

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Supérieure Polytechnique**

**Département de Génie Civil**

**Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (L.G.S.D.S)**



المدرسة الوطنية العليا للتقنيات  
Ecole Nationale Supérieure Polytechnique

**Projet de fin d'études**

**Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie  
Civil**

**Etude d'un pont caisson**

**mixte acier-béton**

Réalisé par :

FEDDAG MOURAD

CHEMALI BADDREDINE

proposé par :

S.A.E.T.I

Encadré par

Mme D. CHERID

Mme H.MOHABDDINE

2008/2009

# Remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous tenons aussi à remercier, nos deux promoteurs, Mme CHERID et Mme MOHABDDINE pour leur suivi et leurs conseils durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce projet. En particulier : M. Djerir l'ingénieur d'étude à la SAPTA.

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nous remercions, ainsi, les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail.

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ❖ *Mon frère et mes sœurs et à toute la famille FEDDAG*
- ❖ *Mes amis sans exception.*

**Mourad**

Je dédie ce modeste travail à :

**Mes parents,**

**Mes frères,**

**Toute ma famille,**

**Ainsi qu'à tous mes amis.**

**Badreddine**

## المخلص

يهدف هذا العمل إلى تصميم ودراسة جسر مختلط. المشروع هو جسر منحنى ذو نصف قطر 125 متر. الجسر يتكون من أربع مقاطع. مقطعان جانبيين ذوا 58 متر ومقطعان وسطيان ذوا 80 متر. يرتكز هذا الجسر على خمسة مساند من الخرسانة المسلحة. يبلغ عرض الجسر 10.5 متر مع وجود رصيفين عرضهما 1.75 متر.

تم اختيار هذا النوع من الجسور على أساس مختلف العوامل الطبيعية والاقتصادية للمشروع.

بعد حساب مختلف القوى بواسطة روبوبات قمنا بمقارنة مختلف القوى المتحصل عليها بالقوى التي يمكن للجسر تحملها مع الأخذ بعين الاعتبار توصيات CM و BAEI

الكلمات المفتاحية: جسر مختلط, مساند, جسر منحنى

## RÉSUMÉ

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont mixte hyperstatique, à deux voies de circulation. L'ouvrage comporte quatre travées; deux travées centrales de 80m de portée et deux travées de rive de 58m de portée. Sa largeur est de 10.5 m, il est bordé de deux trottoirs et deux glissières de sécurité.

Cette variante à été choisit sur la base des différentes contraintes imposées, des données naturelles et économiques du projet.

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel Robot Millenium, ensuite on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et flexion, conformément aux règlements en vigueur.

Mots clés : pont mixte, caisson, pont courbe, poutres métalliques.

## ABSTRACT

The aim of this work is the study and the design of a composite box girder bridge. It has two lanes, its length is 276 m, and its width is 10.5 m bordered of two slides of security. The deck based on five supports.

The option was chosen on the basis of the various constraints imposed natural and economic data of the project.

The modeling is made using the software ROBOT Millennium.

Keyword: composite bridge, box girder.

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
------------------------------------	----------

## CHAPITRE I : CONCEPTION GENERALE

I.1 Présentation et description de l'ouvrage .....	3
I.2 Données fonctionnelles .....	4
I .2.1 Données relatives à l'obstacle franchi .....	4
I .2.2 Données relatives à la voie portée .....	4
A) Tracé en plan .....	4
B) Profil en long .....	4
C) Profil en travers .....	4
I.3 Caractéristiques du site .....	5
I.3.1 Données géotechniques .....	5
I.3.2 Données topographiques .....	5
I.3.3 Données sismologiques .....	5
I.3.4 Données climatiques .....	5
A) La température .....	5
B) Le vent .....	5
I.4 Proposition de variante .....	6
I .4.1 Comment se pose le problème du choix .....	6
I.4.2 Variante N 1 : ponts en voussoirs préfabriqués à inertie constante .....	7
A) Avantages de la variante .....	7
B) Inconvénients de la variante .....	8
I.4.3 Variante N 2 : Pont caisson mixte .....	8
A) Avantages de la variante .....	8
B) Inconvénients de la variante .....	9
I.4.4 Tableau de comparaison .....	9
I.4.4 Choix de la variante .....	9
I.5 Pré-dimensionnement de la poutre mixte .....	10
I.5.1 Epaisseur de la dalle .....	10
I.5.2 Pré-dimensionnement de la poutre .....	10
A) L'élançement de la poutre .....	10
B) Dimension des semelles .....	11
I.6 Modélisation de la structure .....	11

---



---

**CHAPITRE II LES PONTS CAISSONS MIXTES ACIER-BETON**


---



---

II.1 Introduction .....	13
II.2 Conception générale des poutres en caisson .....	14
II .3 Cas d'utilisation de la poutre caisson .....	14
II.4 Eléments constitutifs du tablier à poutre en caisson .....	15
II.4 .1 La poutraison .....	15
A) Forme du caisson .....	16
B) Entretoisement des tabliers en caisson.....	16
C) Raidissage de la charpente principale .....	18
II.4.2 le platelage .....	19
A) La dalle en béton armé participante .....	19
B) Fonctions de la dalle .....	20
1) Résistance en flexion locale .....	20
2) Résistance en flexion d'ensemble et connexion de la dalle .....	20
II. 4.3 Les équipements .....	21
1) Étanchéité et couche de roulement .....	22
2) Joints de chaussée .....	22
3) Dispositifs de retenue .....	22
4) Corniches .....	23
5) Appareils d'appui .....	23

---



---

**CHAPITRE III CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**


---



---

III.1 Introduction .....	24
III.2 Le béton .....	24
III.2.1 Résistance à la compression .....	24
III.2.2 Résistance à la traction .....	24
III.2.3 Contrainte admissible à la compression .....	25
III.2.4 Module de déformation longitudinal du béton E .....	25
III.2.5 Coefficient de Poisson .....	25
III.2.6 Diagramme de déformation.....	26
III.3 Les Aciers .....	26
III.3.1 Les aciers d'armatures du béton .....	26
III.3.2 Les caractéristiques de calcul .....	26
III.3.3 Aciers pour la charpente .....	28

---



---

**CHAPITRE IV CHARGES ET SURCHARGES**


---



---

IV.1 Introduction .....	29
IV.2 Les charges permanentes .....	29
IV.2.1 Les éléments porteurs (charge permanente CP) .....	29
a) Poids propre de la dalle .....	29
b) poids de la charpente .....	29
IV.2.2 les éléments non porteurs (complément des charges permanentes CCP) ...	30
a) La corniche .....	30
b) Glissière de sécurité .....	31
c) Poids propre du trottoir .....	31
d) Le garde corps .....	31
e) Le revêtement .....	31
IV.3 Calcul des surcharges .....	31
IV.3.1 Caractéristiques du pont .....	32
IV.3.2 Le système de charge A .....	32
IV.3.3 Système de charge B .....	33
A) Surcharge $B_c$ .....	34
B) Surcharge $B_t$ .....	36
C) Surcharge $B_r$ .....	37
IV.3.4 Surcharges militaires .....	37
A) Le système $M_e$ .....	38
B) Le système $M_c$ .....	38
IV.3.5 Charge exceptionnelle .....	38
IV.3.6 Surcharge de trottoir .....	39
IV.3.7 Autres surcharges .....	39
IV.4 Combinaisons de charges .....	41

---



---

**CHAPITRE V ETUDE EN PHASE D'EXECUTION**


---



---

V.1 Introduction .....	42
V.2 Les différentes étapes de réalisation de pont .....	42
V.3 Méthode d'analyse .....	42
V.3.1 Modélisation .....	43
V.4 Evaluation des sollicitations .....	46
V.5 Vérification des contraintes .....	47
V.5.1 Contraintes normales .....	47
A) Vérification pour le moment positif .....	47
B) Vérification pour le moment négatif .....	47
V.5.2 Vérification au cisaillement .....	48
V.6 Vérification du voilement du l'âme .....	48
V.7 Vérification au déversement .....	50

