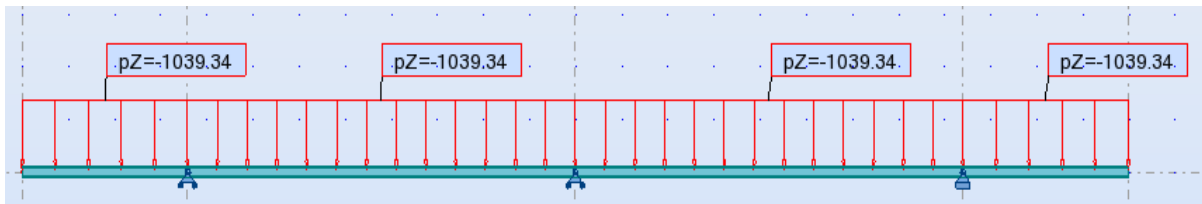


Figure 4.5 : Schéma statique du chevêtre à l'ELS

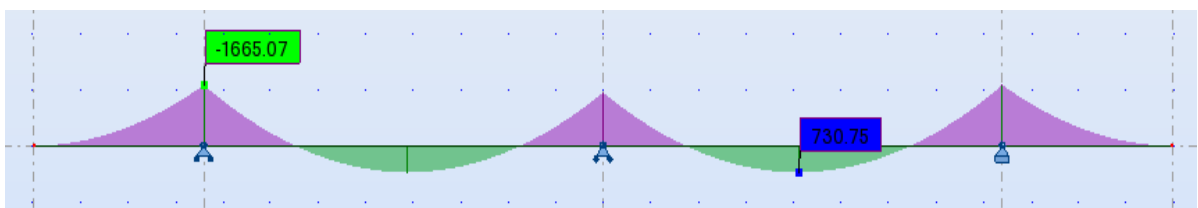


Figure 4.6 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

Le moment fléchissant de service à prendre en compte dans les calculs est :

$$M_{s, \text{sup}} = -1665,07 \text{ KN.m} \quad M_{s, \text{inf}} = 730,75 \text{ KN.m}$$

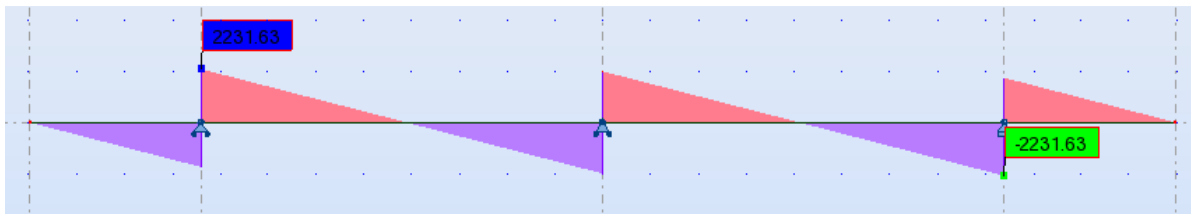


Figure 4.7 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

L'effort tranchant de service à prendre en compte dans les calculs est :  $T_s = 2231,63 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage**

• **Les données**

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_e = 500 \text{ MPa}$ .

Fissuration préjudiciable.

Le calcul se fait à l'aide du logiciel robot expert.

• **Les résultats de calcul**

1- Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal est donné dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Ferraillage longitudinale de chevette

Sollicitation	Moment à L'ELU (KN.m)	Moment à l'ELS (KN.m)	Section d'armature (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armature
sur appui	-2241,91	-1665,07	62,4	13 HA 25
à mi- travée	983,90	730,75	62,4	

N.B : Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe C.

2- Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec } V_u = 3004,74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,482 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \times \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ la contrainte limite.}$$

D'où :  $\tau_u = 0,482 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Calcul de la section d'armature minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow A_{t1} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{t1} \geq 6,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t1} = 8 \text{ cm}^2 ; 2 \text{ cadres de HA16.}$$

**b- Etude et ferrailage du chevêtre à la torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due généralement aux réactions d'appuis du tablier dans le cas où une seule travée est chargée. L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est :  $e = 0,6 \text{ m}$ .

Pour déterminer le ferrailage nécessaire, on considère une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur  $L_t$  est limité par :

$$L_t = L_c \quad \text{si } L_c \leq \theta + H_c$$

$$L_t = L_c + \Phi \quad \text{si } L_c > \theta + H_c$$

Pour notre cas  $L_t = L_c = 3,20 \text{ m}$

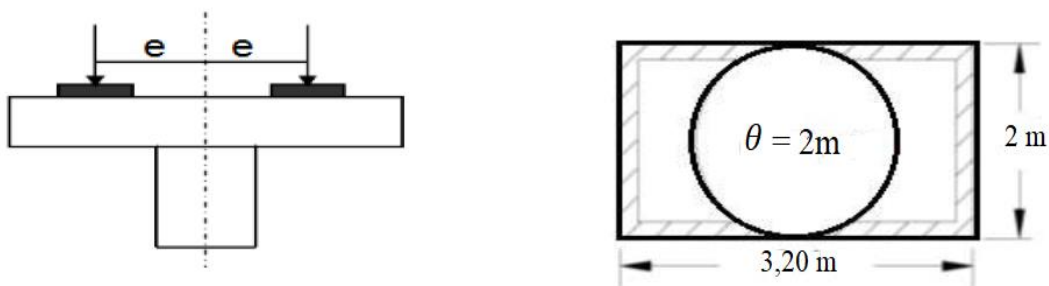


Figure 4.8 : Torsion de chevêtre

➤ **Le moment de torsion :**

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité transversal dans le cas où une seule travée est chargée.

$$M_{tu} = (1,35 R_G + 1,6 R_{A(L)}) \times e - (1,35 R_G \times e)$$

$$M_{tu} = 1,6 R_{A(L)} \times e = 1,6 \times 1614,39 \times 0,6 = 1549,81 \text{ KN.m}$$

➤ **La contrainte tangentielle :**

$$\tau_{bt} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times b_n}$$

$b_n$  : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente,  $b_n = H_c / 6$  (BAEL) ;

$\Omega$  : l'aire du torsion,  $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

Application numérique :

$$b_n = 0,333 \text{ m} ; \Omega = 4,779 \text{ m}^2$$

$$\tau_{bt} = 0,487 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_l \geq \frac{M_{tu} \times U}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

U: le périmètre extérieur ;  $U = 10,4 \text{ m}$

➔  $A_l \geq 50,59 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 12\text{HA } 25$

➤ **Armatures transversales :**

$$A_{t2} \geq \frac{M_{tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}; \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow A_{t2} \geq 1,22 \text{ cm}^2$$

Soit 2 cadres de HA16 pour  $A_{t1} = 8 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des contraintes :**

**Justification du béton**

$$\tau_b^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,482 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = 0,487 \text{ MPa}$$

$$0,482^2 + 0,487^2 = 0,469 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min [0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_b^2 + \tau_v^2 = 0,469 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

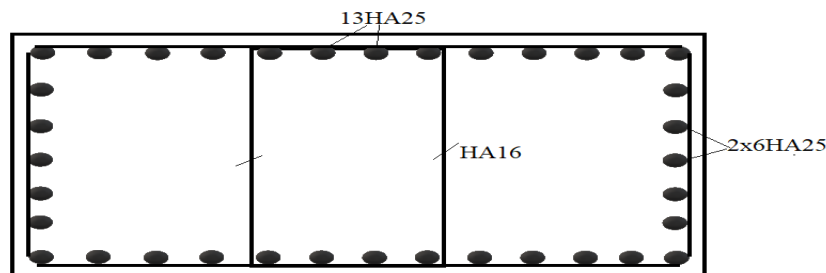


Figure 4.9 : Schéma de ferrailage du chevêtre

#### 4.2.4.2 Le fût

Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations. Ils sont encastres de deux cotés (sur la semelle et le chevêtre).

➤ **Évaluation des charges**

Tableau 4.4 : Efforts agissant sur le fût

Charges	Efforts normales (KN)	Efforts horizontales (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
Poids propre du tablier	2603,27	-	-	-
Poids propre du chevêtre	640	-	-	-
Poids propre du fût	1374,45	-	-	-
Système A(L)	722,55	-	-	-
Système B <sub>c</sub>	529,20	-	-	-
Convoi Mc120	378,56	-	-	-
Convoi D240	692,59	-	-	-
Surcharges des trottoirs	33,4	-	-	-
Force de freinage due à B <sub>c</sub>	-	100	21,6	2160

➤ **Combinaison des charges**

La combinaison de charge la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS est :

- A l'ELU:  $1,35 G + 1,6 (A(L) + S_i)$ .
- A l'ELS :  $G + 1,2 (A(L) + S_i)$

Les efforts par fût sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.5 : Valeur des efforts par fût

Combinaison	N <sub>v</sub> (KN)	M (KN.m)
A l'ELU	7443,44	3456
A l'ELS	5524,86	2592

➤ **Vérification de flambement du fût**

Il faut vérifier que :  $\lambda < \bar{\lambda}$

Avec :

$\lambda$  : Élancement du fût ;  $\lambda = \frac{L_c}{i}$

$\bar{\lambda}$  : Élancement admissible = 50.

$L_c$  : Longueur du flambement :  $L_c = 0,5 \times L = 0,5 \times 17,5 = 8,75$  m

$i$  : rayon de giration ;  $i = \frac{D}{4} = \frac{2}{4} = 0,5$

$\Rightarrow \lambda = \frac{8,75}{0,5} = 17,5 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$  la condition est vérifiée, le fût ne risque pas flamber.

➤ **Ferraillage du fût**

Le fût est soumis à la fois à un moment fléchissant et à un effort normal, par conséquent, il sera calculé à la flexion composée.

On prendra pour le ferraillage :

- **En ELU :**  $N_u = 7,443$  MN  
 $M_u = 3,456$  MN.m
- **En ELS :**  $N_{ser} = 5,525$  MN  
 $M_{ser} = 2,592$  MN.m

○ **Armature longitudinale :**

Selon l'abaque de WALTHER (voir l'annexe C) on a :

$$\frac{h}{D} = \frac{0,05}{2} = 0,025 ; \text{ Avec } \begin{cases} h = 0,05 \text{ m l'enrobage} \\ D = 2 \text{ m diamètre du fût} \end{cases}$$

Paramètre à déterminer :

$$\begin{cases} \frac{N_r}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = 0,095 \\ \frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times \beta_w} = 0,02 \end{cases}$$

$N_r = N_u$ : effort normal; et  $M_r = M_u$

$\beta_w = 25$  MPa ;(Résistance de béton).

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de  $\omega$  : degré mécanique des armatures.

$$\Rightarrow \omega = 0,18$$

$$F_a = \frac{\pi \times R^2 \times \omega \times \beta_w}{\sigma_f}$$

$F_a$  : Aire totale de l'armature passive.

D'où :  $F_a = 282,74 \text{ cm}^2$  ; Soit 36HA32 avec espacement de 15 cm.

○ **Armatures transversales :**

On a :  $\frac{\phi_L}{3} = 10,67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t > 10,67 \text{ mm}$

$\Rightarrow$  On prend :  $\phi_t = 16 \text{ mm}$

Selon RPOA, l'espacement maximale =  $\min [12 \phi_t ; D ; 20 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$

Pour l'armature transversale, on prend des cercles de HA16 espacés de 15 cm en zones courantes et de 10 cm en zones de jonction.

○ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{\pi \times D^2} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \pi \times D^2 = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times \pi \times 2^2 = 121,39 \text{ cm}^2 < 282,74 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

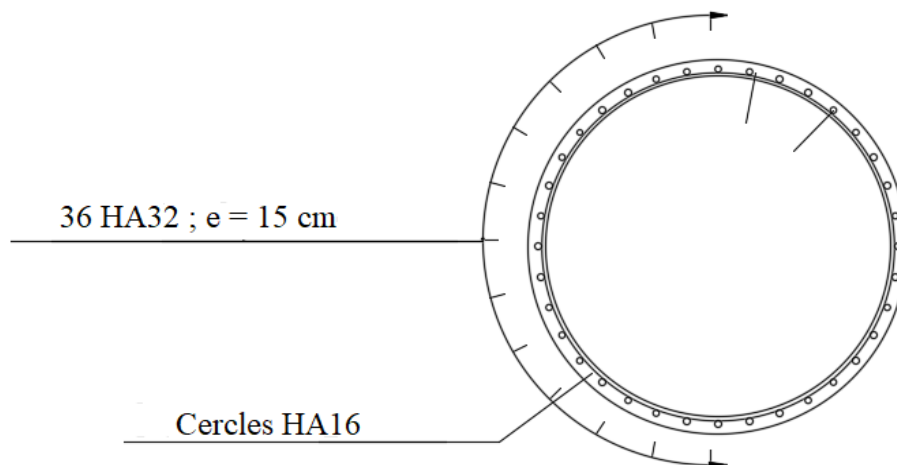


Figure 4.10 : Schéma de ferrailage du fût



### 4.2.4.3 La semelle

➤ **Évaluation des charges**

Tableau 4.6 : Efforts agissant sur la semelle

Charges	Effort normal (KN)	Effort horizontal (KN)	Bras de levier (m)	Moment à la base (KN.m)
Poids propre du tablier	7809,8	-	-	-
Poids propre du chevêtre	1920	-	-	-
Poids propre du fût	4123,34	-	-	-
Poids propre de la semelle	6969,6			
Système A(L)	2167,66	-	-	-
Système B <sub>c</sub>	1587,61	-	-	-
Convoi Mc120	1135,67	-	-	-
Convoi D240	2077,78	-	-	-
Surcharges des trottoirs	100,2	-	-	-
Force de freinage due à B <sub>c</sub>	-	300	23,8	7140

➤ **Combinaison des charges**

La combinaison de charge la plus défavorable à l'ELU et à l'ELS est :

- A l'ELU: 1,35 G + 1,6 (A(L) + S<sub>i</sub>).
- A l'ELS : G + 1,2 (A(L) + S<sub>i</sub>)

Tableau 4.7 : Valeurs des efforts appliqués sur la semelle

Combinaison	N <sub>v</sub> (MN)	M (MN.m)
A l'ELU	31,739	11,424
A l'ELS	23,544	8,568

➤ **Effort revenant à chaque pieu**

Chaque fût ramène un moment est un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M \times w}{\sum w^2}$$

Avec :

N : effort normal.

n : nombre de pieux, n = 12 pieux.

w: excentricité ;  $w = \frac{3,6}{2} = 1,8$  m

Application numérique :

1- A l'ELU :

$$N_{\max} = \frac{31,739}{12} + \frac{11,424 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 3,174 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{31,739}{12} - \frac{11,424 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 2,116 \text{ MN}$$

2- A l'ELS :

$$N_{\max} = \frac{23,544}{12} + \frac{8,568 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 2,359 \text{ MN}$$

$$N_{\min} = \frac{23,544}{12} - \frac{8,568 \times 1,8}{12 \times 1,8^2} = 1,565 \text{ MN}$$

Les réactions d'efforts sur la semelle sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 : Valeurs de  $N_{\max}$  et  $N_{\min}$

	$N_{\max}$ (MN)	$N_{\min}$ (MN)
ELU	3,174	2,116
ELS	2,359	1,565

➤ **Ferraillage de la semelle**

○ **Armatures transversales inférieures :**

Pour déterminer ce ferraillage, on utilise la méthode des consoles. Le ferraillage se fait en flexion simple pour une section ( $b_0 \times h$ ).

Tel que :  $b_0 = h + \varnothing = 2,20 + 1,80 = 3,4 \text{ m}$

Le moment aura pour valeur :

$$M = N_{\max} \left( \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \right) = 3,1 N_{\max}, \quad L = 7,2 \text{ m.} \quad b = 2 \text{ m (diamètre du fût)}$$

Tableau 4.9 : Le moment à l'ELU et à l'ELS

	$N_{\max}$ (MN)	$M_{\max}$ (MN.m)
ELU	3,174	9,839
ELS	2,359	7,313

• **Les données :**

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  ; Fissuration préjudiciable ; Le calcul se fait à l'aide de logiciel robot expert.

• **Résultats :**

La section adoptée est  $A_s = 145,9 \text{ cm}^2$  ; on prend 19HA32 ( $A_s = 152,81 \text{ cm}^2$ ) avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

N.B : Les détails de calcul sont donnés dans l'annexe C.

○ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 145,9 = 48,63 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 10 \text{ HA25 (} A_{li} = 49,09 \text{ cm}^2 \text{), } S_t = 15 \text{ cm.}$$

○ **Armatures de construction**

**1- Armatures transversales supérieures :**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{145,9}{10} = 14,59 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 14 \text{ HA12 (} A_{ts} = 15,83 \text{ cm}^2 \text{), } S_t = 15 \text{ cm}$$

## 2- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{li} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 145,9 = 48,63 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : 10 HA25 (} A_{li} = 49,09 \text{ cm}^2), S_t = 15 \text{ cm.}$$

## 3- Armatures latérales :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{145,9}{10} = 14,59 \text{ cm}^2 \text{ Soit : 14 HA12 (} A_{ts} = 15,83 \text{ cm}^2), S_t = 15 \text{ cm}$$

A la base des cadres verticaux, on placera des armatures transversales sous forme de chaise en HA14 espacées de 1m.