---



---

**CHAPITRE VI ETUDE EN PHASE DE SERVICE**


---



---

VI.1 Dimensionnement de la dalle en béton armé .....	57
VI.1.1 Fonctionnement .....	57
VI.1.2 Calcul des moments .....	58
VI.1.3 Combinaisons aux états limites .....	64
1) État limite ultime ELU .....	64
2) Etat limite de service .....	64
VI.1.4 Détermination des armatures .....	65
1) Hypothèse .....	65
2) Section d'acier en S1 .....	67
3) Section d'acier en S2 .....	69
VI.2 Caractéristique de la section mixte .....	71
VI. 2.1 Caractéristiques géométriques de la section d'acier .....	71
A) Détermination de $Y_G$ centre de gravité de la section d'acier .....	72
B) Détermination de l'inertie de la section d'acier .....	73
VI.2.2 Caractéristiques géométriques de la section de béton .....	75
VI.3 justification de la section mixte .....	76
VI.3.1 Justification à l'état limite de service ELS .....	76
VI.3.1.1 caractéristique de la section mixte .....	76
A) Comportement de la section mixte pour un moment positif .....	76
B) Comportement de la section mixte pour un moment négatif .....	77
VI.3.1.2 Sollicitation à l'ELS .....	78
VI.3.1.3 Vérification des contraintes .....	79
A) Vérification des contraintes dues aux moments positifs .....	79
B) Vérification des contraintes dues aux moments négatifs .....	79
VI.3.2 Justification à l'état limite ultime ELU .....	80
VI.3.2 .1 Caractéristique de la section mixte .....	80
A) Comportement de la section mixte pour un moment positif .....	81
B) Comportement de la section mixte pour un moment négatif .....	83
VI.3.2 .2 Sollicitation à l'ELU .....	85
VI.3.2 .3 Vérification de la résistance de la section à L'ELU .....	86
VI.3.3 Vérification au cisaillement .....	86
VI.3.4 Vérification au voilement de l'âme .....	88
VI.3.4 Vérification des raidissages verticaux .....	90
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>92</b>
<b>Référence bibliographique .....</b>	<b>93</b>

---

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

### Introduction générale

Les ouvrages d'art, notamment les ponts, constituent la base pour tout développement économique et sociale d'un pays. Ils permettent à l'homme de relier deux points en franchissant des obstacles de diverses natures : trait d'union entre les riverains ils facilitent les échanges et raccourcissent les distances.

Cependant ces ouvrages dans leur implantation doivent répondre à plusieurs paramètres leurs permettant d'assurer leurs services pour lesquels l'opinion public exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. En effet la conception d'un pont est un long travail d'études visant à concilier diverses contraintes dont l'importance et l'ordre de prééminence varient selon les projets : données naturelles du franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts, ...etc. Par ailleurs construire rapidement est aujourd'hui une nécessité d'un point de vue économique comme écologique. Par les bouchons qu'ils génèrent, les chantiers routiers engendrent de nombreuses nuisances, ainsi en recherche constamment des méthodes de construction plus rapides.

Dans le souci de satisfaire tout ces exigences, la conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués. La démarche de conception d'un pont particulier suppose, de la part de l'ingénieur, une vaste culture technique lui permettant d'identifier les solutions les plus économiques, tirant le meilleur parti des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas prévisibles lors de l'exécution et intégrant une préoccupation esthétique forte.

En alliant les avantages de l'acier et du béton, les ponts mixtes offrent une solution économique pour de nombreux franchissements. Le succès du pont mixte tient, en outre, au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques et propriétés intrinsèques.

On exploitera

- la résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- la résistance en flexion de l'acier pour former la poutre. De nos jours, l'acier est le matériau incontournable pour les ouvrages d'art de moyenne et grande portée. Les ponts trouvent dans l'acier la possibilité de repousser toujours plus loin leurs limites structurelles, d'allier performance technique et réussite esthétique.

Ainsi l'objectif de ce modeste mémoire de fin d'étude est d'approcher le comportement d'un tablier de pont mixte à section en caisson. Pour se faire on a structuré ce travail en six chapitres.

Dans le premier chapitre, nous présentons les divers paramètres influant la conception générale d'un pont. Puis on propose la solution envisagée à partir de plusieurs variantes en prenant en considération les avantages et les limites de chacune d'elles.

Le second chapitre donne un aperçu sur les ponts mixtes à poutre en caisson métallique en présentant les différents éléments qui les constituent. Par ailleurs, pour conforter notre choix, on précise les avantages de ce genre d'ouvrages et les différents cas où ils pourront présenter un excellent choix de franchissement.

Le troisième chapitre concernera les caractéristiques des matériaux utilisés.

Ensuite, à travers le chapitre quatre, on passera à l'évaluation des charges et surcharge prise en considération dans le calcul et le dimensionnement de l'ouvrage.

Le cinquième chapitre, quant à lui, concerne l'étude de l'ouvrage en phase d'exécution ; à cet effet on fera les vérifications selon l'évolution dans le temps de la construction.

On abordera dans le sixième chapitre dans un premier temps l'étude de la dalle en béton armé qui sera dimensionnée en flexion locale. Puis on passera à l'étude de la section mixte sous les différentes sollicitations en phase de service.

En fin, nous terminerons par une conclusion générale

# **CHAPITRE I**

## ***CONCEPTION GENERALE***

## Introduction

Le concepteur des ponts a pour but de rechercher la solution la plus économique respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

En effet, une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de pré-dimensionnement s'avère indispensable pour entreprendre les études d'un pont dans un site donné.

### I.1 Présentation et description de l'ouvrage

Le présent travail a pour objet l'étude du tablier d'un pont caisson mixte acier-béton. Ce pont permettra de relier la pénétrante des Annassers et Alger via la rocade nord.

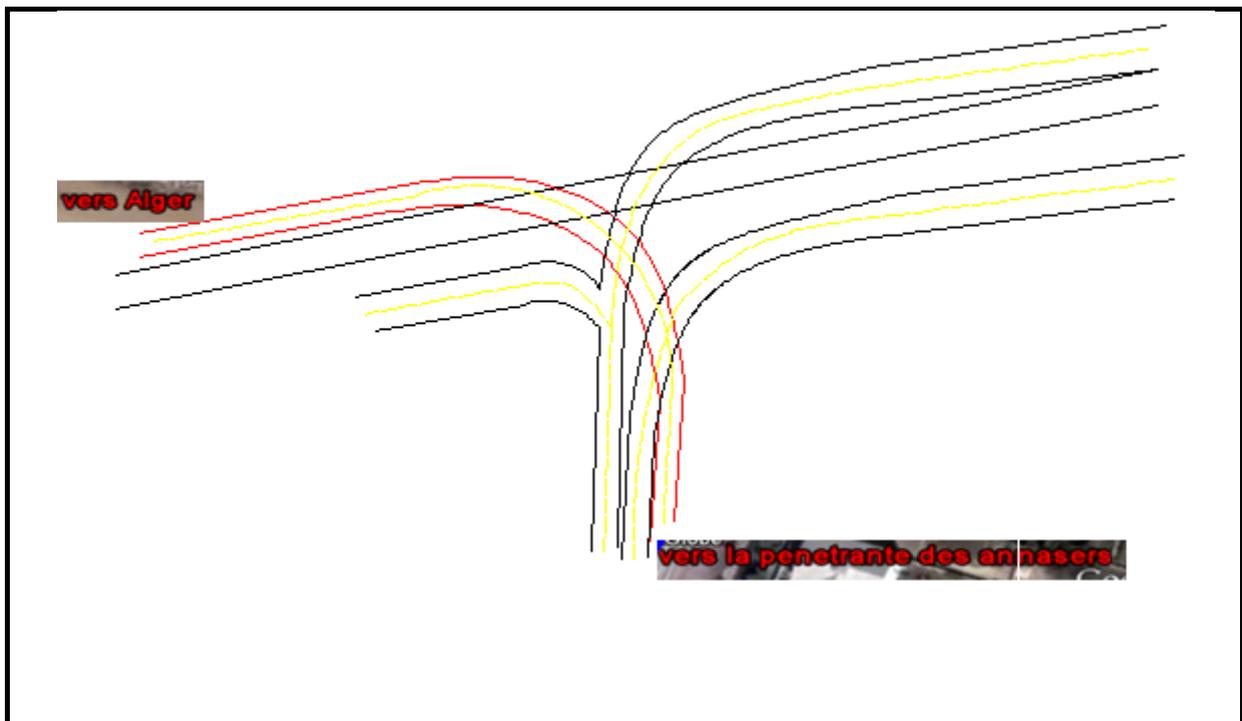


Figure I.1 Plan de situation de l'ouvrage

On se limitera dans notre étude à la partie courbe de l'ouvrage, partie qui concernera la variante choisie.