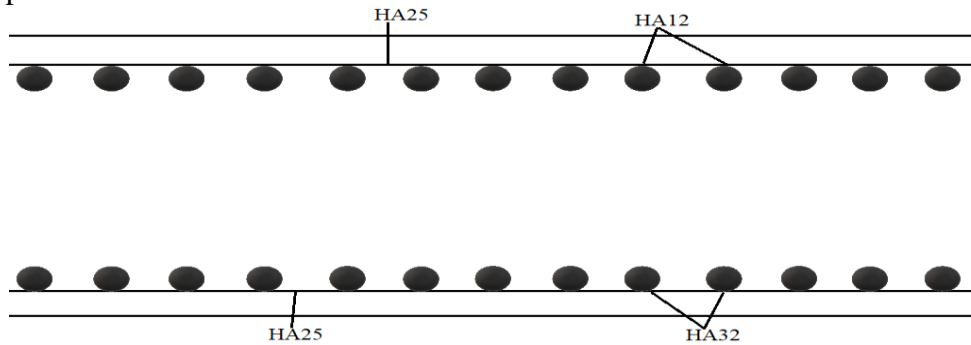


Figure 4.11 : Ferrailage de la semelle

### 4.2.4.4 Les pieux

#### ➤ Actions sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle :

$$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + c_u b y = 0$$

b : diamètre du pieu ;

$C_u$  : module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu ;

La solution de l'équation précédente est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

$\alpha$  : longueur élastique du pieu ;

○ Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER  $\lambda$  :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

Avec :

E : module d'élasticité du béton ;

I : moment d'inertie du pieu ;

b : diamètre du pieu.

Application numérique :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1,20 \times 30}{4 \times 32164 \times 0,101}} = 0,229$$

D'où :  $\lambda L = 5,04$

D'où, on tire les valeurs de  $(X_\varphi^P, X_\varphi^M)$  pour  $\lambda \times L = 5,04$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5,04 \Rightarrow \begin{cases} X_\varphi^P = 1,357 \\ X_\varphi^M = 1,596 \end{cases}$$

○ Effort tranchant en tête du pieu :

Condition normale : Effort de freinage = 300 KN

$$D'où \bar{P} = \frac{300}{12} = 25 \text{ KN}$$

○ Moment fléchissant :

Le moment en tête du pieu est donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_\varphi^P}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$$D'où : \bar{M} = -92,82 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage des pieux**

○ **Les armatures longitudinales :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de WALTHER :

➤ Données d'entrée de l'abaque :

$$\begin{cases} \frac{h'}{D} = 0,04 \\ M_{\max} = 92,82 \text{ KN.m} \\ N = 3174 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} \frac{N_r}{\pi \times R^2 \times \beta_w} = 0,122 \\ \frac{M_r}{\pi \times R^2 \times D \times \beta_w} = 0,027 \end{cases}$$

On tire  $w$  à partir de l'abaque Walter,  $w = 0,2$ .

$F_a$  : Aire totale de l'armature passive.

$$F_a = \frac{\pi \times R^2 \times \omega \times \beta_w}{\sigma_f}$$

D'où :  $F_a = 113,09 \text{ cm}^2$  ; Soit 25 HA25 avec un espacement de 15 cm.

○ **Les armatures transversales :**

$$\text{On a : } \frac{\phi_L}{3} = 8,33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t > 8,33 \text{ mm}; \Rightarrow \phi_t = 14 \text{ mm}$$

On prendra des cercles de HA14 espacés de 15 cm dans les zones courantes et de 10 cm dans les zones de jonction.

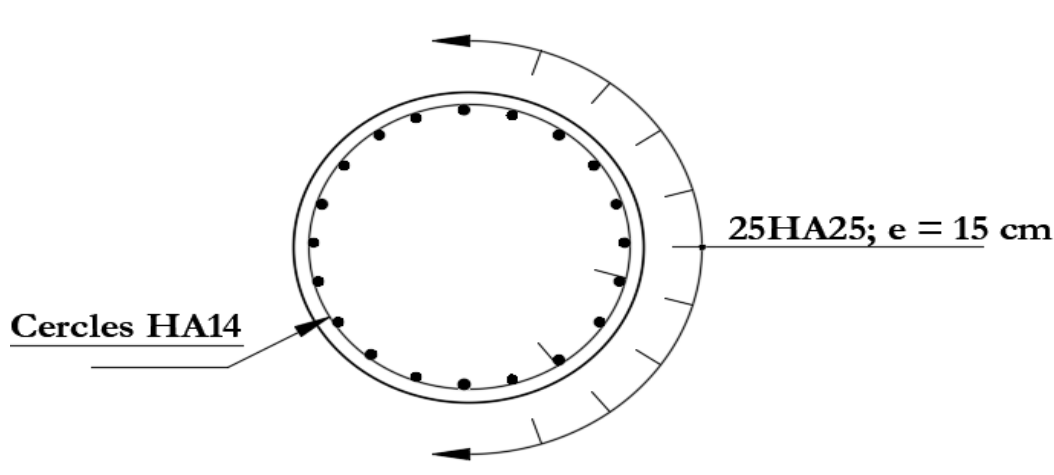


Figure 4.12 : Ferrailage des pieux

### 4.3 Etude de la culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

#### 4.3.1 Prédimensionnement

##### 4.3.1.1 Mur garde grève

Il est destiné à isoler le tablier au contact du remblai d'accès.

$H = \text{hauteur des d\`es d'appui} + \text{hauteur d'appareils d'appui} + \text{hauteur de la poutre} + \text{hauteur de la dalle.}$

$$H = 0,3 + 0,075 + 1,5 + 0,25 = 2,1 \Rightarrow H = 2,1 \text{ m.}$$

$$e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; H/8) \Rightarrow e \geq \text{Max} (0,3\text{m} ; 0,26) \Rightarrow e = 0,3 \text{ m.}$$

$$\text{Longueur} = \text{la largeur du tablier} - 2 (\text{l'épaisseur du mur en retour}) \Rightarrow L = 11 \text{ m.}$$

##### 4.3.1.2 Mur en retour

Le rôle de mur en retour est d'assurer le soutènement des remblais d'accès au pont. L'épaisseur du mur en retour est comprise entre 30 cm et 60 cm.

$$e = 0,5 \text{ m} ; L = 9,10 \text{ m} ; H = 8,4 \text{ m}$$

##### 4.3.1.3 La dalle de transition

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève.

$$L = \text{Min} [6\text{m}, \text{max} (4\text{m}, 0,6H)] \Rightarrow L = 6 \text{ m.}$$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30 cm. Elle est ancrée dans le corbeau d'appui par l'intermédiaire des goujons.

$$l = 11 \text{ m.}$$

#### 4.3.1.4 Le corbeau

$H_1 = 1,5 \text{ m}$   
 $H_2 = 0,3 \text{ m}$   
 $e = 0,3 \text{ m}$   
 $L = 11 \text{ m}$

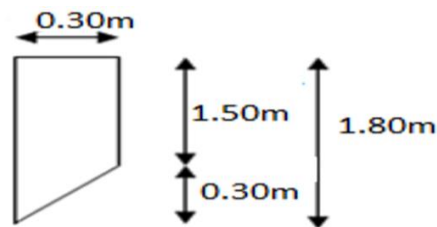


Figure 4.13 : Les dimensions du corbeau

#### 4.3.1.5 Mur frontal

C'est un élément sur lequel repose l'about du tablier, ses dimensions selon la largeur et la longueur doivent être suffisantes pour recevoir les appareils d'appuis et l'entretien à travers le temps.  $L = 11 \text{ m}$ ,  $l = 1,40 \text{ m}$ .

$H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur de mur garde grève} \Rightarrow H = 6,35 \text{ m}$

#### 4.3.1.6 La semelle

$B \geq L + 2d = 7,2 + 2,4 \Rightarrow B = 9,6 \text{ m}$ .

$L$  : entraxe des pieux, couramment égal à 3 diamètres des pieux. On a utilisé des pieux de diamètre  $\Phi = 1,2 \text{ m}$  (Fondation profonde).

$H \geq (2L - b/4) + d' \Rightarrow H = 1,5 \text{ m}$

$L = 13,2 \text{ m}$

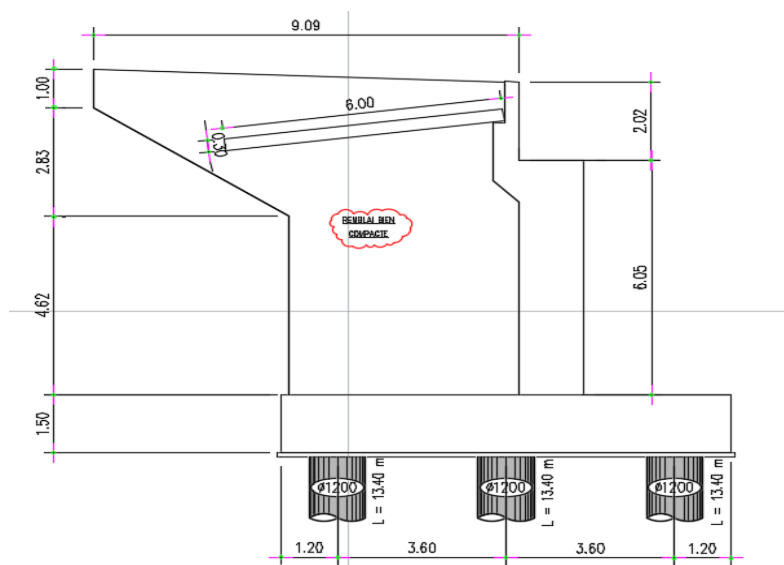


Figure 4.14 : Les dimensions de la culée C-01

### 4.3.2 Stabilité et évaluation des efforts

#### 4.3.2.1 Calcul du coefficient de poussée

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. À défaut, la méthode de Mononobé-Okabé décrite ci-dessous peut être appliquée (RPOA, 2008).

On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur où les terres reposant sur la semelle sont calculées à partir des coefficients sismiques  $K_h$ ,  $K_v$  Tels que :

$K_h = A$  ;  $K_v = 0,3 K_h$

Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

$K_h$  : coefficient sismique horizontal ;

$K_v$  : coefficient sismique vertical.

Alger est classée selon RPOA dans la classe de zone sismique III, et le groupe de notre pont est 3, on tire le coefficient  $A = 0,25$ .

$K_h = 0,25$ .

$K_v = 0,075$ .

La poussée des terres agissant sur une hauteur  $h$  et une largeur  $L$  est donnée comme suit :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) H^2 k_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de Mononobé-Okabé (RPOA, 2008) :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

Avec :

$H$  : est la hauteur du mur ;

$\gamma$  : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai ;

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{K_h}{1 + K_v}\right)$$

On a fait les calculs sur quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- 1<sup>ère</sup> cas : cas normal sans séisme :  $k_h = k_v = 0$ .
- 2<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal + vertical vers le bas » :  $k_h = 0,25$  et  $k_v = 0,075$ .
- 3<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal » :  $k_h = 0,25$  et  $k_v = 0$ .
- 4<sup>ème</sup> cas : cas de séisme « horizontal +vertical vers le haut » :  $k_h = 0,25$  et  $k_v = -0,075$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

Tableau 4.10 : Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

Action du séisme	Notation	$k_H$	$k_v$	$\theta$ (rad)	$K_{ad}$
Condition normale	Cas N°1	0	0,000	-	0,333
Vertical+ horizontal	Cas N°2	0,25	0,075	0,228	0,502
Horizontal	Cas N°3	0,25	0,000	0,245	0,518
Vertical + horizontal	Cas N°4	0,25	-0,075	0,264	0,538

#### 4.3.2.2 Evaluations des efforts sollicitant la culée

- **Poids propre du mur garde-grève :**

$$P_{MGG} = \gamma_b \times e \times H \times L = 25 \times 0,3 \times 2,1 \times 11 = 173,25 \text{ KN} \Rightarrow P_{MGG} = 173,25 \text{ KN.}$$

Avec :  $\gamma$  poids volumique du béton ( $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$ ).

- **Poids de mur frontal :**

$$P_{MF} = \gamma_b \times H \times l \times L = 25 \times 6,35 \times 1,4 \times 11 = 2444,75 \text{ KN} \Rightarrow P_{MF} = 2444,75 \text{ KN.}$$

- **Poids propre du mur en retour :**

$$P_{MR} = \gamma_b \times e \times S = 25 \times 0,5 \times 48,8 = 610 \text{ KN} \Rightarrow P_{MR} = 610 \text{ KN.}$$

Avec :  $S = 48,8 \text{ m}^2$  (mesurer avec autocad).

Pour les deux murs :  $P_{MR1-2} = 610 \times 2 = 1220 \text{ KN.}$

- **Poids de la dalle de transition :**

$$P_{dtr} = \gamma_b \times e \times l \times L = 25 \times 0,3 \times 11 \times 6 = 495 \text{ KN} \Rightarrow P_{dtr} = 495 \text{ KN.}$$

- **Poids du corbeau :**

$$P_{CR} = \gamma_b \times L \times S = 25 \times 11 \times 0,495 = 136,125 \text{ KN} \Rightarrow P_{CR} = 136,125 \text{ KN; Avec } S = 0,495 \text{ m}^2$$

- **Poids de la semelle :**

$$P_{semelle} = \gamma_b \times e \times l \times L = 25 \times 1,5 \times 9,6 \times 13,2 = 4752 \text{ KN} \Rightarrow P_{semelle} = 4752 \text{ KN.}$$

#### 4.3.2.3 Poids des terres

- **Sur la dalle de transition :**

$$P = \gamma \times h \times l \times L = 20 \times 1 \times 6 \times 11 = 1320 \text{ KN} \Rightarrow P = 1320 \text{ KN.}$$

$\gamma$  : Poids volumique de remblai ( $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$ ).

$l = 6 \text{ m}$  (largeur de la dalle de transition).

$L = 11 \text{ m}$  (longueur de la dalle de transition).

$h = 1 \text{ m}$  (la hauteur du remblai sur la dalle de transition).

- **Sur la semelle :**

$$P = \gamma \times h \times l \times L = 20 \times 8,4 \times 5,07 \times 13,20 = 11243,23 \text{ KN} \Rightarrow P = 11243,24 \text{ KN.}$$

$l = 5,07 \text{ m}$  (largeur de la semelle à droite du mur frontal).

$L = 13,2 \text{ m}$  (longueur de la semelle au-dessous de remblai).

$H = 8,4 \text{ m}$  (la hauteur du remblai sur la semelle).

#### 4.3.2.4 Calcul de la poussée des terres

Le mur garde-grève, le mur frontal et la semelle sont soumis aux poussées comme il est montré sur le schéma suivant :



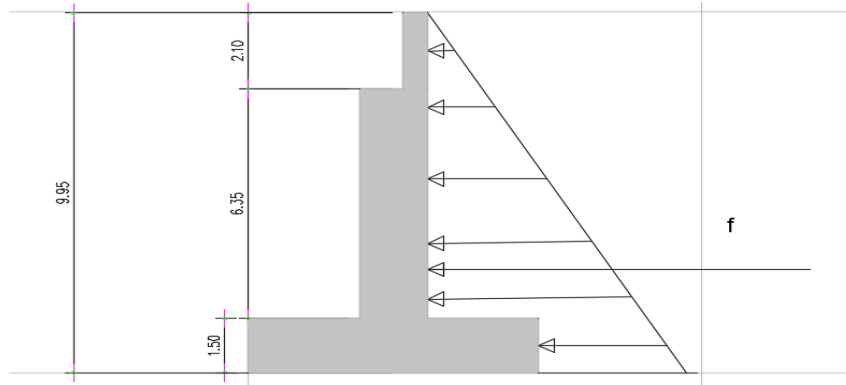


Figure 4.15 : Poussée des terres sur (le mur frontal + mur garde grève et la semelle).

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 k_{ad}$$

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres.

$\gamma$  : poids volumique de remblai.

H : la hauteur totale du (mur garde-grève et le mur frontal et la semelle).

$F_p$  est appliquée à :  $\frac{H}{3} = \frac{9,95}{3} = 3,32$  m

$\Rightarrow F_p = 329,68$  KN et  $M_r = 1094,53$  KN.m

#### 4.3.2.5 Calcul de la poussée des surcharges de remblai

La surcharge additive sur le remblai  $q = 10$  KN / m<sup>2</sup> est reprise par les éléments (mur garde grève ; mur frontal ; semelle).