## I.2 Données fonctionnelles

Les données fixées par le maître de l'ouvrage, sont :

- Les données relatives à la voie portée qui sont le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers
- Les données relatives à l'obstacle franchi qui sont les gabarits à respecter selon l'obstacle à franchir (route, voie ferrée).

### I.2.1 Données relatives à l'obstacle franchi

L'ouvrage passe au-dessus d'un pont et d'une autoroute, ce qui a une incidence sur la conception de l'ouvrage, notamment sur les piles.

- La hauteur des piles est importante (de 14.58 m à 21.76 m).
- Les piles doivent être placées de part et d'autre de l'autoroute avec une pile au milieu, ce qui laisse une longueur importante entre les piles (80 m pour la travée centrale et 58 m pour les travées de rive).

### I.2.2 Données relatives à la voie portée

#### A) Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessiné sur un plan de situation.

En plan l'ouvrage étudié est un pont courbe d'un rayon de 125 mètres et d'une longueur de 276 mètres.

#### B) Profil en long

Le profil en long est la ligne définissant en élévation le tracé en plan, il doit être élaboré en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles, et du type d'ouvrage de franchissement envisagé.

Le profil en long de l'axe de roulement présente une pente longitudinale de 4,48%.

L'ouvrage est composé de 4 travées, deux travées de rive de 58 mètres de portée et deux travées intermédiaires de 80 mètres. Le tablier repose sur 3 piles en béton armé et deux piles-culées en béton.

#### C) Profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et Les équipements de la voie dans le sens transversal. La largeur totale de l'ouvrage est de 10,5 m, avec deux trottoirs de 1.75m chacun. Le tablier présente un devers de 4%.

### **1.3 Caractéristiques du site**

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données concernant le site et son environnement.

#### **1.3.1 Données géotechniques**

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix du type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception du projet. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance, paramètre rhéologique pour les problèmes de tassement et du fluage.

#### **1.3.2 Données topographiques**

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

#### **1.3.3 Données sismologiques**

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

La région d'Alger est classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon le règlement parasismique algérien.

#### **1.3.4 Données climatiques**

##### **A) La température**

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

##### **B) Le vent**

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (fascicule 61, Titre II) on prend une surcharge du vent répartie de  $200\text{Kg/m}^2$  soit  $0,2\text{ t/m}^2$ .

## I.4 Proposition de variante

### I .4.1 Comment se pose le problème du choix ?

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées. En effet, La conception d'un pont est un long travail d'études visant à concilier diverses contraintes (données naturelles du franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts et délais).

Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les plus appropriées, et qui feront ensuite l'objet d'études plus détaillées. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur.

Cette opération ne peut en aucune manière être automatisée, non seulement à cause de la variété et de la complexité des problèmes à résoudre, et qu'elle comporte des paramètres non quantifiable, mais aussi à cause de l'évolution des types d'ouvrages. Cette évolution, qui dure depuis des siècles et qui s'est accélérée au cours des dernières décennies, se poursuit actuellement et se poursuivra certainement. Il est donc nécessaire de se tenir continuellement au courant des variations des couts de différentes variantes possibles, des changements dans la réglementation technique, des nouvelles méthodes d'exécution, des nouvelles formes d'ouvrages et éventuellement matériaux utilisables, etc.

Pour les portées de 50 à 300 mètres environ les types d'ouvrages les plus utilisés dans cette gamme de portées sont les ponts mixtes, les ponts métalliques et les ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

On se propose les variantes suivantes pour l'ouvrage en question :

Variante N 1 : pont caisson en béton précontraint (voussoirs préfabriqués).

Variante N 2 : pont mixte en caisson métallique.

### I.4.2 Variante N 1 : ponts en voussoirs préfabriqués à inertie constante par encorbellement successifs.

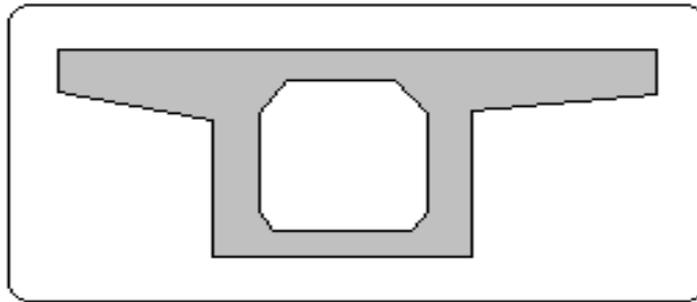


Fig. I.2 Section transversale du voussoir préfabriqué

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et, le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution. Elle doit alors être autoporteuse et servir de base de départ à une nouvelle avancée. Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre-caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose. Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication. Pour les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m la poutre-caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adaptée, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage. Au delà de 18m, l'association de deux poutres-caissons simples, reliées par un hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.

#### A) Avantages de la variante

- L'esthétique de ce type d'ouvrages.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- La fabrication des voussoirs a lieu en aire de préfabrication donc avec une qualité supérieure à celle coulée sur place; lors de la mise en place des voussoirs, une partie notable du retrait s'est déjà effectuée, et les mises en précontrainte se font sur un béton durci.
- La rapidité d'exécution (voussoirs préfabriqués).
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvres, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif.

- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.

### B) Inconvénients de la variante

- La préfabrication pose des problèmes pendant l'assemblage, on colle les deux voussoirs par de la résine époxyde, et on prévoit au niveau des âmes des clés de cisaillement qui empêchent le glissement relatif entre voussoirs.
- Problèmes d'étanchéité et de résistance vis-à-vis de l'effort tranchant au niveau des joints.

### I.4.3 Variante N 2 : Pont caisson mixte

La dalle est en béton, elle reprend les efforts de compression. Les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non-glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs.

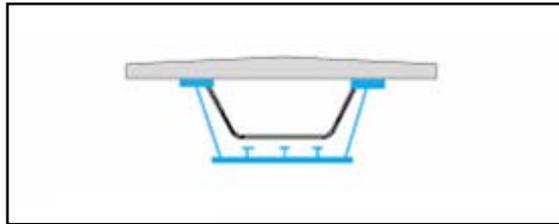


Fig. I.3 Section transversale de la poutre-caisson

### A) Avantages de la variante

- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier ;
- la rapidité d'exécution globale, la simplicité de mise en œuvre ;
- la précision dimensionnelle des structures ;
- la pérennité des ouvrages liée aux protections diverses et renouvelables des éléments contre la corrosion, à la possibilité de remplacement d'éléments, voir à la possibilité de transformer une structure pour l'adapter à de nouvelles conditions d'exploitation ;
- la qualité architecturale qui s'attache à la netteté et à la franchise des solutions adoptées, ainsi qu'à la pureté que peut présenter l'aspect des différents composants dont la fonction s'exprime avec clarté.
- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre de pieux
- L'augmentation de la rigidité en flexion
- N'est pas sensible au tassement différentiel.
- Bon résistance à la torsion.

**B) Inconvénients de la variante**

- 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 le chantier.
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque de renversement ou de Voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- En construction mixte, les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des efforts intérieurs.
- Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- Demande de mains d'œuvre qualifiées (surtout pour le soudage).

**I.4.4 Tableau de comparaison****Tableau I.1 Tableau de comparaison de variante**

	Pont mixte	Pont à voussoirs préfabriqués
économie	-	-
Entretien	-	+
Esthétique	+	+
Exécution	+	-

**I.4.4 Choix de la variante**

On opte pour la variante de pont caisson mixte, vu les nombreux avantages qu'elle présente. De plus les différents partenaires de la profession de la construction métallique et mixte ont réussi à minimiser les inconvénients déjà cités en apportant des progrès importants dans les produits élaborés, tels que :

- La mise au point d'acier à haute limite d'élasticité facilement soudable (E355, E420, E460,...)
- L'introduction de méthodes de calcul numériques fiables permettant d'étudier les comportements statique et dynamique des structures mixtes.
- La fabrication des tôles de fortes épaisseurs.
- L'amélioration de la protection anticorrosion.
- L'amélioration des connaissances tant en ce qui concerne le comportement en fatigue des structures mixtes que les instabilités élastiques.

## I.5 Pré-dimensionnement de la poutre mixte

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera suivant les règles de pré-dimensionnement. [10]

### I.5.1 Epaisseur de la dalle

On fait le choix de l'épaisseur de la dalle en respectant les points suivants :

- La largeur des encorbellements.
- La présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...).
- L'importance des sollicitations.

Donc la valeur de l'épaisseur  $e$  à prendre varie de 20 cm à 35 cm. [4]

On se propose une dalle d'épaisseur constante  $e = 30 \text{ cm}$

### I.5.2 Pré-dimensionnement de la poutre

A) L'élancement de la poutre  $h_w$  [11]

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

On a une longueur de travée:  $L=80\text{m} \Rightarrow \frac{80}{35} \leq h_w \leq \frac{80}{30}$

On prend la valeur de :  $h_w = 2.60$

L'épaisseur minimale de l'âme  $t_w$  :  $t_w \geq 0.005h$

Alors  $t_w = 20 \text{ mm}$

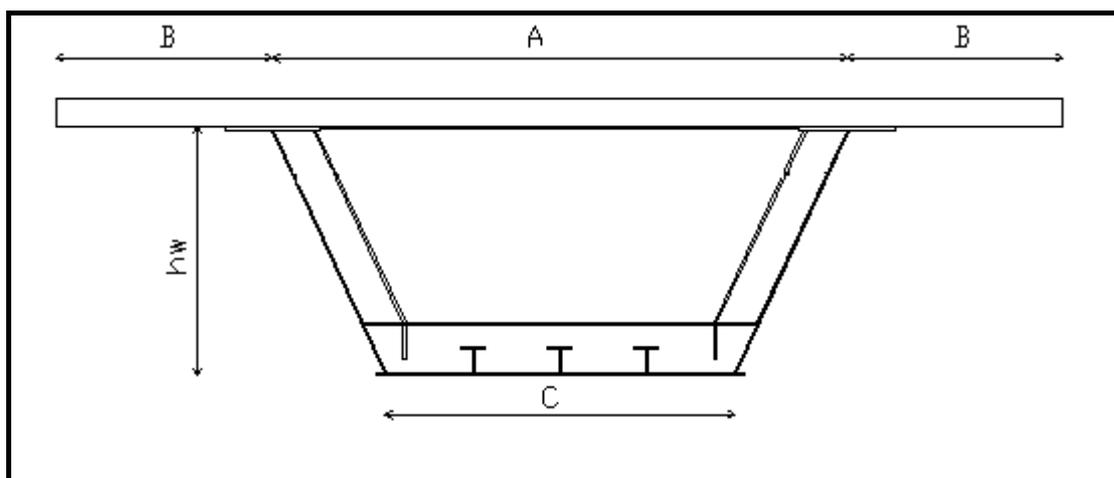


Fig. I.4 Coupe transversale de la section mixte

**B) Dimension des semelles**

## ➤ La semelle supérieure

Les semelles sont dimensionnées suivant les conditions de résistance et d'instabilité.

Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en générale à : **[10]**

$800 \leq b \leq 1100 \text{ mm}$ ,  $b$  est la largeur de la semelle

On prend une largeur de 1000 mm

L'épaisseur de la semelle  $t$  est déterminée par la condition : **[8]**

$$\frac{b}{t} \leq 30 \Rightarrow t \geq 33 \text{ mm, soit } t = 50 \text{ mm}$$

La semelle inférieure

$$0.4 A \leq B \leq 0.5 A \text{ [12]}$$

Donc :  $A=6000\text{mm}$  ;  $B=2250\text{mm}$

L'angle d'inclinaison de l'âme  $\alpha \leq 30^\circ$  on prend  $\alpha = 25^\circ$  donc  $C=3850\text{mm}$  et  $t=30\text{mm}$

## ➤ Raidissage des tôles

Le raidissage de la charpente principale est constitué de cadres transversaux régulièrement espacés tous les 4,0 m. Ces cadres sont formés de raidisseurs transversaux rectangulaires sur les âmes inclinés. La tôle de fond est également raidie par trois raidisseurs longitudinaux en Té comme le montre la figure I.4. L'âme et la semelle de chaque raidisseur longitudinal en Té est un plat de dimension 250 x 30 mm<sup>2</sup>.

**I.6 Modélisation de la structure**

Pour évaluer les sollicitations dues aux différents cas de charge, on a recours à un calcul numérique à l'aide du logiciel Robot Millennium .

➤ **Présentation du logiciel de calcul**

- ROBOT Millennium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT Millennium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

- ROBOT Millennium permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).
- ROBOT Millennium peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).
- ROBOT Millennium permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non-linéaires.
- ROBOT Millennium est un logiciel adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte. Il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

# **CHAPITRE II**

## **LES PONTS CAISSONS MIXTES ACIER-BETON**

## II.1 Introduction

L'utilisation de la complémentarité des matériaux béton et acier s'est beaucoup développée ces dernières années dans le domaine du génie civil. La mixité a permis aux ingénieurs de concevoir et de réaliser des ouvrages, combinant des portées mais aussi des hauteurs de plus en plus importantes avec un temps d'exécution de plus en plus court.

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire). La dalle en béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule à grande vitesse. De plus, l'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages avec un minimum d'assemblages, ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentration de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée.

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui, la mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. Il est le plus souvent en compression. L'acier porte l'ouvrage sur de grande distance tout en apportant de la légèreté. Il récupère alors les contraintes de traction.

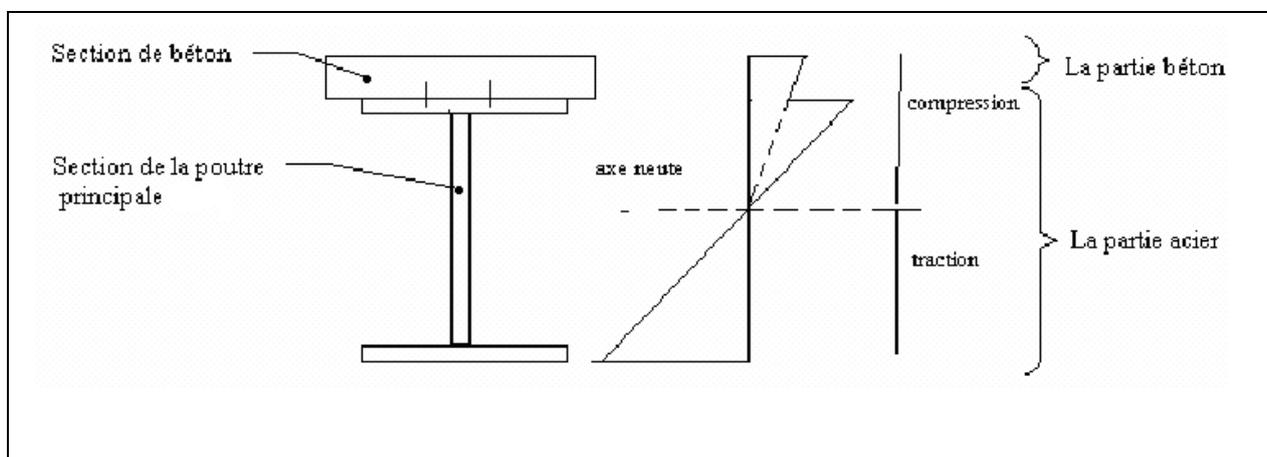


Figure II.1 Les contraintes dans la section mixte acier béton [7]

## II.2 Conception générale des poutres en caisson

Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure (figure II.1).

La semelle supérieure, identique à celle du tablier à poutres, est adaptée au type de platelage choisi : béton armé ou dalle orthotrope métallique. La semelle inférieure, large et mince, donc sensible à l'instabilité du voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux.