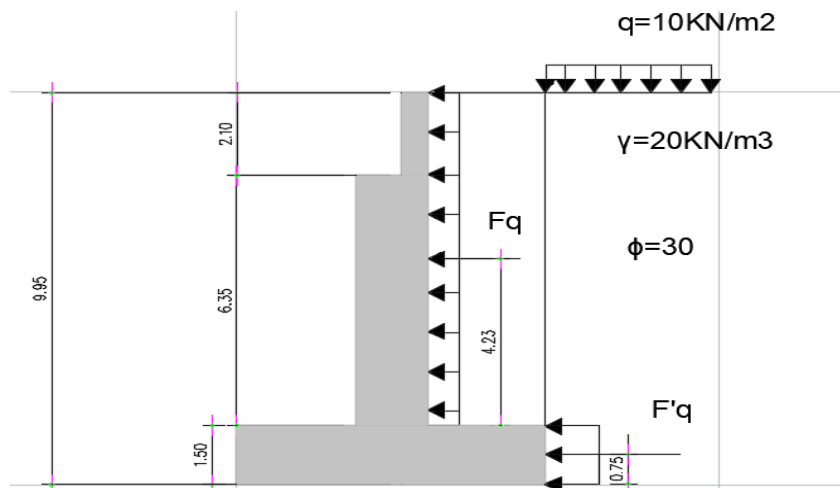


Figure 4.16 : Poussée des terres due aux surcharges de remblai

La valeur de la poussée des surcharges sera déterminée par la formule suivante :

$$P = K_{ad} \times q \times h.$$

$$F_{ad} = K_{ad} \times q \times h \times L.$$

$K_{ad}$  : coefficient de poussée des terres.

h : hauteur de la culée.

$F_q$  : est appliqué à ( $h/2 = 4,23$ m sur le mur frontal et à 0,75 m sur la semelle).

$$\Rightarrow F_{p-MGG+MF} = 309,52 \text{ KN}, \text{ et } M_r = 1773,55 \text{ KN.m}$$

$$F_{p\text{-semelle}} = 65,934 \text{ KN}, \text{ et } M_r = 49,5 \text{ KN.m}$$

#### 4.3.2.6 Evaluations des efforts dus à la culée

Le calcul des moments sur la culée se fait par rapport au point O.

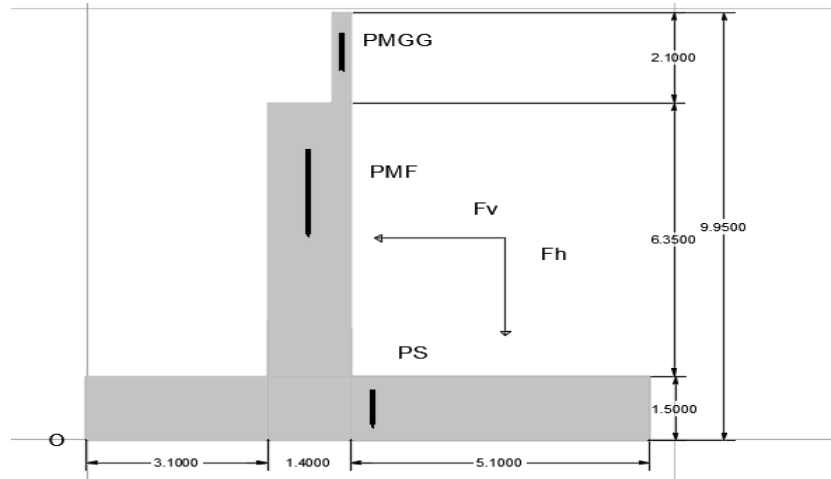


Figure 4.17 : Les différents efforts dus à la culée

$M_s$  : désigne le moment stabilisant dû aux charges verticales.

$M_s = \text{Efforts verticaux} \times \text{bras de levier horizontal}$ .

$M_r$  : désigne le moment renversant dû aux charges horizontales.

$M_r = \text{efforts horizontaux} \times \text{bras de levier vertical}$ .

Tableau 4.11 : Valeur de la somme des sollicitations pour le cas normal

	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)
La somme des sollicitations	699,2	20330,25	2913	126522,3

Remarque : pour les résultats détaillés voir Annexe C.

#### 4.3.2.7 Efforts dus au tablier

Tableau 4.12 : Evaluations des efforts dus au tablier

Sollicitations	Efforts verticaux (KN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)
$G_{\max}$ Tablier	3904,868	4,2	-	-	16400,44
Surcharge (Al)	1790,746	4,2	-	-	7521,10

### 4.3.2.8 Combinaison des efforts

Tableau 4.13 : Combinaison des efforts à ELS et ELU

Cas	Combinaisons	Efforts horizontaux (MN)	Efforts verticaux (MN)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	ΔM (KN)
ELS	G + 1,2 A(l)	0,85	26,38	4,74	151,95	147,21
ELU	1,35G + 1,6 A(l)	1,19	35,58	6,37	204,98	198,61

Les sollicitations les plus défavorables :

Tableau 4.14 : Sollicitations les plus défavorables

	N <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)
ELS	26384	147209
ELU	35582,612	198612,2

### 4.3.3 Étude des fondations

#### 4.3.3.1 Étude des pieux

➤ **Nombre des pieux :**

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort vertical dû au tablier et à la culée

$$N = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

N<sub>Max</sub> : l'effort normal maximal à l'ELS,

Q<sub>p</sub> = 8159,2 KN ; (capacité portante d'un pieu à l'ELS).

$$N=3,23$$

On prend 12 pieux de 13,4 m de profondeur

➤ **Effort revenant à chaque pieu :**

$$N_i = \frac{N_{\max}}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

n : nombres des pieux.

N : effort normal.

M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> : moments dans les sens x,y. Avec x,y : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

$$N_1=2308,4 \text{ KN} < 8159 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

$$N_2=2088,3 \text{ KN} < 8159 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

➤ **Comportement des groupes de pieux :**

Un pieu dans un groupe de pieux est différent du pieu isolé car :

- La mise en place dans un groupe de pieux crée un remaniement du sol plus important.
- La charge appliquée sur un pieu a une influence sur le comportement des pieux voisins.

➤ **Calcul de l'efficacité du groupe de pieux :**

Le coefficient d'efficacité est donné par la formule de Converse- Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctg \left( \frac{b}{S} \right)}{\pi} \left( 2 - \frac{1}{n} - \frac{1}{m} \right)$$

Avec :

b : diamètre des pieux.

S : entraxe entre les pieux.

n : nombre de colonnes des pieux.

m : nombre de lignes des pieux.

$$C_e = 0,71$$

➤ **Vérification de l'efficacité du groupe du pieu :**

$$\sum Q_j \leq C_e \times N \times Q_{max}$$

Avec :

$Q_j = 26384$  KN ; (La charge axiale sur le pieu).

$Q_{max} = 8159,2$  KN ; (Charge maximale en compression admise pour le pieu isolé).

$N = 12$  ; (Le nombre des pieux de la culée).

$$\Rightarrow 26384 \leq 0,71 \times 12 \times 8159,2 = 69516,4 \text{ KN. (Condition vérifiée)}$$

➤ **Ferraillage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, D'après le tableau 4.11 on a :

$$M_{max} = 29747,6 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Le moment repris par chaque pieu est : } M_p = \frac{29747,6}{12} = 2478,96 \text{ KN.m.}$$

La charge verticale transmise :  $N_{max} = 21855$  KN.

La charge verticale reprise par chaque pieu est :

$$N_p = \frac{21855}{12} = 1821,25 \text{ KN}$$

**Section d'acier :**

Avec Robot expert,  $A_s = 238,1$  cm<sup>2</sup>.

Donc : on prend 28HA32 ( $A_s = 225,19$  cm<sup>2</sup>) avec un espacement  $E = 0,13$  m.

**Cerces transversales :**

Avec Robot expert : 1 Cerce HA14,  $E = 0,12$  m et 1 cerce HA20,  $E = 2$  m.

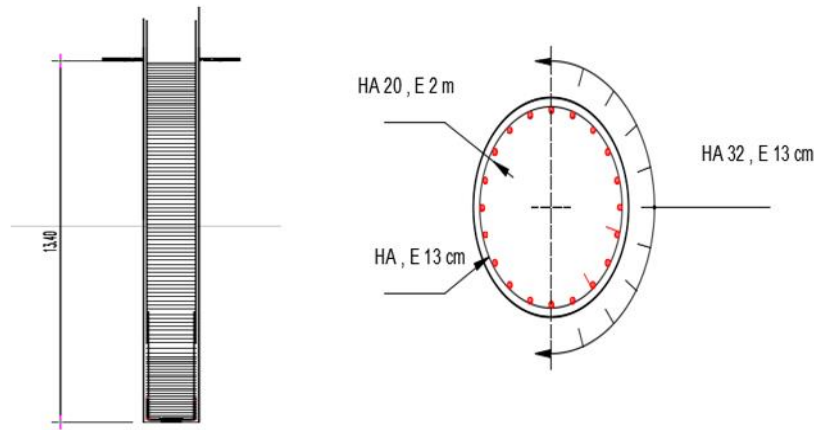


Figure 4.18 : Ferrailage des pieux

### 4.3.4 Etude des éléments de la culée

#### 4.3.4.1 Etude de mur frontal

La somme des sollicitations permanentes et l'effort dû au tablier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.15 : Les efforts agissant sur le mur frontal

Sollicitation	Efforts verticaux (KN)	Efforts horizontaux (KN)	Bras de levier horizontal (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)
La somme	3113	547,32	-	1979,87	4105,89
$G_{max}$ Tablier	3904,868	-	1,5	-	5857,3
Surcharge (A1)	1790,746	-	1,5	-	2686,11

#### ○ Combinaison des efforts :

Tableau 4.16 : Combinaison des efforts à ELS et ELU

Cas	Combinaisons	Efforts horizontaux (MN)	Efforts verticaux (MN)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$\Delta M$ (KN)
ELS	G + 1,2 A(l)	390,73	9166,75	4,74	151,95	13186,53
ELU	1,35G + 1,6 A(l)	565,7	12339,3	6,37	204,98	17748

#### ○ Sollicitations les plus défavorables :

Tableau 4.17 : Sollicitations les plus défavorables

	$N_{max}$ (KN)	$M_{max}$ (KN.m)
ELS	833,34	1198,77
ELU	1121,75	1613,45

#### ○ Ferrailage de mur frontal :

Le mur frontal est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, ferrailer a ELS.

**Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 15,8 \text{ cm}^2$  Donc : on prend 6HA20/ml ( $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$ ).

$A'_s = A_s/3 = 5,3 \text{ cm}^2$  donc : on prend 6HA12/ml ( $A'_s = 6,79 \text{ cm}^2$ ).

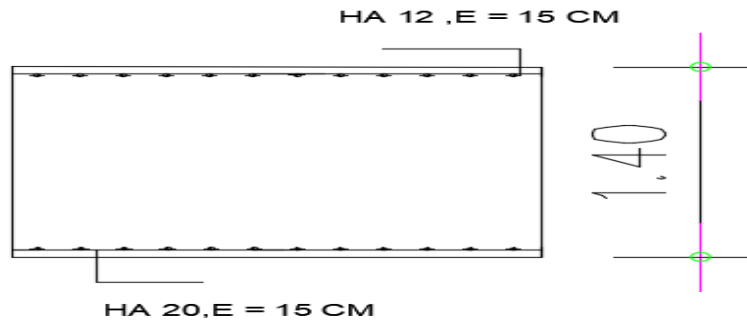


Figure 4.19 : Ferrailage de mur frontal

**4.3.4.2 Étude du mur garde grève**

➤ **Évaluation des efforts :**

○ **Efforts horizontaux :**

**Poussée des terres :** La poussée des terres sur le mur garde grève est divisée en deux parties, une partie au-dessous de la dalle de transition et l'autre au-dessus.

Le moment est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{p \times H}{3}$$

$$P = \frac{K_{ad} \times \gamma \times H^2 \times L}{2}$$

$H = 2,1 \text{ m}$  : hauteur des remblais ;

$K_{ad} = 0,33$  : coefficient de poussée des terres ;

$L = 1 \text{ m}$  : longueur des remblais.

Application numérique :

$P = 14,553 \text{ KN/ml}$

$M_p = 10,1871 \text{ KN.m}$

$M_{p-ELS} = 10,19 \text{ KN.m}$

$M_{p-ELU} = 13,75 \text{ KN.m}$

**Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) est la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 kN chacune des deux camions, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 120 kN répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

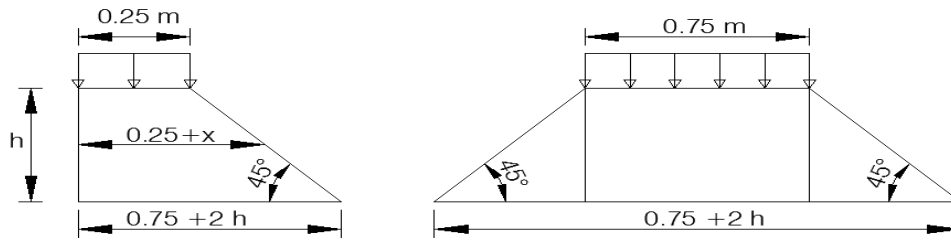


Figure 4.20 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx$$

$$K = K_{ad} \times b_c \times \gamma \times \delta$$

Avec :

$\gamma$  : coefficient de pondération.  $\gamma = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS ;

$B_c = 1.1$  : coefficient de pondération du système Bc ;

$\delta = 1.09$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

$h$  : hauteur de mur garde grève.

Tableau 4.18 : Guide SETRA pp73

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$M_p/k$ (t.m/ml)	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

### Application numérique :

$$M_p/k = 7,56 \text{ KN.m}$$

$$K_u = 6,3 \Rightarrow M_{p-ELU} = 47,87 \text{ KN.m}$$

$$K_s = 4,7 \Rightarrow M_{p-ELS} = 35,9 \text{ KN.m}$$

#### o Moment dû à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion  $B_c$  au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%.

Le moment dû à l'effort de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25+2h}$$

$\mu$  : coefficient de pondération,  $\mu = 1,6$  à l'E.L.U et  $\mu = 1,2$  à l'E.L.S

Application numérique :

$$H = 2,1 \text{ m}$$

$P = 60 \text{ KN}$

$M_{P-ELU} = 90,61 \text{ KN.m}$

$M_{P-ELS} = 67,96 \text{ KN.m}$

➤ **Combinaison des actions :**

Tableau 4.19 : Combinaison des actions

	La combinaison	M(KN.m)
ELS	$M_G + 1,2 \times M_Q$	114,04
ELU	$1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q$	152,23

➤ **Ferraillage :**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 21 \text{ cm}^2$ , Donc : on prend 7HA20/ml ( $A_s = 21,98 \text{ cm}^2$ ) / coté remblai.

**Armature de constructions :**

$A'_s = A_s/3$  ; Soit : 6HA14/ml ( $A'_s = 9,24 \text{ cm}^2$ ) / coté tablier.

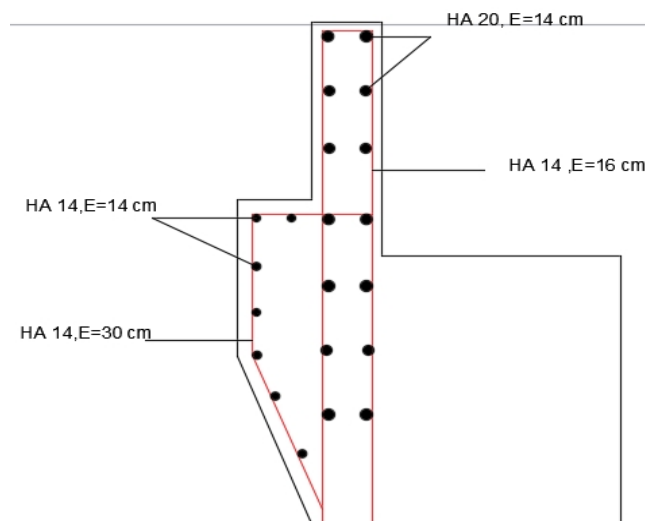


Figure 4.21 : Ferraillage de mur garde grève et du corbeau

**4.3.4.3 Etude de dalle de transition**

➤ **Evaluation des efforts :**

Elle est soumise à son poids propre, au poids du revêtement, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle de transition. Elle est considérée comme une poutre simplement appuyée à ses extrémités.



Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.20 : Les efforts agissant sur la dalle de transition

Type de charge	q (kN/ml)	L (m)	Moment (kN.m/ml)	Effort tranchant (kN/ml)
Poids propre	6,25	6	28,125	18,75
Revêtement	2,4		10,8	7,2
Remblai	20		90	60
Surcharges	10		45	30

➤ **Combinaison des actions :**

Tableau 4.21 : Combinaison des actions

	La combinaison	M(KN.m)	T (KN)
ELS	G+ 1,2 × Q	200,92	133,95
ELU	1,35G+ 1,6 × Q	268,54	179

➤ **Ferraillage :**

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier :**

Avec Robot expert  $A_s = 32,9 \text{ cm}^2$ , On prend 7HA25/ml ( $A_s = 34,37 \text{ cm}^2$ )

**Armature de construction :**

$A'_s = A_s/3$  ; Soit : 10HA12/ml ( $A'_s = 11,31 \text{ cm}^2$ )

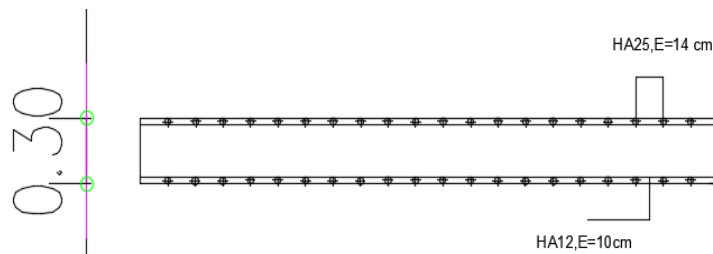


Figure 4.22 : Ferraillage de la dalle de transition

**4.3.4.4 Corbeau d'appui de la dalle de transition**

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

➤ **Evaluation des efforts :**

○ **Réaction due à la charge permanente :**

La réaction due à la charge permanente est donnée par la formule suivante :

$$R_{per} = \frac{ql}{2}$$

$L = 6 \text{ m}$  : longueur de la dalle de transition ;

$Q = 26,65 \text{ KN/ml}$  : charges permanente

Application numérique :

$$R_{per} = 79,95 \text{ KN/ml}$$

○ **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{sur-rem} = \frac{ql}{2}$$

L : longueur de la dalle de transition ;

q = 10 kN/m<sup>2</sup>: surcharge sur remblais

Application numérique :

$$R_{sur-rem} = 30 \text{ KN/m.l}$$

➤ **Combinaison des actions :**

Tableau 4.22 : Combinaison des actions

	La combinaison	R (KN)
ELS	R <sub>G</sub> + 1,2 × R <sub>Q</sub>	115,95
ELU	1,35 R <sub>G</sub> + 1,6 × R <sub>Q</sub>	152,93

➤ **Ferrailage :**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier :**

Avec Robot expert A<sub>s</sub> = 10,4 cm<sup>2</sup>

On prend 7HA14/ml (A<sub>s</sub> = 10,78 cm<sup>2</sup>) /même nombre des barres avec le mur garde grève.

**Armature de constructions :**

A'<sub>s</sub> = A<sub>s</sub>/3 ; Soit : 3HA14/ml (A'<sub>s</sub> = 4,62 cm<sup>2</sup>)

**4.3.4.5 Etude du mur en retour**

Le mur en retour porte les dimensions suivantes :

- Longueur : L= 5,07 m à la base L= 9,1m en haut.
- Hauteur max : h= 8,4 m.
- Epaisseur : e = 0,5m.

➤ **Evaluation des efforts :**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logicielle Robot.

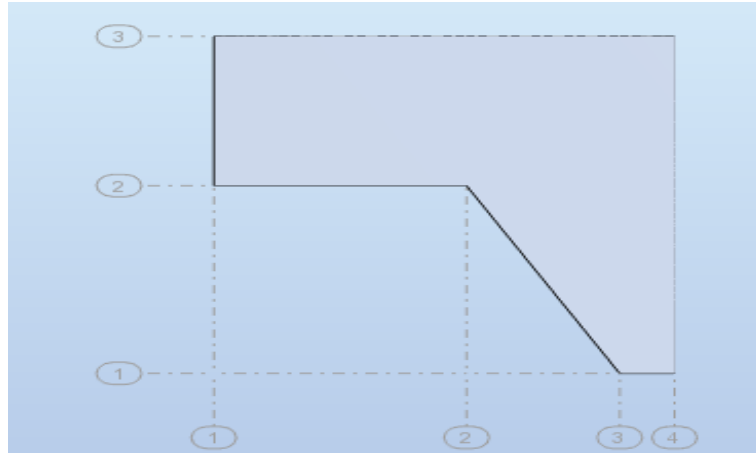


Figure 4.23 : Modèle d'un mur en retour réalisé à l'aide du logiciel robot

Le mur en retour est supposé encasturé sur ses deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

Poussée des terres :  $P_{\text{terres}} = 0,5 \times (0,333 \times 20 \times 8,4^2 \times 1) = 234,96 \text{ KPa}$

Poussée des surcharges de remblais :  $P_{\text{sr}} = 3,33 \text{ KPa}$

Poids des équipements :  $P_{\text{eq}} = 11,225 \text{ kN/ml}$

➤ **Combinaisons des efforts :**

ELS :  $M_p + 1,2M_{\text{sr+terres}}$

ELU :  $1,35M_p + 1,6M_{\text{sr+terres}}$

Tableau 4.23 : Section d'acier

$M_{\text{ELS}}$ (KN.m)	$M_{\text{ELU}}$ (KN.m)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Armatures (As)	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Armatures (A's)
72,81	194,45	10,78	7HA14	4,62	3HA14

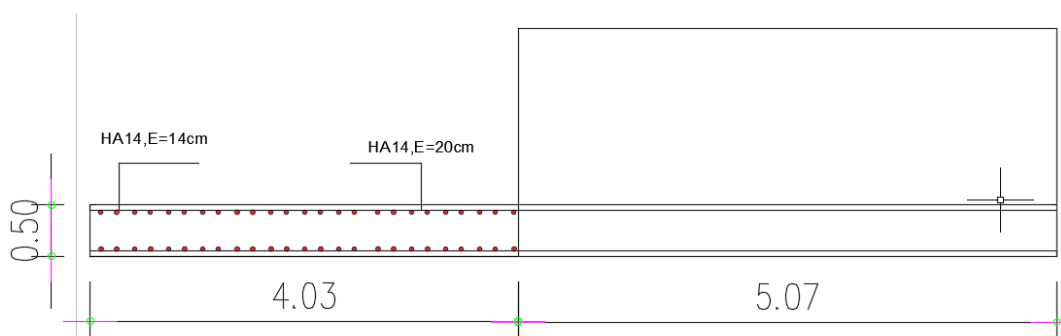


Figure 4.24 : Ferrailage de mur en retour

#### 4.4 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à une étude complète de l'infrastructure (pile, culée et fondations), avec un pré dimensionnement et ferrailage de leurs éléments.

## Conclusion générale

La conception et l'étude d'un pont dépend de plusieurs facteurs d'ordre naturel et fonctionnel liés au site de construction. De plus, les méthodes de conception et réalisation de ces ponts se développent régulièrement suite aux évolutions des matériaux et des normes en vigueur.

L'objectif de notre travail a été de concevoir et d'étudier un ouvrage sur la pénétrante reliant Sidi Abdallah à Zéralda.

Après avoir présenté le plan de situation de notre ouvrage, son tracé de circulation, nous avons choisi trois variantes possibles. Nous avons effectué leur prédimensionnement et nous avons opté pour la 3<sup>ème</sup> variante (VIPP) qui est la plus réalisable en tenant compte des moyens et de l'expérience que possède l'entreprise de réalisation ENGOA. Ensuite, nous avons calculé les caractéristiques géométriques de la poutre avec et sans dalle.

Pour effectuer la modélisation du tablier on a estimé d'abord, les charges et les surcharges analytiquement. Ensuite, pour l'étude des forces de précontrainte, on a effectué un calcul automatique afin de déterminer le moment fléchissant le plus défavorable à ELS et le moment dû au poids propre.

Pour finaliser cette étude de la superstructure on a calculé la précontrainte pour déterminer le nombre de câbles à placer ainsi que les pertes instantanées et différées. Le dimensionnement nous a amené au ferrailage des nappes de l'hourdis, à la détermination des déformations et des déplacements au niveau des appuis. Ensuite, on a calculé les éléments du tablier qui vont lui assurer la stabilité.

Enfin, nous terminons par une étude complète de l'infrastructure (pile, culée et fondations), avec un prédimensionnement et un ferrailage de leurs éléments.

Ce projet de fin d'études représente une transition entre la formation et le domaine professionnel, l'occasion pour nous futur Ingénieur de faire nos armes et de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant cinq années de formation.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'ENP.

Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2017, et nous nous sommes rapprochés du domaine professionnel des ouvrages d'art.

## Références bibliographiques

BAEL 99. (Avril 1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

BPEL 99. (Avril 1999). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

CALGARO, Jean-Armand, BERNARD-GELY, Anne. Conception des ponts. Paris : Ecole Nationale des ponts et chaussées, 1994, 345p. ISBN 2-85978-215-X.

CALGARO, Jean-Armand. Projet et construction des ponts : généralités, fondations, appuis, ouvrages courants. Paris : les ateliers Normandie Roto, 2000. 447p. ISBN 2-85978-327-X.

CHAUSSIN, Robert. Béton précontraint. Technique de l'ingénieur, C 2360, 1990.

RCPR, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

ROY, Jean-Paul, BLIN-LACROIX, Jean-Luc. Le dictionnaire professionnel du BTP.EYROLLES. Paris : 2011.ISBN 978-2-212-13237-3.

RPA 99, règles parasismiques Algériennes.

RPOA 2008, règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

SETRA. (Février 1996). Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

SETRA. (Juillet 2007). Appareils d'appui en élastomère fretté : Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

SETRA. (Juin 2003). Ponts en béton précontraint construit par encorbellement successifs : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

SETRA. (Octobre 1977). Appuis des tabliers PP73 : conception et choix des piles culées. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

SETRA. (Octobre 1985). Ponts mixtes acier-béton bipoutres : guide de conception. 46, avenue Aristide Briand-B.P. 100-92223 Bagneux Cedex-France.

THONIER, Henry. Le béton précontraint aux état-limites. France : Juillet 1985, Achevé d'imprimer sur les presses de l'imprimerie chirat 42540 st-just-la pendue.

Cours :

Béton Armé, Béton Précontraint, 4ème année Génie Civil. Mr BOUTEMEUR.

Cours Pont, 5ème année Génie Civil. Mme. D. CHERID.

Projets de fin d'études :

Conception et étude du viaduc V5 sur la pénétrante reliant la ville de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest au PK 15+500. Mr Aghiles BEGRICHE, Mr Achour MENASRI.

# Annexes

## Annexe A

### A-1 Caractéristiques des matériaux

#### A-2 Le béton

##### A-2-1 La résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ . Pour cette étude, on opte pour les valeurs suivantes :

- Infrastructures  $f_{c28} = 25$  MPa.
- Superstructure  $f_{c28} = 35$  MPa.

##### A-2-2 La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jour, notée  $f_{t28}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

- Infrastructures  $f_{c28} = 2,1$  MPa.
- Superstructure  $f_{c28} = 2,7$  MPa.

##### A-2-3 Contraintes limites

On distingue deux catégories d'états limites :

- ✓ **Etat limite ultime, (ELU)**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Telle que :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles} \end{cases}$

- Infrastructures  $f_{bu} = \begin{cases} 14,17 \text{ MPa, en situation durable} \\ 18,48 \text{ MPa, en situation accidentelles} \end{cases}$
- Superstructure  $f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa, en situation durables} \\ 25,87 \text{ MPa, en situation accidentelles} \end{cases}$

- a) **Etat limite de service, (ELS)**

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0,6 f_{c28} & \text{en construction} \\ 0,5 f_{c28} & \text{en service} \end{cases}$$

- Infrastructures  $\overline{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 15 \text{ MPa, en construction} \\ 12,5 \text{ MPa, en service} \end{cases}$
- Superstructure  $\overline{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 21 \text{ MPa, en construction} \\ 17,5 \text{ MPa, en service} \end{cases}$

## A-2-4 Déformations longitudinales du béton

D'après le règlement B.A.E.L91, on définit deux modules de déformation pour le béton :

- Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (Courte durée < 24h) :  $E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$
- Module de déformation différée  $E_{vj}$  (Longue durée >24h) :  $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} = \frac{E_{ij}}{3}$

Les modules de déformations pour notre ouvrage sont donnés par le tableau suivant :

- Infrastructures :  $\begin{cases} E_{ij} = 32\,164 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10\,819 \text{ MPa} \end{cases}$
- Superstructure :  $\begin{cases} E_{ij} = 35\,982 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 12\,103 \text{ MPa} \end{cases}$

## A-3 Acier

### A-3-1 Les aciers passifs

Les caractéristiques d'aciers utilisées pour notre pont sont les suivants :

- La nuance FeE 500
- Module d'élasticité  $E=2,105 \times 10^5 \text{ MPa}$

Les contraintes limites de traction des aciers passifs sont les suivants :

#### a) Etat limite ultime, (ELU)

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 500 \text{ MPa pour } \gamma_s = 1,00 \text{ situation accidentelle} \\ 435 \text{ MPa pour } \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \end{cases}$$

#### b) Etat limite de service, (ELS)

Dans cet état, la contrainte limite de traction dépend de type de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable :  $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu f_{tj}} \right]$
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\mu f_{tj}} \right]$

Avec  $\mu = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{pour les treillis soudés et les ronds lisses} \\ 1,6 \rightarrow \text{pour les aciers à haut Adherence} \end{cases}$

### A-3-2 Les aciers actifs

Le procédé utilisé c'est le procédé de « FREYSSINET », la précontrainte est réalisée par post-tension, les câbles utilisés sont du type 12T15 ont les caractéristiques suivantes :

Contrainte de rupture garantie : $F_{prg}$ .....	1860 MPa
Contrainte élastique garantie : $F_{peg}$ .....	1640 MPa
Coefficient de frottement angulaire : $F$ .....	1,8 rd <sup>-1</sup>
Coefficient de frottement linéaire : $\varphi$ .....	2,10 <sup>-3</sup> m <sup>-1</sup>
Section minimale de l'acier : $A_p$ .....	1800 mm <sup>2</sup>
Diamètre de la gaine : $\emptyset$ .....	80mm
Recul d'encrage : $g$ .....	6 mm
Relaxation des câbles à 1000 heures : $\rho_{1000}$ .....	2,5%

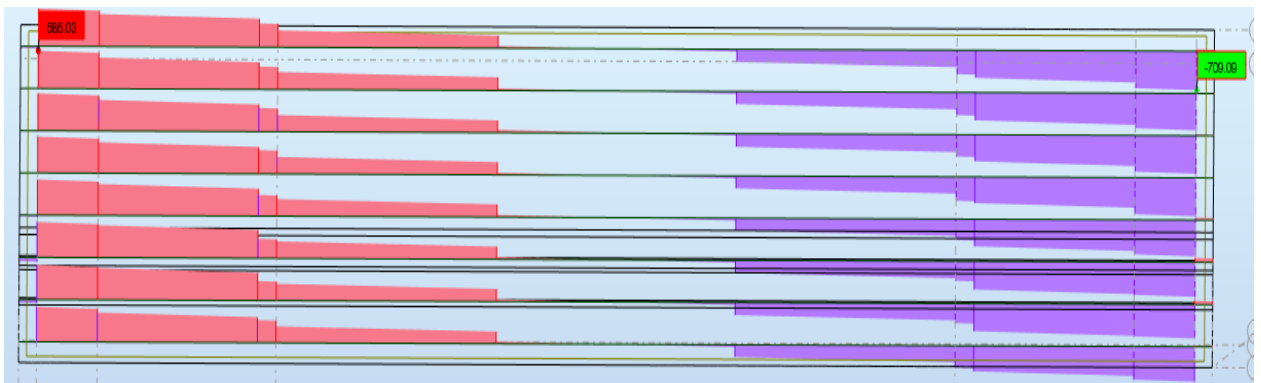
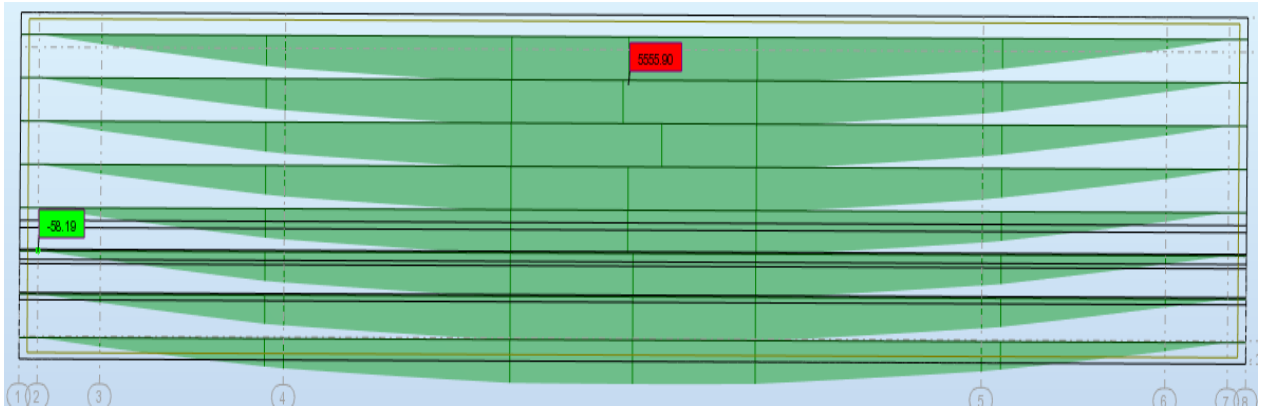


# Annexe B

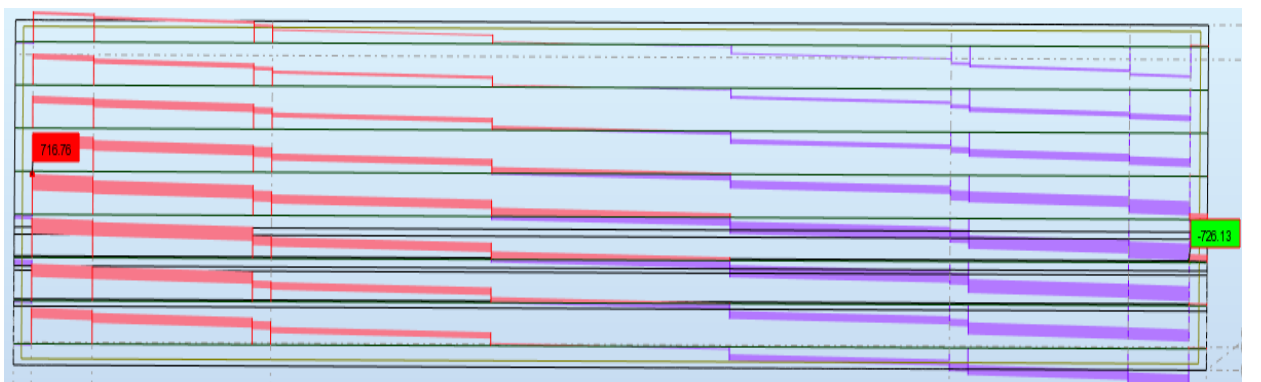
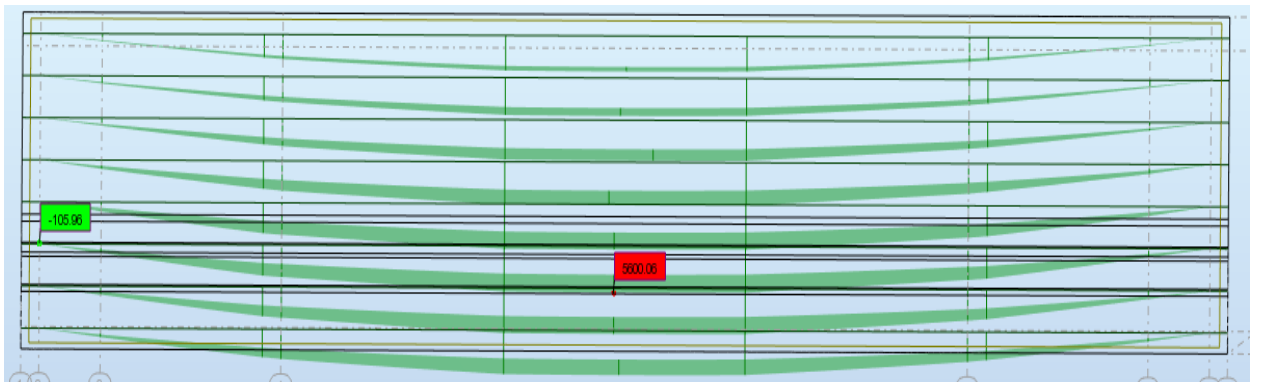
## ➤ Modélisation et évaluation des efforts

○ ELS :

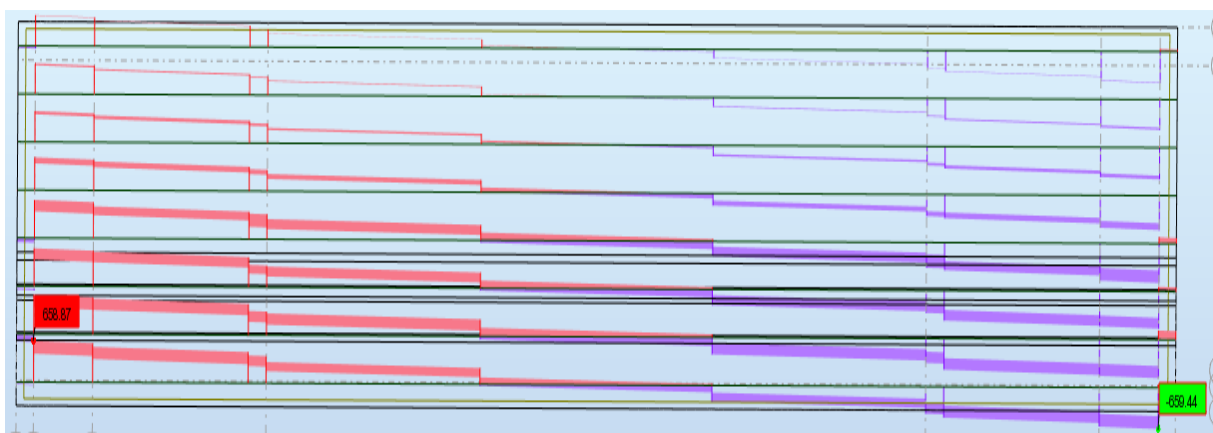
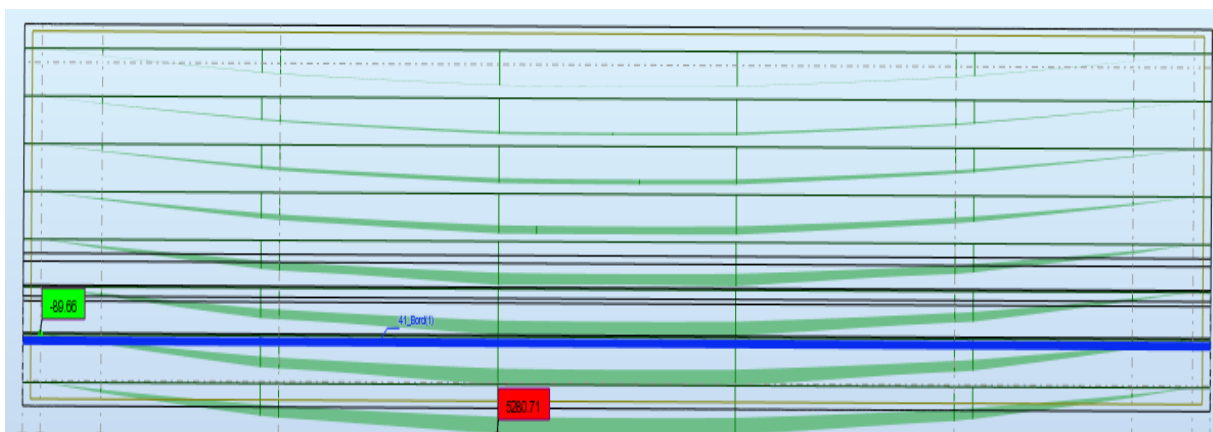
G+1,2(AL<sub>3</sub>+S<sub>T</sub>) :



G+D240 :

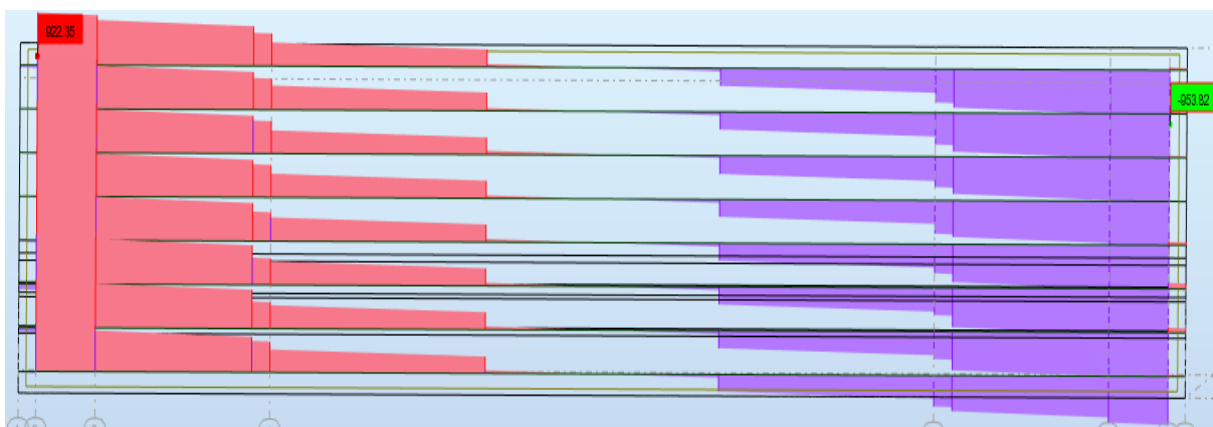
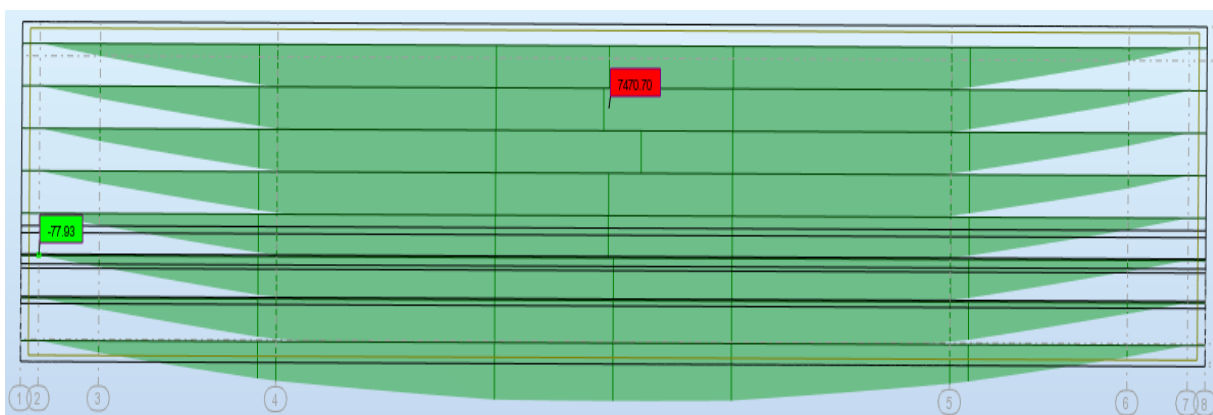


G+M<sub>C120</sub> :

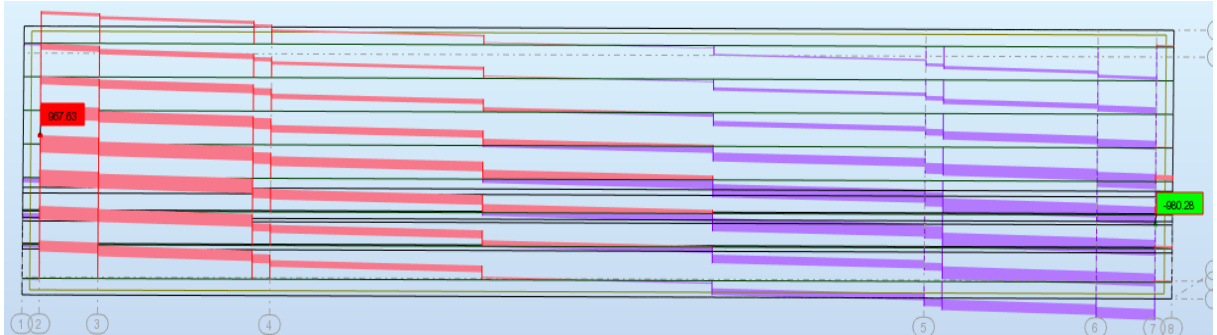
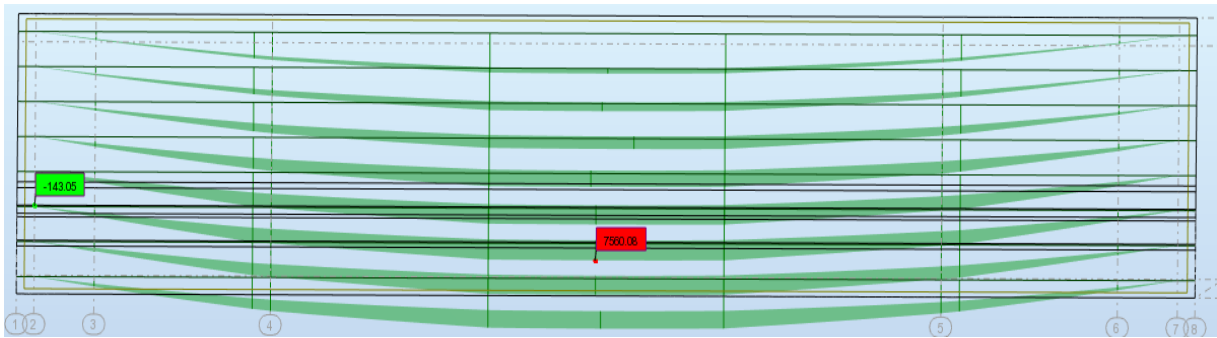


○ ELU :

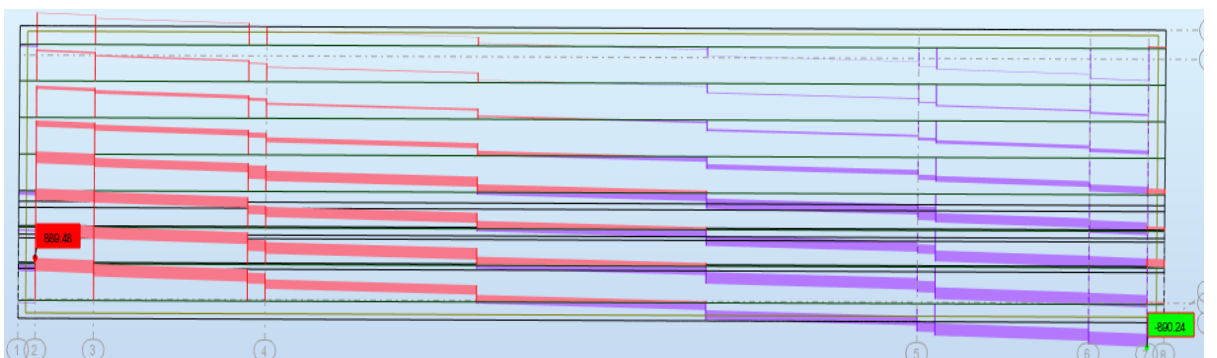
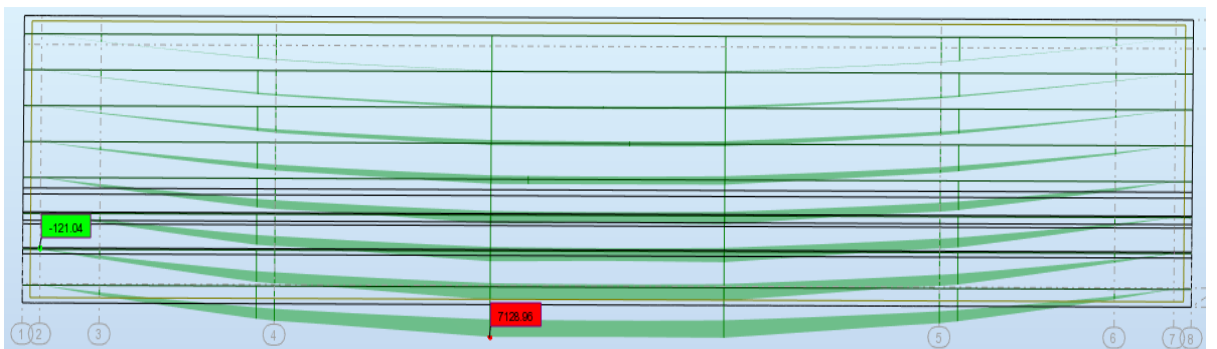
1,35G+1,6(AL<sub>3</sub>+S<sub>T</sub>) :



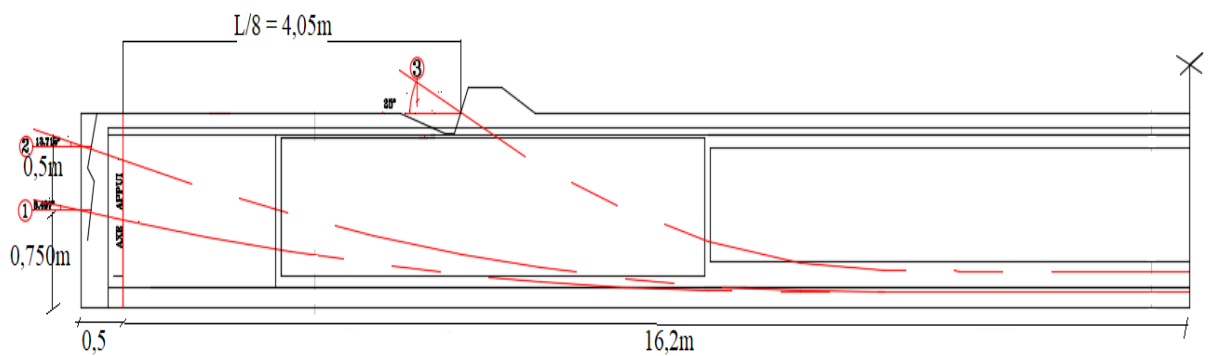
1,35G+1,35D240 :



1,35G+1,35MC120 :



➤ **Le tracé de câbles**



X(m)	y <sub>1</sub> (m)	y <sub>2</sub> (m)	y <sub>3</sub> (m)
-0,5	0,75	1,25	-
0	0,678	1,131	-
1	0,546	0,914	-
3	0,336	0,557	-
4,05	0,254	0,412	1,5
6	0,153	0,22	0,76
8,1	0,12	0,126	0,342
9	0,12	0,121	0,284
11	0,12	0,12	0,28
13	0,12	0,12	0,28
15	0,12	0,12	0,28
16,2	0,12	0,12	0,28

○ **Vérification des contraintes normales**

Les pertes de tension différées en fonction du temps, évaluées j<sup>ème</sup> jours après la mise en tension sont données par :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(j). \Delta\sigma_d ; \text{ Avec : } r(j) = \frac{j}{j+9r_m}$$

D'apprêt le règlement BPEL la précontrainte est représentée à un instant « t » par deux valeurs caractéristiques :

$P_1 = n \cdot A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8 \Delta\sigma)$ ; En phase de construction.