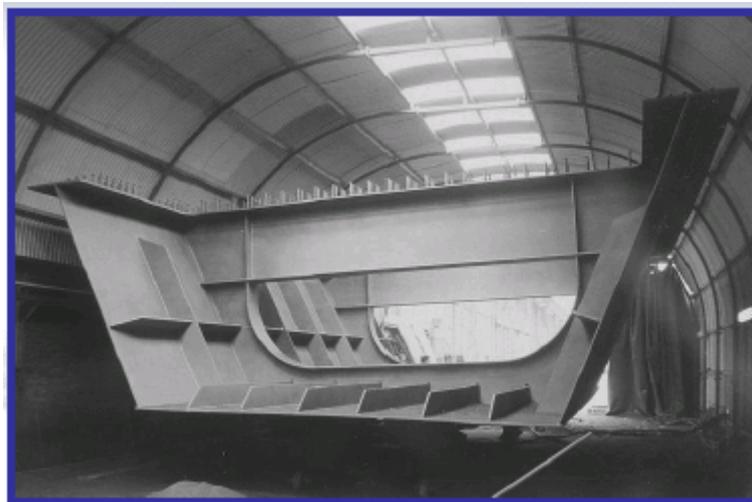


Figure II.2 Poutre caisson [2]

## II .3 Cas d'utilisation de la poutre caisson

Plusieurs considérations justifient l'adoption de cette solution.

- *les ponts courbes*

Avec un profil résistant en torsion, le caisson s'impose dans les ouvrages où l'effet de courbure induit des moments de torsion tels qu'un profil ouvert ne peut les reprendre en résistance ou en déformation (figure II.2).

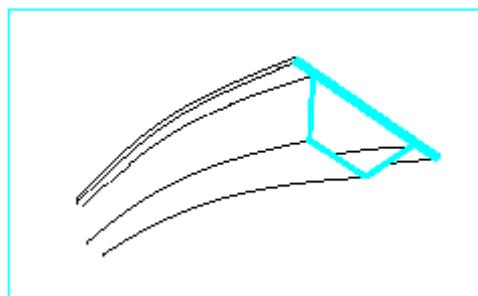


Figure II.3 Pont courbe en caisson [3]

- *Les tabliers à grand élançement*

Le module de flexion ( $I/V$ ) d'une poutre élancée  $\lambda \geq 30$  est plus facile à obtenir avec un caisson qu'avec une poutre à âme pleine, grâce à la plus grande capacité de « stockage » de section dans la large semelle inférieure. [3]

- *La réduction des déformations transversales*

En bloquant la quasi-totalité du déplacement de rotation, le caisson réduit la déformation verticale sous les chargements excentrés. Les sollicitations de flexion s'en trouvent diminuées ;

- *L'aérodynamisme :*

Par son aptitude au profilage, le caisson est tout indiqué dans la conception d'ouvrages exceptionnels soumis aux effets aérodynamiques ;

- *La qualité architecturale :*

Le dessin d'un caisson favorise la diversité des formes architecturales.

## II.4 Eléments constitutifs du tablier à poutre en caisson

### II.4 .1 La poutraison

Le terme poutraison recouvre tous les éléments structuraux du tablier autres que le platelage. Plus précisément, il s'agit des poutres principales et de leur entretoisement.

#### A) *Forme du caisson*

Il existe différents types de poutre en caisson qu'on peut regrouper comme suit.

- **Le caisson unique ou mono caisson** : est la solution la plus courante (Fig. II. 4-a) ; elle convient à toutes les largeurs de tablier. En tabliers larges, le mono caisson est souvent associé à des consoles portant les encorbellements.
- **Le double caisson** : est l'association de deux caissons liés entre eux par un entretoisement triangulé (Fig. II.4-b). Cette conception convient particulièrement bien aux tabliers relativement larges et de faible hauteur.
- **Le caisson multicellulaire** : se justifie dans des cas particuliers de ponts haubanés aux tabliers très larges, très élancés et comportant un haubanage en nappe centrale (Fig. II.4-c).

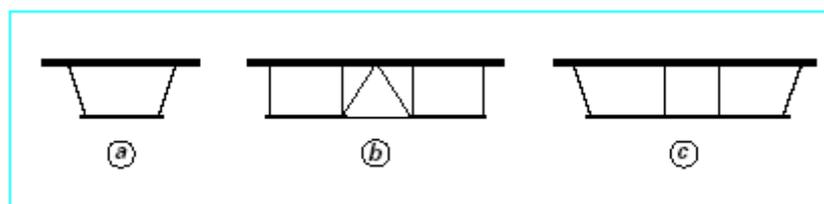


Figure II.4 Type de caisson [3]

**B) Entretoisement des tabliers en caisson**

Les ponts mixtes caissons sont composés d'une poutre principale métallique dans la direction de la portée de l'ouvrage et des poutres secondaires métalliques dans la direction perpendiculaire. La poutre principale est l'élément porteur du pont, elle participe à la flexion générale sous son poids propre et sous les charges d'exploitation. Les éléments transversaux ne participent pas directement à cette flexion générale. Cependant, la flexion principale du pont sous charge excentrée produit une flexion secondaire dans la direction transversale. La rigidité de l'ouvrage dans cette direction est assurée par les éléments transversaux. [7]

Ces éléments transversaux peuvent être, comme la poutre principale connectés à la dalle. Ainsi leur premier rôle consiste à supporter la dalle ainsi que les charges verticales et d'en reporter le poids sur la poutre principale.

Parce qu'il possède une grande inertie de torsion, le caisson peut résister aux sollicitations de torsion. Cette propriété donne lieu à un fonctionnement très différent de celui des ponts à poutres. La contribution des éléments transversaux dans la résistance en torsion est essentielle puisqu'elle vise à assurer la conservation des angles de la section. Pour résister aux sollicitations de torsion : la poutre en caisson mobilise deux types de résistance :

- la résistance de torsion classique ;
- la résistance de gauchissement.

Ce but est atteint en disposant de proche en proche dans la poutre en caisson des éléments transversaux d'entretoisement, d'une raideur suffisante.

Trois formes principales d'entretoisement répondent à cet objectif. Leur domaine d'application est fonction du chargement, des dimensions du caisson, du type et de la largeur du platelage (figure II.5) :

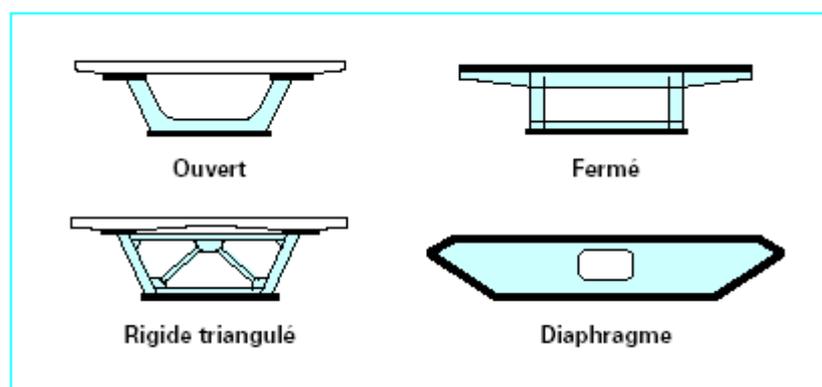


Figure II.5 Entretien des tabliers en caisson [3]

- le cadre souple « ouvert » en forme de U, qui est constitué d'une traverse inférieure et de deux montants, alors que le cadre « fermé » est obtenu par addition d'une pièce de pont ;
- le cadre rigide triangulé très peu déformable, qui fonctionne sur le mode de la poutre en treillis ;
- le diaphragme, structure quasi-indéformable attachée sur tout le pourtour de la section du caisson, qui est réservé à des caissons plats ou de formes géométriques polygonales très profilées (ponts de très grandes portées). Sur appuis, la reprise des sollicitations élevées conduit fréquemment à des structures renforcées de types diaphragmes.

➤ Le tablier en caisson à pièce de pont

Les pièces de ponts sont composées de tôles soudées en forme de (I) de hauteur comprise entre (1/10 à 1/15) de la largeur du pont [7]. Elles sont toujours connectées à la dalle.

L'assemblage des pièces de ponts avec la poutre principale doit être de type rigide c'est-à-dire capable de résister à des moments de flexion sans déformation excessive.

L'utilisation des pièces de pont permet de porter dans la direction transversale la dalle et de transmettre son poids sur la poutre principale.

La disposition habituelle pour des ponts poutres consiste à associer une dalle avec des pièces de pont espacées de 4m environ ; le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les pièces de pont raidissent transversalement la dalle.

Lorsque la largeur du pont est supérieure à 13 ou 14m, on opte pour le pont mixte à pièces de ponts. Pour ce type de tablier, la distance entre l'entre axe des semelles supérieures augmente avec la largeur du tablier dans les mêmes proportions. A fin d'éviter des épaisseurs de dalles trop importante, il existe une solution qui consiste à créer des lignes d'appuis sous la dalle dans le sens transversale, grâce à des pièces de ponts.