$P_2 = n \cdot A_p (0,98\sigma_{p0} - 1,2 \Delta\sigma)$  ; En phase d'exploitation.

La vérification se fait selon les 6 étapes suivantes :

**1<sup>ère</sup> phase (7<sup>ème</sup> jour) :**

La poutre est sur banc de préfabrication. Les câbles 1 et 2 sont tirés au 7eme jour à 50% de p<sub>0</sub>. Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées :

Section résistante section nette de la poutre seule.

Le moment du au poids propre de la poutre seule.

$$P_1 = 0,5 \times 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(0,5 \times \Delta\sigma_{inst1}))$$

**2<sup>ème</sup> phase (28<sup>ème</sup> jour) :**

La poutre est toujours sur le banc de préfabrication. Les 2 câbles sont tirés à 100% de P<sub>0</sub> ; et ils consomment 100% des pertes instantanées.

$$P_1 = 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{inst1}))$$

**3<sup>ème</sup> phase (30<sup>ème</sup> jour) :**

La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée. Les câbles 1 et 2 consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(2). \Delta\sigma_d$$

$$P_1 = 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{dg}))$$

**4<sup>ème</sup> phase (56<sup>ème</sup> jour) :**

Après durcissement de la dalle le câble de l'extrados est tiré à 100% de p<sub>0</sub> et consomment 100% des pertes instantanées, les câbles de l'about consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28) \cdot \Delta\sigma_d$$

$$P_1 = 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{dg}))$$

$$P_2 = 1 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8 \Delta\sigma_{inst2})$$

Section résistante section nette de la poutre +dalle.

### 5<sup>ème</sup> phase (60<sup>ème</sup> jour) :

Mise en place des éléments de tabliers. Les câbles 1 et 2 consomment des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg1} = r(32) \cdot \Delta\sigma_{d1}$$

$$P_1 = 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

Le câble 3 consomme des pertes différées qui valent :

$$\Delta\sigma_{dg2} = r(4) \cdot \Delta\sigma_{d2}$$

$$P_2 = 1 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8 (\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{dg2}))$$

Section résistante poutre+dalle (caractéristiques nettes)

### 6<sup>ème</sup> phase (en service) :

Mise en service de l'ouvrage ; les câbles consomment la totalité des pertes :

Section résistante : poutre +dalle

$$\text{À vide : } \begin{cases} P_1 = 2 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{d1})) \\ P_2 = 1 \times A_p (1,02\sigma_{p0} - 0,8 (\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{d2})) \end{cases}$$

$$\text{En charge : } \begin{cases} P_1 = 2 \times A_p (0,98\sigma_{p0} - 1,20(\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{d1})) \\ P_2 = 1 \times A_p (0,98\sigma_{p0} - 1,20(\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{d2})) \end{cases}$$

## ➤ Evaluation des sections d'acier

### 1. Evaluation de la section d'acier :

Hourdis e = 25 cm :

#### 1.1 Nappe supérieure :

### Calcul de Section en Flexion Simple

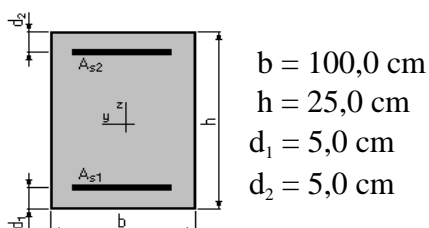
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0$  MPa

Acier :  $f_e = 500,0$  MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

#### 2. Section :



### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN×m)	$M_{\min}$ (KN×m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	35,82	0,00
Etat Limite de Service	26,85	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 5,9 \text{ cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 0,29 \%$
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \%$

Analyse par Cas:

<b>Cas ELU</b>	<b><math>M_{\max} = 35,82</math> (KN×m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (KN×m)</b>
Coefficient de sécurité :	1,38 Pivo t: A	
Position de l'axe neutre :	$y = 1,6 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 19,4 \text{ cm}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 0,88 \text{ ‰}$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$	
Contrainte de l'acier :	Tendue : $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$	

<b>Cas ELS</b>	<b><math>M_{\max} = 26,85</math> (KN×m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (KN×m)</b>
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 5,1 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 18,3 \text{ cm}$	
Contrainte max du béton :	$\sigma_b = 2,5 \text{ MPa}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ MPa}$	
Contrainte de l'acier :	Tendue : $\sigma_s = 21,6 \text{ MPa}$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ MPa}$	

### **1.2 Nappe Inférieure :**

#### **Calcul de Section en Flexion Simple**

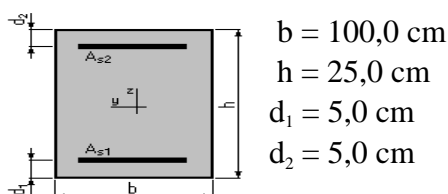
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 35,0 \text{ MPa}$

Acier :  $f_c = 500,0 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte des armatures comprimées.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

#### 2. Section :



#### 4. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (KN×m)	$M_{\min}$ (KN×m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	25,93	0,00
Etat Limite de Service	19,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

#### 4. Résultats :

##### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 4,2 \text{ cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \min} = 3,1 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 0,21 \%$
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \%$

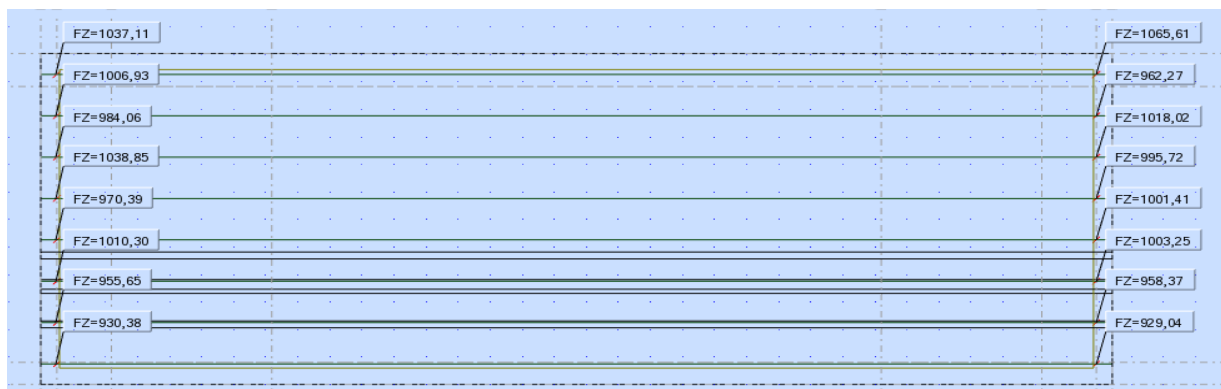
##### Analyse par Cas :

<b>Cas ELU</b>	<b><math>M_{\max} = 25,93</math> (KN×m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (KN×m)</b>
Coefficient de sécurité :	1,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre :	$y = 1,1 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 19,5 \text{ cm}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 0,61 \text{ ‰}$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$	

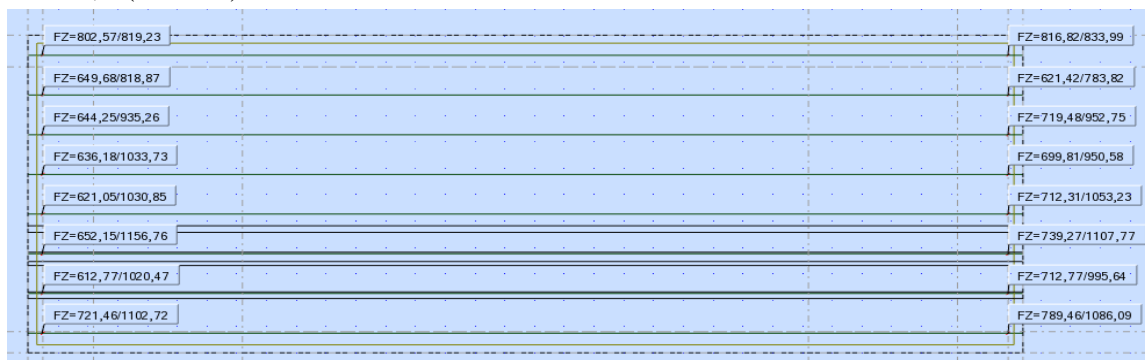
<b>Cas ELS</b>	<b><math>M_{\max} = 19,43</math> (KN×m)</b>	<b><math>M_{\min} = 0,00</math> (KN×m)</b>
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 4,4 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 18,5 \text{ cm}$	
Contrainte max du béton :	$\sigma_b = 1,8 \text{ MPa}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ MPa}$	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 15,9 \text{ MPa}$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ MPa}$	

##### ➤ Evaluation des réactions pour le dimensionnement des appareils d'appuis :

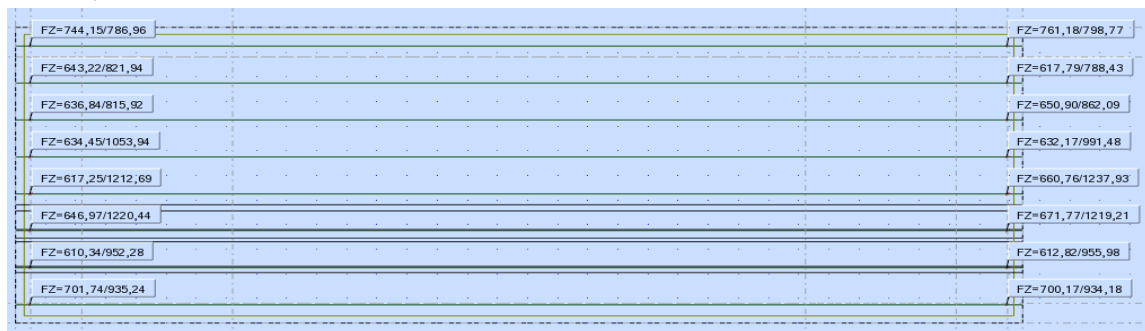
1,35G+1,6 (AL<sub>3</sub>+S<sub>T</sub>) :



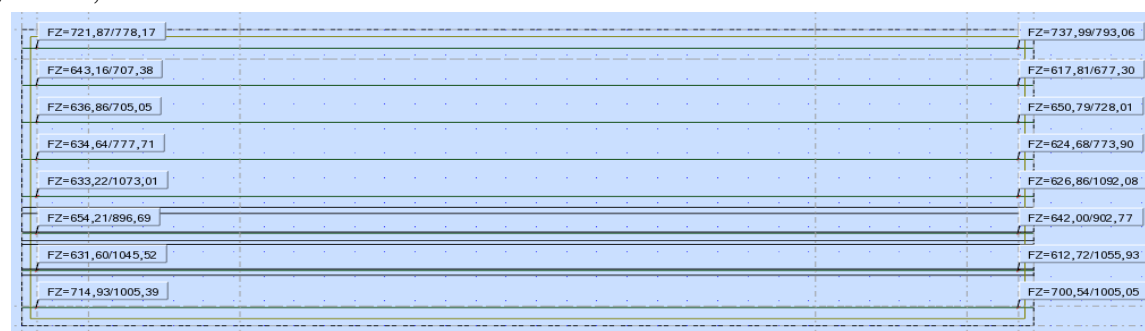
1,35G+1,6 (B<sub>C3</sub>+S<sub>T</sub>) :



1,35G+1,35D240 :



1,35G+1,35MC120 :



## Annexe C

➤ Ferrailage longitudinal du chevêtre :

Calcul de Section en Flexion Simple

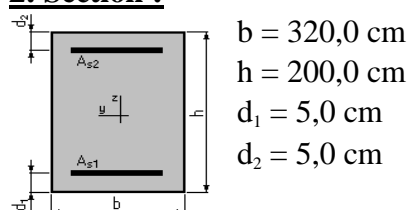
### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  (MPa)

Acier :  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte des armatures comprimées.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### 2. Section :





### 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	983,90	-2241,91
Etat Limite de Service	730,75	-1665,07
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 62,4 \text{ cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 62,4 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s\min} = 62,4 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 0,20 \%$
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \%$

#### Analyse par Cas :

Cas ELU	$M_{\max} = 983,90 \text{ kN.m}$	$M_{\min} = -2241,91 \text{ kN.m}$	
Coefficient de sécurité :	2,32		Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 7,1 \text{ cm}$		
Bras de levier :	$Z = 192,2 \text{ cm}$		
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 0,38 \%$		
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00 \%$		
Contrainte de l'acier :			
Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$		
Comprimée :	$\sigma'_s = 22,30 \text{ MPa}$		

Cas ELS	$M_{\max} = 730,75 \text{ kN.m}$	$M_{\min} = -1665,07 \text{ kN.m}$	
Coefficient de sécurité :	1,74		
Position de l'axe neutre :	$y = 28,9 \text{ cm}$		
Bras de levier :	$Z = 185,4 \text{ cm}$		
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 0,7 \text{ MPa}$		
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$		
Contrainte de l'acier :			
Tendue :	$\sigma_s = 10,3 \text{ MPa}$		
Comprimée :	$\sigma'_s = 10,3 \text{ MPa}$		
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ MPa}$		

#### ➤ Ferrailage longitudinal de la semelle :

#### Calcul de Section en Flexion Simple

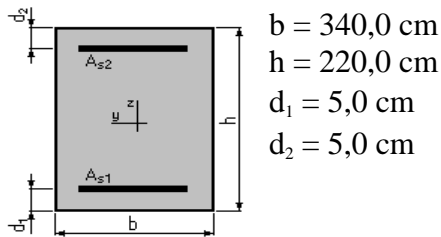
#### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0 \text{ MPa}$

Acier :  $f_c = 500,0 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section :



## 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN.m)	$M_{\min}$ (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9839,00	0,00
Etat Limite de Service	7313,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

## 4. Résultats :

### Sections d'Acier :

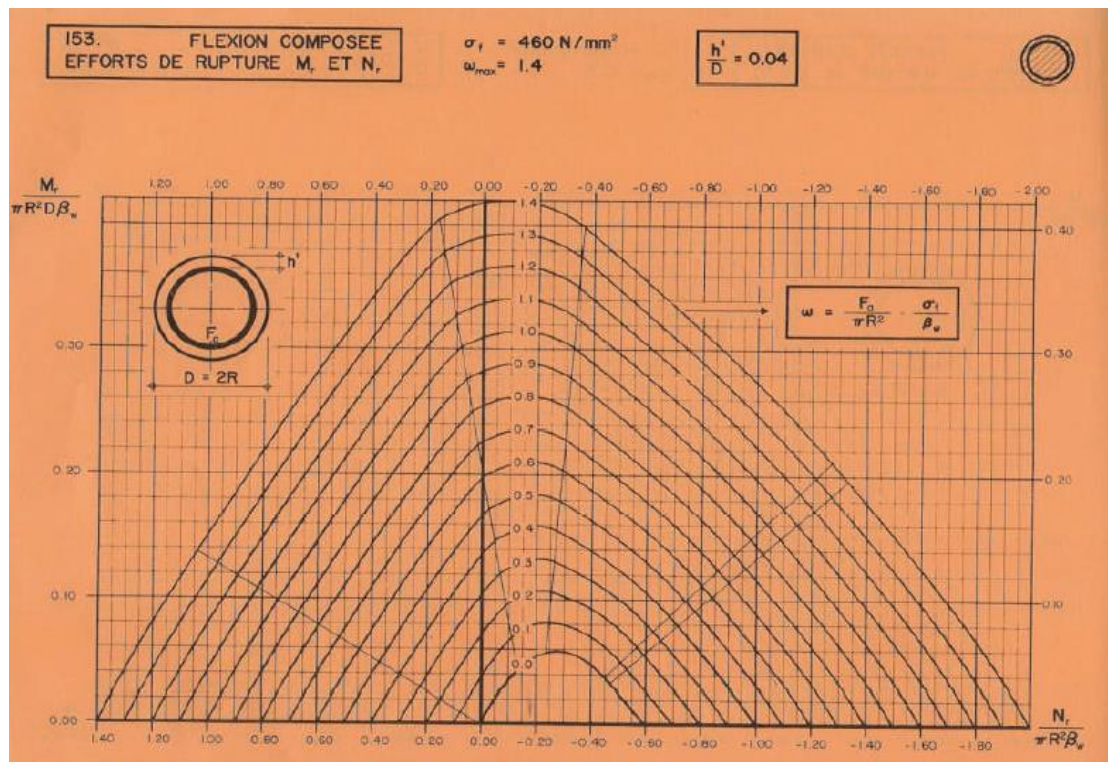
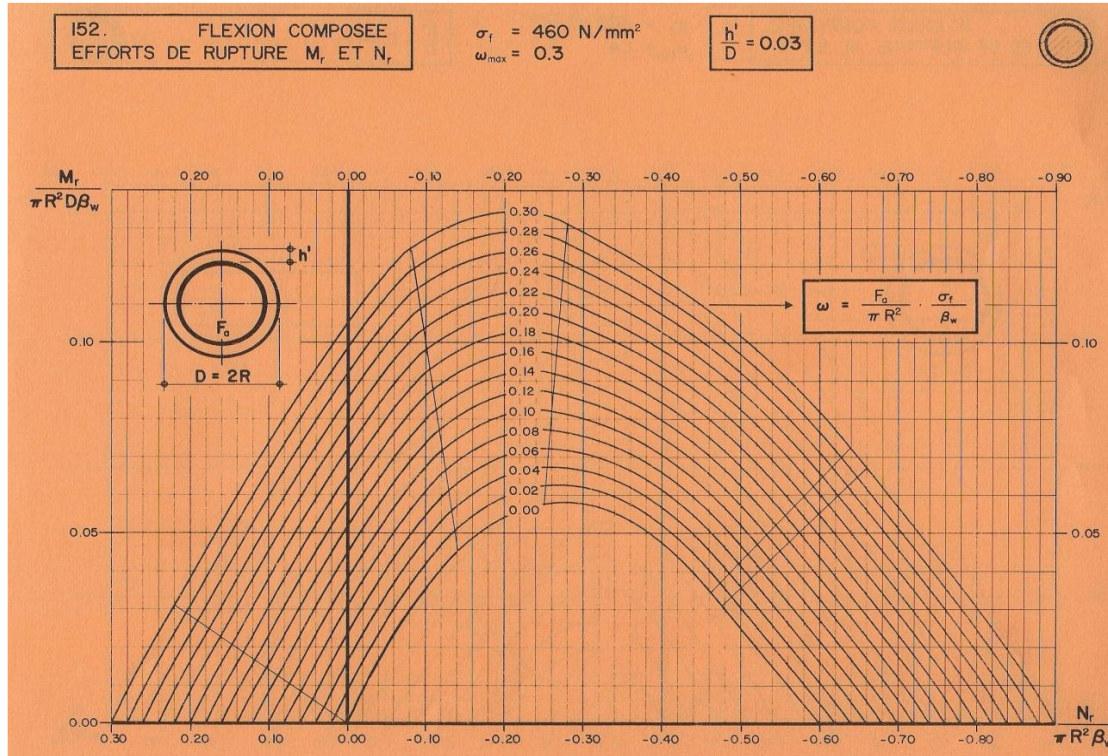
Section théorique	$A_{s1} = 145,9 \text{ cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \min} = 86,0 \text{ cm}^2$
Théorique	$r = 0,17 \%$
Minimum	$r_{\min} = 0,10 \%$

### Analyse par Cas :

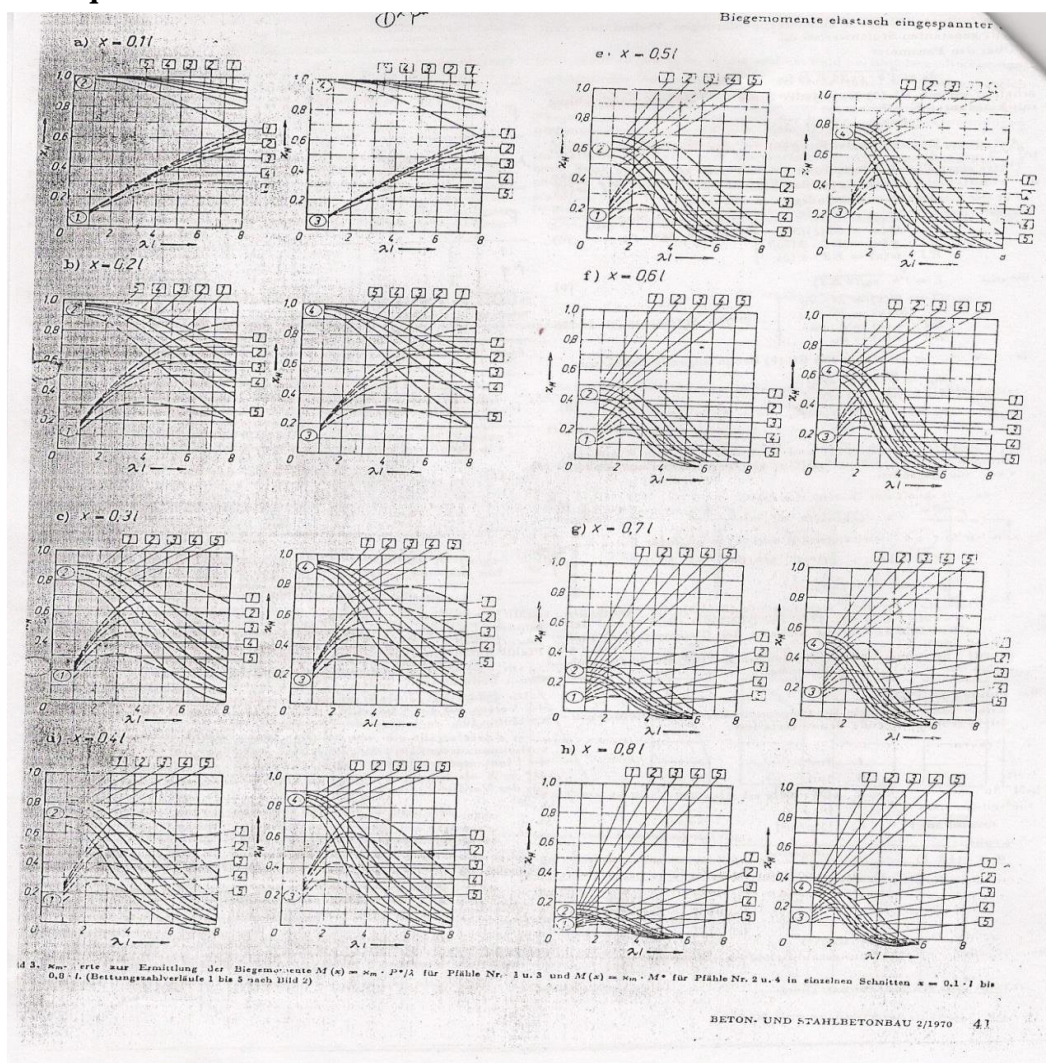
Cas ELU	$M_{\max} = 9839,00 \text{ kN.m}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ kN.m}$
Coefficient de sécurité :	1,35	Pivot : A
Position de l'axe neutre :	$y = 14,0 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 209,4 \text{ cm}$	
Déformation du béton :	$\varepsilon_b = 0,70 \text{ ‰}$	
Déformation de l'acier :	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$	

Cas ELS	$M_{\max} = 7313,00 \text{ kN.m}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ kN.m}$
Coefficient de sécurité :	1,00	
Position de l'axe neutre :	$y = 43,3 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 200,6 \text{ cm}$	
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 4,2 \text{ MPa}$	
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 250,0 \text{ MPa}$	
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ MPa}$	

➤ ABAQUE WALTER



➤ **Abaque de Werner**



**Efforts de poussée des terres**

Désignation	H(m)	Condition sismique	Application numérique	F <sub>p</sub> (KN)
Mur garde grève + mur frontal + semelle	9,95	Cas n°1	0,5 x 20 x 0,333 x 9,95 <sup>2</sup>	329,68
		Cas n°2	0,5 x 20 x 0,502 x 9,95 <sup>2</sup>	497
		Cas n°3	0,5 x 20 x 0,518 x 9,95 <sup>2</sup>	512,84
		Cas n°4	0,5 x 20 x 0,538 x 9,95 <sup>2</sup>	532,64

**Valeurs des poussées dues aux surcharges de remblai**

Désignation	h(m)	L(m)	Condition sismique	Application numérique	F <sub>p</sub> (KN)
Mur garde grève + mur frontal	8,45	11	Cas n°1	10 x 8,45 x 11 x 0,333	309,52
			Cas n°2	10 x 8,45 x 11 x 0,502	466,6
			Cas n°3	10 x 8,45 x 11 x 0,518	481,48
			Cas n°4	10 x 8,45 x 11 x 0,538	500,1
Semelle	1,50	13,2	Cas n°1	10 x 1,5 x 13,2 x 0,333	65,934
			Cas n°2	10 x 1,5 x 13,2 x 0,502	99,4
			Cas n°3	10 x 1,5 x 13,2 x 0,518	102,57
			Cas n°4	10 x 1,5 x 13,2 x 0,538	106,53

Valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes

Sollicitation	Condition sismique	Efforts P(KN)	Efforts horizontaux $K_h.P(KN)$	Efforts verticaux $(1 \pm K_v).P(KN)$	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	$M_r$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)
Mur garde grève	Cas n°1	173,25	0	173,25	4,95	8,9	0	857,6
	Cas n°2		43,32	186,25			385,5	922
	Cas n°3		43,32	173,25			385,5	857,6
	Cas n°4		43,32	160,26			385,5	793,3
Poids du mur frontal	Cas n°1	2444,75	0	2444,75	3,8	4,7	0	9290
	Cas n°2		611,19	2628,1			2872,6	9986,8
	Cas n°3		611,19	2444,75			2872,6	9290
	Cas n°4		611,19	2261,4			2872,6	8593,3
Poids du mur en retour	Cas n°1	1220	0	1220	8,07	6,35	0	9845,4
	Cas n°2		305	1311,5			1936,75	10583,8
	Cas n°3		305	1220			1936,75	9845,4
	Cas n°4		305	1128,5			1936,75	9107
Poids de la Semelle	Cas n°1	4752	0	4752	4,8	0,75	0	22809,6
	Cas n°2		1188	5108,4			891	24520,32
	Cas n°3		1188	4752			891	22809,6
	Cas n°4		1188	4395,6			891	21098,9
Poids de la dalle de transition	Cas n°1	495	0	495	7,5	8,8	0	3712,5
	Cas n°2		123,75	532,125			1089	3990,9
	Cas n°3		123,75	495			1089	3712,5
	Cas n°4		123,75	457,9			1089	3434,25
Corbeau	Cas n°1	136,125	0	136,125	4,65	7,75	0	633
	Cas n°2		34,03	146,34			263,7	681
	Cas n°3		34,03	136,125			263,7	633
	Cas n°4		34,03	125,92			263,7	585,5

Poids des terres sur la semelle	Cas n°1	11243,24	0	11243,24	7	5,7	0	78695,7
	Cas n°2		2810,81	12086,5			16021,6	84605,5
	Cas n°3		2810,81	11243,24			16021,6	78695,7
	Cas n°4		2810,81	10400			16021,6	72800
Poids des terres sur dalle de transition	Cas n°1	1320	0	1320	7,5	9,45	0	9900
	Cas n°2		330	1419			3118,5	10642,5
	Cas n°3		330	1320			3118,5	9900
	Cas n°4		330	1221			3118,5	9157,5

Valeurs de la somme des sollicitations pour les différents cas

Sollicitations	Condition sismique	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)
La somme	Cas n°1	699,2	20330,25	2913	126522,3
	Cas n°2	6046,17	21855	29432,4	136012,1
	Cas n°3	6170,2	20330,25	29572,5	126522,3
	Cas n°4	6212,2	18805,5	29747,6	117033,36

### Evaluations des efforts dus au tablier

Sollicitations	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)
G <sub>max</sub> Tablier	-	3904,868	4,2	-	-	16400,44
Surcharge (A1)	-	1790,746	4,2	-	-	7521,10
Surcharge excpt (Bc)	-	1449,26	4,2	-	-	6086,9
Surcharge (Mc120)	-	1068,685	4,2	-	-	4488,47
Surcharges excpt (D240)	-	1711,111	4,2	-	-	7186,66
St	-	50	4,2	-	-	210
Freinage (A1)	152,936	-	-	9,95	1521,7	-
Freinage (Bc)	300	-	-	9,95	2985	-

### Combinaison des efforts à ELS et ELU

Cas	Combinaisons	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	M <sub>r</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	ΔM(KN.m)
ELS	G	699,2	24235,12	2913	142922,74	140009,74
	G + 1,2 A(l)	852,1	26384	4739	151948	147209
	G + 1,2 Bc	999,2	25974,23	6495	150227	143732
	G + Mc 120	699,2	25303,8	2913	147411,21	144498,21
	G + D240	699,2	25946,231	2913	150109,4	147196,4
ELU	1,35G	943,92	32717,4	3932,55	192945,7	189013,15
	1,35G+1,6 A(l)	1188,62	35582,612	6367,27	204979,46	198612,2
	1,35G + 1,6 Bc	1423,92	35036,2	8708,55	202684,75	193976,2
	1,35G + 1,35Mc120	943,92	34160,14	3932,55	199005,18	195072,65
	1,35G + 1,35D240	943,92	35027,4	3932,55	202647,7	198715,2

### Les efforts agissant sur le mur frontal

Sollicitation	Efforts verticaux (KN)	Efforts horizontaux (KN)	Bras de levier horizontal (m)	Bras de levier vertical (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
Mur frontal	2444,75	-	0,7	-	-	1711,33
Mur garde grève	173,25	-	1,25	-	-	216,56
Dalle de transition	495	-	4,4	-	-	2178
Poussée des terres sur mur	-	237,8	-	2,82	670,6	-

frontal + mur garde grève						
Poussée des surcharges sur mur frontal + mur G.G	-	309,52	-	4,23	1309,27	-
La somme	3113	547,32	-	-	1979,87	4105,89
G <sub>max</sub> Tablier	3904,868	-	1,5	-	-	5857,3
Surcharge (Al)	1790,746	-	1,5	-	-	2686,11
Surcharge excpt (Bc)	1449,26	-	1,5	-	-	2173,9
Surcharge (Mc120)	1068,685	-	1,5	-	-	1603
Surcharges excpt (D240)	1711,111	-	1,5	-	-	2566,66
St	50	-	1,5	-	-	75
Freinage (Al)	-	152,936	-	8,45	1292,3	-
Freinage (Bc)	-	300	-	8,45	2535	-

#### Combinaison des efforts à ELS et ELU

Cas	Combinaisons	Efforts horizontaux (KN)	Efforts verticaux (KN)	M (KN.m)
ELS	G	237,8	7017,86	9963,19
	G + 1,2 A(l)	390,73	9166,75	13186,53
	G + 1,2 Bc	537,8	8756,97	12571,9
	G + Mc 120	237,8	8086,55	11566,2
	G + D240	237,8	8728,97	12529,86
ELU	1,35G	321	9474,1	13450,32
	1,35G+1,6 A(l)	565,7	12339,3	17748
	1,35G + 1,6 Bc	801	11792,9	16928,56
	1,35G + 1,35Mc120	321	10544,13	15614,37
	1,35G + 1,35D240	321	11784	14556,97

➤ **Evaluation des réactions dues au tablier sur la culée C01 et estimation de la section d'acier.**