➤ Le tablier à pièces de ponts et consoles

Ce genre de tablier est composé de pièces de ponts, prolongés par des consoles métalliques qui peuvent être soutenues par des bracons (voir fig. II.6). Ce qui permet de supporter de très large encorbellement, tout en réduisant la distance entre axe d'âmes supérieures de la poutre principale. Ce qui a, entre autre pour avantage de réduire la largeur des piles. Ainsi, ce type de pont, est adéquat dans le cas où l'espace au niveau du sol est réduit.

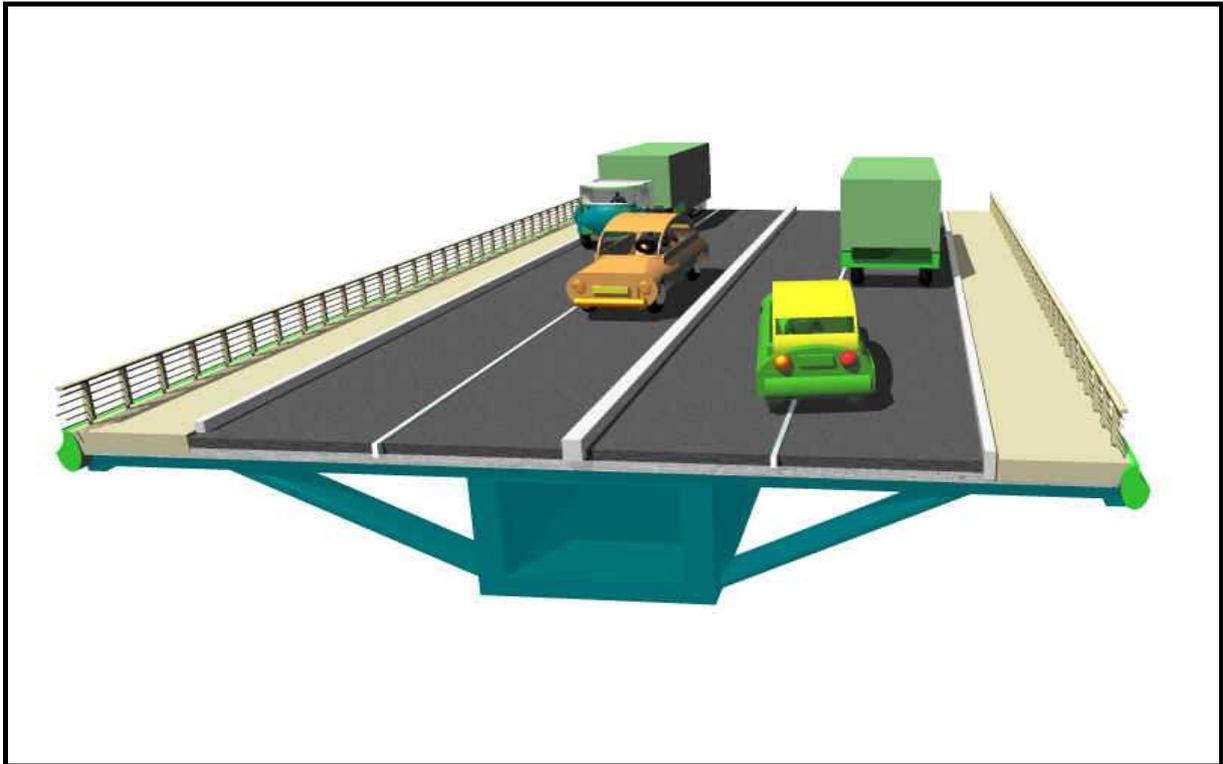


Figure II.6 Tablier caisson à consoles [6]

***C) Raidissage de la charpente principale***

Pour assurer la stabilité des tôles de fond et âmes principale, des cadres transversaux et longitudinaux, sont à prévoir. Le raidissage des âmes est réalisé par des montants, qui sont le plus souvent des simples plats.

Ces dernières peuvent être composées de tôle soudées ou réalisées à partir de demi-profilés laminés, suivant la hauteur des poutres. Les montants sont soudés sur les poutres principales de l'ouvrage suivant la direction verticale. Ils peuvent être utilisés seuls comme de simples raidisseurs transversaux des poutres ou être associés avec les éléments d'entretoisement. Les montants permettent de simplifier les assemblages sur le chantier, car ils sont soudés directement sur les poutres principales dans l'atelier de fabrication. Ainsi équipées, les poutres sont transportées jusqu'au chantier et seule la liaison avec les pièces d'entretoisement nécessite une intervention de soudure sur le chantier. Ils permettent aussi de raidir les poutres pendant les manipulations de transport et ainsi de réduire les risques de voilement de l'âme.

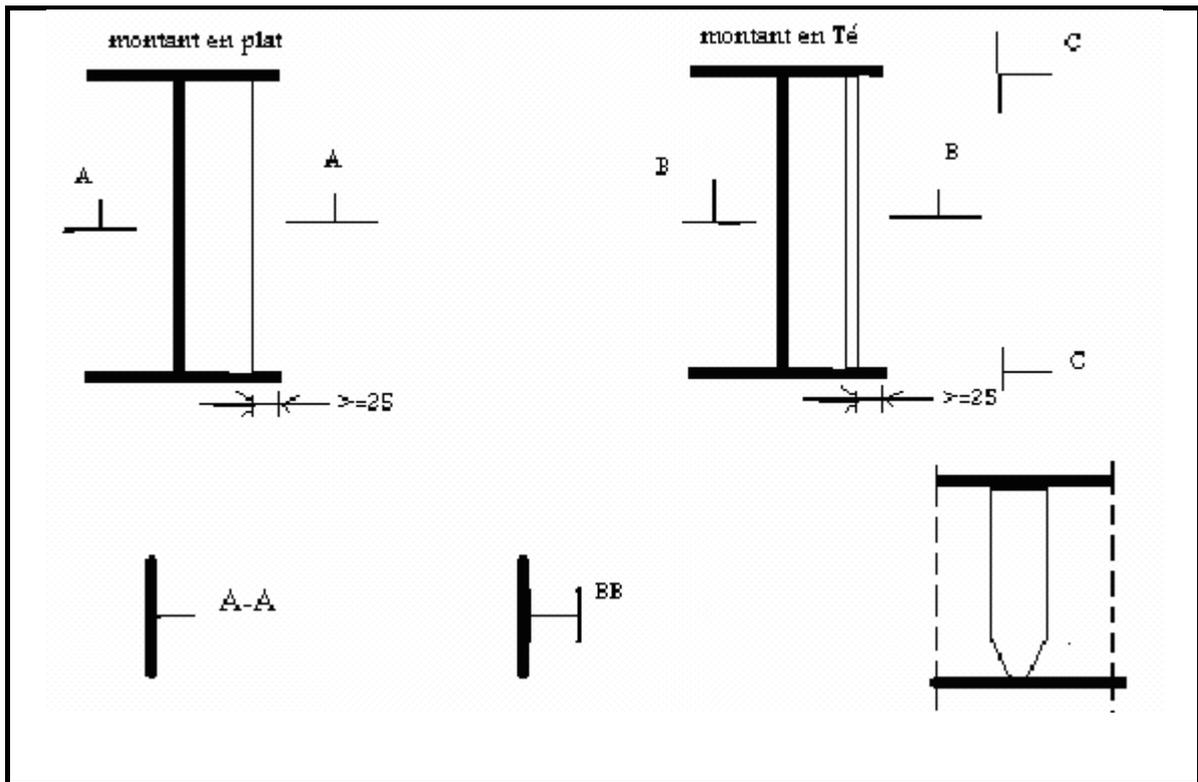


Figure II.7 Assemblage d'un montant sur une poutre

#### II.4.2 le platelage

Cette partie du tablier qui supporte en premier les surcharges d'exploitation a connu des évolutions structurelles et fonctionnelles. Construits à partir de structures aussi différentes que sont les dalles en béton, les mixtes en acier béton et les dalles orthotropes tout en acier, les platelages de tabliers doivent dans tous les cas être conçus afin de :

- résister aux efforts locaux dus aux surcharges roulantes ;
- transmettre ces efforts locaux aux poutres principales ;
- assurer le contreventement horizontal du tablier ;
- participer à la flexion d'ensemble des poutres principales.