○ **Evaluation des efforts :**

Le calcul a été fait par un calcul automatique d'une feuille Excel :

Tableau récapitulatif			
	Charge	Culée	Pile
	Rg	3904,87	7809,74
	R(Al)	1793,75	2408,79
	Rbc	1632,65	1787,22
	Rmc120	1068,69	1146,06
	Rd240	1711,11	2100,00
	St	50,10	100,20



○ **Evaluation de la section d'acier :**

A- Pieux L = 13,4 ml :

**Calcul de Section en Flexion Composée**

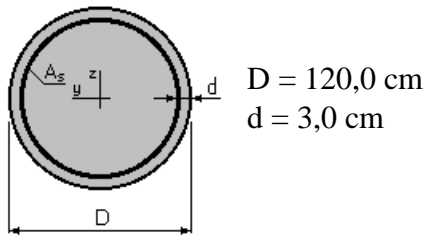
**1. Hypothèses :**

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  MPa

Acier :  $f_e = 500,0$  MPa

- Fissuration préjudiciable.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

**2. Section :**



**3. Efforts appliqués :**

Cas N°	Type	N(KN)	M(KN×m)
1.	ELS	1821,25	2478,96

**4. Résultats :**

**Sections d'acier :**

Section théorique	$A_s = 238,1 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 22,6 \text{ cm}^2$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 565,5 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 2,11 \%$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \%$
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \%$

Analyse par Cas :

**Cas N° 1: Type ELS      N = 1821,25 KNM<sub>y</sub> = 2478,96 (KN×m)**

Coefficient de sécurité :	1,00
Position de l'axe neutre :	$y = 51,8 \text{ cm}$
Bras de levier :	$Z = 95,2 \text{ cm}$
Contrainte maxi du béton :	$\sigma_b = 13,3 \text{ MPa}$
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 250,0 \text{ MPa}$
Comprimée :	$\sigma_s' = 186,6 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ MPa}$

B- Mur frontal :

## Calcul de Section en Flexion Composée

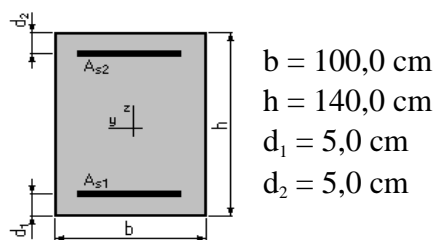
### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  MPa

Acier :  $f_e = 500,0$  MPa

- Fissuration non préjudiciable.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul en poteau.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### 2. Section :



### 3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N(KN)	M(KN×m)
1.	ELS	833,34	1198,77
2.	ELU	1121,75	1613,45

### 4. Résultats :

#### Sections d'acier :

Section théorique	$A_{s1} = 15,8$ cm <sup>2</sup>
Section théorique	$A_{s2} = 15,8$ cm <sup>2</sup>
Section minimum	$A_{s\ min} = 28,0$ cm <sup>2</sup>
Section maximum	$A_{s\ max} = 700,0$ cm <sup>2</sup>
Théorique	$\rho = 0,23$ %
Minimum	$\rho_{\min} = 0,20$ %
Maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ %

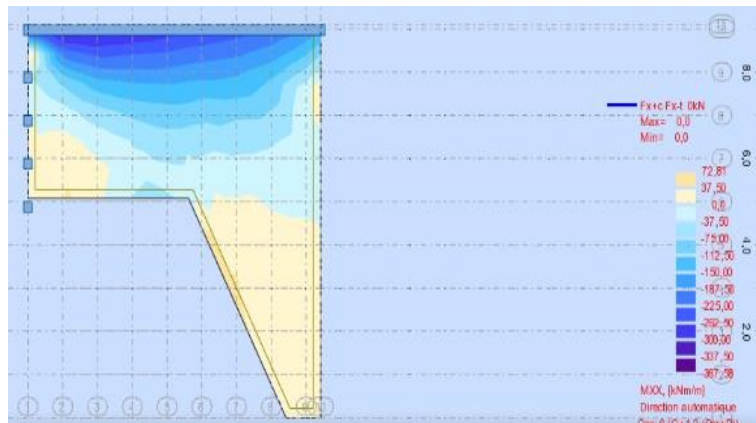
#### Analyse par Cas :

**Cas N° 1: Type ELS N = 833,34 KN      M = 1198,77 (KN×m)**

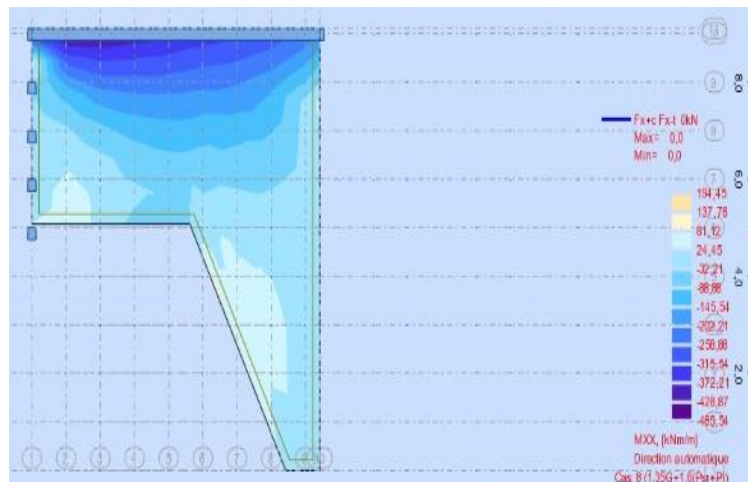
Coefficient de sécurité :	1,41
Position de l'axe neutre :	$y = 32,8$ cm
Bras de levier :	$Z = 124,1$ cm
Contrainte max du béton :	$\sigma_b = 7,6$ MPa
Contrainte limite :	$0,6 f_{cj} = 15,0$ MPa
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 355,3$ MPa
Comprimée :	$\sigma'_s = 96,4$ MPa
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\ lim} = 500$ MPa

**Cas N 2: Type ELU**    **N = 1121,75 (KN)**    **M = 1613,45 (KN×m)**

Coefficient de sécurité : 1,00    Pivot : A  
Position de l'axe neutre :  $y = 13,9$  cm  
Bras de levier :  $Z = 129,4$  cm  
Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10,00$  %  
Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1,15$  %  
Contrainte de l'acier :  $\sigma_s = 434,8$  MPa  
Tendue: Comprimée :  $\sigma'_s = 147,3$  MPa



Ferraillage de mur frontal à l'ELS



Ferraillage de mur frontal à l'ELU

C- Mur garde grève :

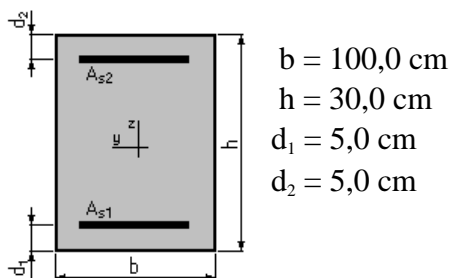
**Calcul de Section en Flexion Simple**

**1. Hypothèses :**

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  MPa    Acier :  $f_e = 500,0$  MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section :



## 3. Moments appliqués :

	$M_{\max}(\text{KN}\times\text{m})$	$M_{\min}(\text{KN}\times\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	152,23	0,00
Etat Limite de Service	114,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

## 4. Résultats :

### Sections d'acier :

Section théorique	$A_{s1} = 21,0 \text{ cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s\min} = 2,8 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 0,84 \%$
Minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \%$

### Analyse par Cas :

**Cas ELU**      $M_{\max} = 152,23 \text{ (KN}\times\text{m)}$       $M_{\min} = 0,00 \text{ (KN}\times\text{m)}$

Coefficient de sécurité :	1,31	Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 8,1 \text{ cm}$	
Bras de levier :	$Z = 21,8 \text{ cm}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50 \text{ ‰}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 7,37 \text{ ‰}$	
Contrainte de l'acier :		
Tendue :	$\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$	

**Cas ELS**      $M_{\max} = 114,04 \text{ (KNxm)}$       $M_{\min} = 0,00 \text{ (KNxm)}$

Coefficient de sécurité :	1
Position de l'axe neutre :	$y = 9,8 \text{ cm}$
Bras de levier :	$Z = 21,7 \text{ cm}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,7 \text{ MPa}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 250,0 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier :	$\sigma_{s\lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

D- Dalle de transition :

## Calcul de Section en Flexion Simple

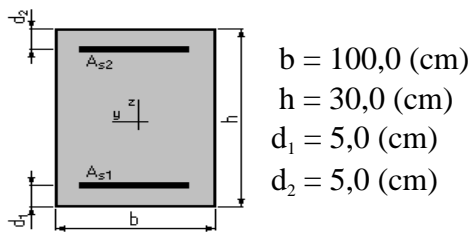
### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0$  MPa

Acier :  $f_c = 500,0$  MPa

- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte des armatures comprimées.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

### 2. Section :



### 3. Moments appliqués :

	$M_{max}(KN \times m)$	$M_{min}(KN \times m)$
Etat Limite Ultime (fondamental)	229,40	0,00
Etat Limite de Service	173,93	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 32,9$ cm <sup>2</sup>
Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ cm <sup>2</sup>
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,8$ cm <sup>2</sup>
Théorique	$\rho = 1,32$ %
Minimum	$\rho_{min} = 0,11$ %

#### Analyse par Cas :

**Cas ELU**      $M_{max} = 229,40$  (kN\*m)      $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité :	1,24    Pivot : B
Position de l'axe neutre :	$y = 12,6$ cm
Bras de levier :	$Z = 20,0$ cm
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 3,50$ ‰
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 3,43$ ‰
Contrainte de l'acier :	
Tendue :	$\sigma_s = 434,8$ MPa

**Cas ELS**      $M_{max} = 173,93$  (kN\*m)      $M_{min} = 0,00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité :	1
Position de l'axe neutre :	$y = 11,5$ cm

Bras de levier :  $Z = 21,2 \text{ cm}$   
 Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 14,3 \text{ MPa}$   
 Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$   
 Contrainte de l'acier :  
     Tendue :  $\sigma_s = 250,0 \text{ MPa}$   
 Contrainte limite de l'acier :  $\sigma_{s, \text{lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

E- Corbeau :

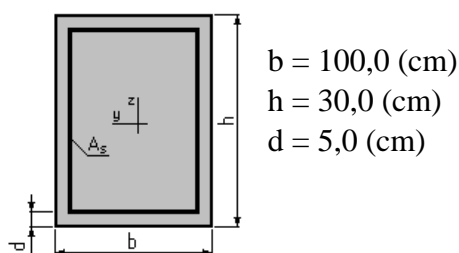
### Calcul d'une Section Comprimée

#### 1. Hypothèses :

Béton:  $f_{c28} = 25,0 \text{ MPa}$       Acier:  $f_e = 500,0 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable.
- Prise en compte de l'élançement.
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques.
- Charges appliquées après 90 jours.
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

#### 2. Section :



#### 3. Forces :

	N (KN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	152,93
Etat Limite de Service	115,95
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

#### 4. Résultats :

##### Résistance des Matériaux :

Section brute	$B = 3000,0 \text{ cm}^2$	Section réduite	$B_r = 2744,0 \text{ cm}^2$
Long flambement	$l_{fy} = 3,0 \text{ m}$	Long flambement	$l_{fz} = 3,0 \text{ m}$
Inertie	$I_y = 225000,0 \text{ cm}^4$	Inertie	$I_z = 2500000,0 \text{ cm}^4$
Rayon de giration	$i_y = 8,7 \text{ cm}$	Rayon de giration	$i_z = 28,9 \text{ cm}$
Elançement	$\lambda_y = 34,6$	Elançement	$\lambda_z = 10,4$
	$\alpha = 0,71$	$N_u$ (béton seul)	$= 3611,67 \text{ KN}$

##### Béton:

$\sigma(\text{ELS}) = 0,4 \text{ MPa}$        $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$

## Acier:

Section théorique	$A_s = 10,4 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ cm}^2$
Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 150,0 \text{ cm}^2$
Théorique	$\rho = 0,35 \%$
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,35 \%$
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \%$

F- Mur en retour :

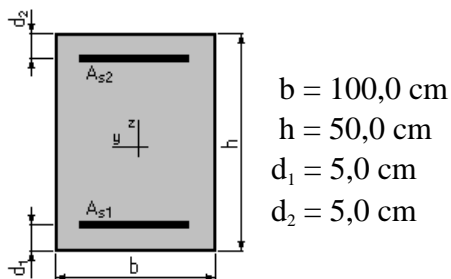
## Calcul de Section en Flexion Simple

### 1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28} = 25,0 \text{ MPa}$       Acier:  $f_e = 500,0 \text{ MPa}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section :



### 3. Moments appliqués :

	$M_{\text{max}} \text{ (KN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (KN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	194,45	0,00
Etat Limite de Service	72,81	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

### 4. Résultats :

#### Sections d'acier :

Section théorique	$A_{s1} = 10,3 \text{ cm}^2$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ cm}^2$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4,5 \text{ cm}^2$		
Théorique	$\rho = 0,23 \%$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (}\%)$		

#### Analyse par Cas:

Cas ELU       $M_{\text{max}} = 194,45 \text{ (kN*m)}$        $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:      1,00      Pivot: A

Position de l'axe neutre :       $y = 4,0 \text{ cm}$

Bras de levier :  $Z = 43,4 \text{ cm}$   
 Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,96 \text{ ‰}$   
 Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00 \text{ ‰}$   
 Contrainte de l'acier:  
 Tendue:  $\sigma_s = 434,8 \text{ MPa}$

**Cas ELS**  $M_{\max} = 72,81 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:  $1,47$   
 Position de l'axe neutre :  $y = 10,3 \text{ cm}$   
 Bras de levier :  $Z = 41,6 \text{ cm}$   
 Contrainte maxi du béton :  $\sigma_b = 1,7 \text{ MPa}$   
 Contrainte limite :  $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ MPa}$   
 Contrainte de l'acier:  
 Tendue:  $\sigma_s = 19,2 \text{ MPa}$   
 Contrainte limite de l'acier:  
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ MPa}$

Tabulka C.100. Spojení jedničkových momentových ploch  
 (výpočet integrálu  $\int M_1 M_2 dx$ )

$M_1 \backslash M_2$								
	$acl$	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{2}al(c+d)$	$\frac{1}{2}al(c-d)$	$\frac{1}{2}adl$	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}adl$
	$\frac{1}{2}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{6}al(2c+d)$	$\frac{1}{6}al(2c-d)$	$\frac{1}{6}adl$	$\frac{1}{6}ac(l+f)$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}adl$
	$\frac{1}{2}bcl$	$\frac{1}{6}bcl$	$\frac{1}{6}bl(c+2d)$	$\frac{1}{6}bl(c-2d)$	$\frac{1}{3}bdl$	$\frac{1}{6}bc(l+d)$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{4}bdl$
	$\frac{1}{2}(a+b)cl$	$\frac{1}{6}(2a+b)cl$	$\frac{l}{6}[a(2c+d)+b(c+2d)]$	$\frac{l}{6}[a(2c-d)+b(c-2d)]$	$\frac{1}{6}dl(a+2b)$	$\frac{c}{6}[a(l+f)+b(l+d)]$	$\frac{1}{12}cl(3a+b)$	$\frac{1}{12}dl(a+3b)$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{3}al(c+d)$	$\frac{1}{3}al(c-d)$	$\frac{1}{3}adl$	$\frac{1}{3l}ac(l^2+df)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{5}adl$
	$\frac{1}{3}acl$	$\frac{1}{4}acl$	$\frac{1}{12}al(3c+d)$	$\frac{1}{12}al(3c-d)$	$\frac{1}{12}adl$	$\frac{1}{12l}ac(d^2+3fl)$	$\frac{1}{5}acl$	$\frac{1}{30}adl$
	$\frac{1}{3}bcl$	$\frac{1}{12}bcl$	$\frac{1}{12}bl(c+3d)$	$\frac{1}{12}bl(c-3d)$	$\frac{1}{4}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(3ld+f^2)$	$\frac{1}{30}bcl$	$\frac{1}{5}bdl$
	$\frac{2}{3}acl$	$\frac{5}{12}acl$	$\frac{1}{12}al(5c+3d)$	$\frac{1}{12}al(5c-3d)$	$\frac{1}{4}adl$	$\frac{1}{12l}ac(5l^2-dl-d^2)$	$\frac{3}{10}acl$	$\frac{2}{15}adl$
	$\frac{2}{3}bcl$	$\frac{1}{4}bcl$	$\frac{1}{12}bl(3c+5d)$	$\frac{1}{12}bl(3c-5d)$	$\frac{5}{12}bdl$	$\frac{1}{12l}bc(5l^2-fl-f^2)$	$\frac{2}{15}bcl$	$\frac{3}{10}bdl$

o značí vrchol kvadratické paraboly