##### **A) La dalle en béton armé participante**

En constate que la liaison mécanique indispensable entre dalle et poutres principales provoque l'entraînement de la dalle dans les déformations de flexion, il devient alors séduisant de tirer parti de cette propriété et de faire collaborer la dalle dans la reprise des efforts de flexion d'ensemble. Dans cette configuration, la dalle en béton armé fait partie intégrante de la section résistante des poutres, constituant ainsi une section mixte acier – béton.

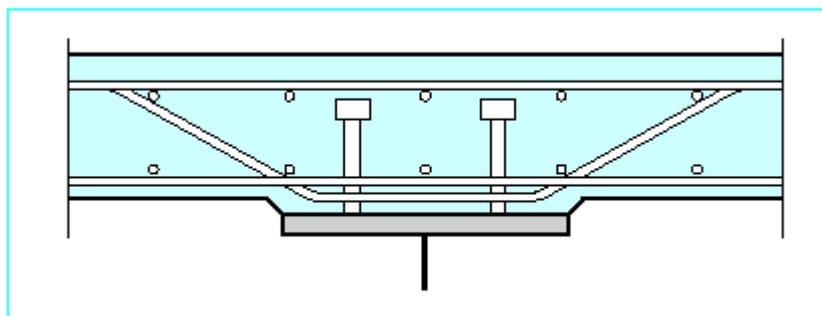
**B) Fonctions de la dalle****1) Résistance en flexion locale**

Dans sa fonction de platelage du tablier, la dalle en béton doit pouvoir supporter les surcharges locales de circulations routières ou ferroviaires, que le tablier soit mixte ou non. Plusieurs facteurs permettent d'ajuster la résistance de la dalle aux sollicitations locales.

- *Le schéma d'appui de la dalle* sur la poutraison métallique détermine le niveau des sollicitations.
- *L'épaisseur de la dalle et son ferrailage* : fixent les propriétés mécaniques de résistance avec toutefois une limite d'épaisseur afin de ne pas augmenter les charges mortes ni aggraver le bilan des sollicitations de flexion d'ensemble (30cm d'épaisseur moyenne en pont-route). [3]
- *La résistance du béton*

**2) Résistance en flexion d'ensemble et connexion de la dalle**

La participation de la dalle dans le travail de flexion d'ensemble suppose que le béton soit comprimé, sinon faiblement tendu, et exige une connexion entre les poutres métalliques et la dalle en béton capable de s'opposer au glissement et au soulèvement de la dalle par rapport aux semelles des poutres (Fig. II. 8).



**Figure II.8 Dalle en béton appui et connexion sur poutre [3]**

En effet, l'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

La connexion est réalisée par des connecteurs qui sont des éléments intermédiaires qui permettent d'associer la dalle à l'ossature métallique (poutre principale et les pièces de pont).

Par ailleurs, ils empêchent le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport l'ossature. Les connecteurs sont soudés sur les poutres principales et les pièces de pont, ils ont une forme de tige.

### **II. 4.3 Les équipements**

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

Trop souvent considérés comme des accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d'abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis à vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure. Un certain nombre des équipements (étanchéité, appareils d'appuis, joints de chaussées) conditionnent le bon fonctionnement et la durabilité de la structure.

Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;
- protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, les perrés et surtout l'étanchéité ;
- permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;
- enfin rendre la circulation confortable : participent à cette fonction la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée ; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ;

Par rapport à la structure, les équipements sont caractérisés par :

- une durée de vie beaucoup plus réduite car ils sont sujets à usure ou vieillissement, qu'il s'agisse de l'étanchéité, des joints de chaussée (directement soumis aux agressions du trafic) ou des appareils d'appui ;

- la nécessité de prévoir des dispositions permettant de les réparer facilement ou, plus généralement, de les remplacer dans de bonnes conditions.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36 % de son coût d'entretien. [1]. On citera ci-dessous les équipements les plus importants.

### **1) Étanchéité et couche de roulement**

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et surtout eau chargée de sels antiverglas) entraîne des risques graves de corrosion des armatures (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé.

Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité disposée sur la dalle de béton ou un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes). Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées (par exemple, chape épaisse en asphalte coulé, chape mince constituée d'un film adhérent au support, utilisation de feuilles préfabriquées, etc.). Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable.

### **2) Joints de chaussée**

Les joints de chaussée (ou de dilatation) sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type. Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différés dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis. La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

### **3) Dispositifs de retenue**

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, les glissières et les barrières.

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

Les glissières, quand à elles, sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.

Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux : ces éléments linéaires reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.

Les glissières rigides, généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues : compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.

Enfin, les barrières sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction.

#### **4) Corniches**

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- en éloignant l'eau des parements verticaux ;
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

#### **5) Appareils d'appui**

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en deux grandes familles : les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts).

# **CHAPITRE III**

## **CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX**

### III.1 Introduction

Le choix des matériaux conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, aciers d'armatures du béton et acier de charpente.

### III.2 Le béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28j notée  $f_{c28}$ , et une masse volumique ( $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ ).

La résistance caractéristique à la compression du béton est donnée comme suit :

- Pour la dalle :  $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$
- Pour les appuis:  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$

#### III.2.1. Résistance à la compression

Pour un béton âgé de j jours on a :

- pour la dalle

$$f_{cJ} = \begin{cases} 40 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log (j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- pour les appuis

$$f_{cJ} = \begin{cases} 27 \text{ Mpa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log (j+1) \text{ Mpa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

#### III.2.2. Résistance à la traction

Pour un béton âgé de J jours on a :  $f_{tJ} = 0.6 + 0.06 f_{cJ}$

$$f_{t28} = \begin{cases} \text{Pour la dalle: } 3 \text{ Mpa} \\ \text{Pour les appuis : } 2,22 \text{ Mpa} \end{cases}$$

### III.2.3 Contrainte admissible à la compression

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

Etat limite "ELU",  $f_{bu} = 0,85f_{c28}/\gamma_b$  (B.A.E.L 91).

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

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle

### III.2.4 Module de déformation longitudinal du béton E

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

On prend donc:

$$E_i = \begin{cases} 37619,5 \text{MPa} & \text{pour la dalle} \\ 33000 \text{Mpa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

- Module de déformation différée

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa}$$

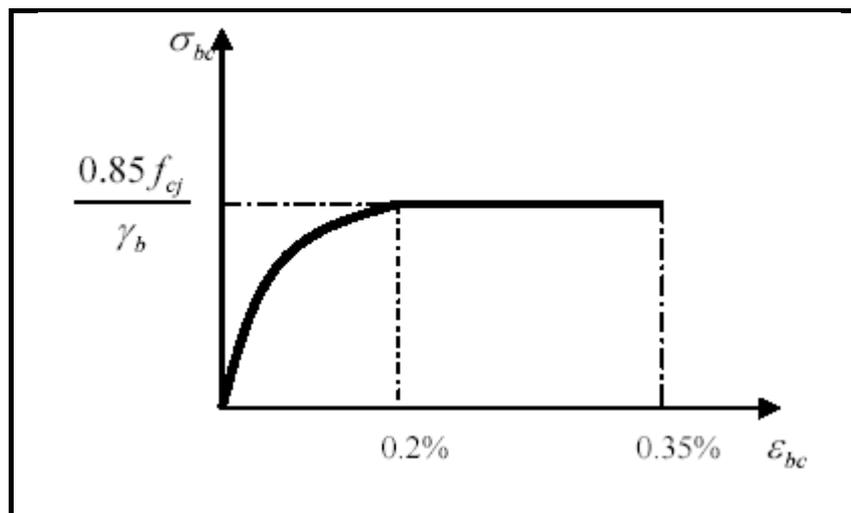
On prend donc:

$$E_v = \begin{cases} 12653,80 \text{MPa} & \text{pour la dalle} \\ 11000 \text{Mpa} & \text{pour les appuis} \end{cases}$$

### III.2.5 Coefficient de Poisson

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

### III.2.6 Diagramme de déformation



FigIII.1 Diagramme parabole rectangle

### III.3 Les Aciers

Les aciers utilisés dans notre ouvrage sont les aciers d'armature dans le béton et les aciers de la charpente.

#### III.3.1 Les aciers d'armatures du béton

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 type 1 avec une limite d'élasticité  $f_e = 400\text{Mpa}$ , et une contrainte de rupture  $f_r = 480\text{Mpa}$

Le module d'élasticité  $E_s = 200\text{Mpa}$ .

#### III.3.2 Les caractéristiques de calcul

➤ La limite élastique :

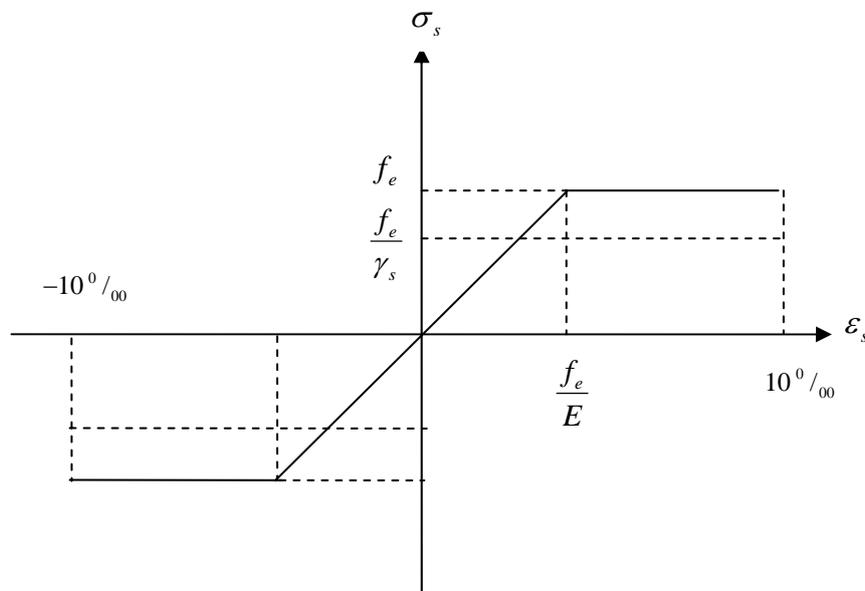
Dans le calcul à l'état limite ultime (ELU) on introduit un coefficient  $\lambda_s$  tel que

$$f_{su} = \frac{f_e}{\lambda_s} = \begin{cases} \lambda_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \lambda_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Rien vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$ Ou $\eta=1$ pour RL (rond lisse) Et $\eta=1.6$ pour HA (haute adhérence)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$

➤ **Diagramme contrainte déformation :**



**FigIII.2**

Diagramme Contrainte– déformation de l'acier

Avec :

$\sigma_s$  = contrainte de l'acier.

$\lambda_s$  = coefficient de sécurité des aciers.

$f_e$  = contrainte élastique de l'acier.

$\epsilon_s$  = déformation dans l'acier.

### III.3.3. Aciers pour la charpente

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres en caisson, des diaphragmes de pile, des raidisseurs transversaux et longitudinaux, présentent les caractéristiques suivantes :

**Tableau III.1 Caractéristiques de résistance d'acier pour la charpente.**

Type de profile	Type d'acier	Limite élastique $F_y$ (Mpa)	Limite à la rupture $F_u$ (Mpa)
Tôle et plaque ( $e_p \leq 40\text{mm}$ )	S355	355	510
Tôle et plaque ( $40\text{mm} \leq e_p \leq 100\text{mm}$ )	S355	355	500

# **CHAPITRE IV**

## ***CHARGES ET SURCHARGES***

## IV.1 Introduction

Dans ce chapitre on évaluera les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse; Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

- Les actions permanentes comprennent

- Le poids des éléments porteurs : (poutres, dalle).

-Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage : (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtements).

- Les actions variables, de leur cote, comprennent :

-Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement, dans le cas d'un pont routier (fascicule 61 titre II).

-Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.

-Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme.

## IV.2 Les charges permanentes

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

### IV.2.1 Les éléments porteurs (charge permanente CP)

- **a) Poids propre de la dalle**

$$G_{dalle} = \gamma_b A = 25 \cdot 0.3 \cdot 10.5 = 78.75 \text{ KN/m}$$

A étant l'aire de la section transversale de la dalle.

$\gamma_b$  est le poids volumique du béton.

- **b) poids de la charpente**

Le poids de la charpente est obtenu on additionnant le poids de la charpente principale au poids des cadres transversaux et du raidissage longitudinale. Le poids volumique de l'acier de charpente est pris égale à  $\gamma_a = 77 \text{ KN/m}^3$  . Le poids des éléments transversaux est considéré comme uniformément réparti.

Les dimensions des éléments de la section sont données comme suit

- Semelle supérieure (1000 x 50) mm<sup>2</sup>
- Ame inclinée (2780 x 20) mm<sup>2</sup>
- Semelle inférieure (3850x30) mm<sup>2</sup>
- Raidisseur longitudinale en forme de T (250 x 30) mm<sup>2</sup> pour l'âme et la semelle de la section en T.

La surface de la coupe transversale de la charpente principale (raidisseur transversaux y compris) est de  $S = 0.372 \text{ m}^2$ . D'où le poids de la charpente principale est de

$$G_{\text{principale}} = S \gamma_a = 28.64 \text{ KN/m} ,$$

La répartition linéaire du poids du contreventement transversale est de 15% de celle de la charpente principale [15]. Résultat estimé en considérant les dimensions des entretoises et les raidisseurs des âmes inclinées.

$$D'où G_{\text{charpente}} = 1.15 G_{\text{principale}} = 32.94 \text{ KN/m}$$

Ainsi nous obtenons la charge permanente  $CP = G_{\text{charpente}} + G_{\text{dalle}}$

$$\boxed{CP = 111.69 \text{ KN/m}}$$

#### IV.2.2 Les éléments non porteurs (complément des charges permanentes CCP)

Ces charges sont appelées CCP; et concernent :

- Le revêtement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les gardes corps.
- Les glissières de sécurité.

La figure ci-dessous illustre le détail de la corniche et du trottoir

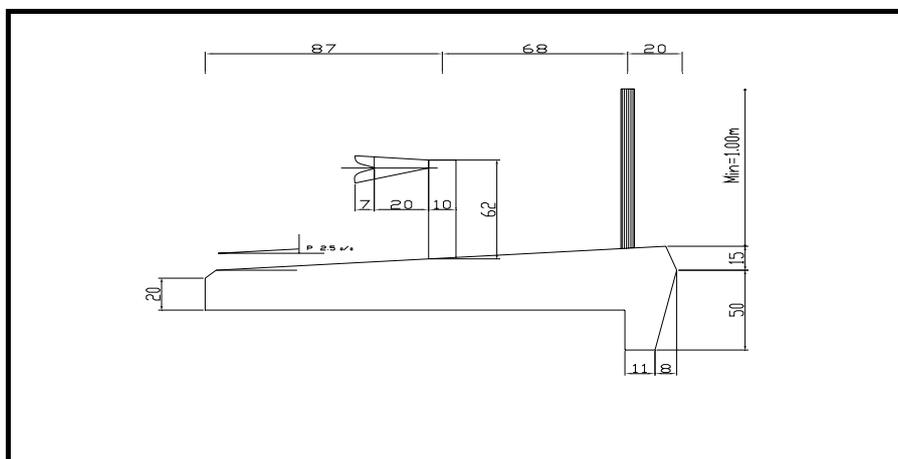


Figure IV. 1 Coupe transversale du trottoir et de la corniche

**a) La corniche**

$$A_{\text{corniche}} = 0.11 \text{ m}^2$$

Le poids de la corniche est :  $p_{\text{corniche}} = 2 \times 25 \times 0.11 = 5.5 \text{ KN/m}$

**b) Glissière de sécurité**

$$P_{\text{glissière}} = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ KN/m}$$

**c) Poids propre du trottoir**

$$A_{\text{trottoir}} = 0.34 \text{ m}^2$$

Le poids propre du trottoir est :  $p_{\text{Trottoir}} = 2 \times 25 \times 0.34 = 17 \text{ KN/m}$

**d) Le garde corps**

$$p_{\text{Garde corps}} = 2 \times 1 = 2 \text{ KN/m}$$

**e) Le revêtement**

Une couche de revêtement en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur, de poids volumique  $\lambda_{\text{Bb}} = 22 \text{ KN/m}^3$

$$p_{\text{revetement}} = e \cdot l_r \cdot \lambda_{\text{Bb}} = 15.4 \text{ KN/m}$$

$l_r$  est la largeur roulable sur laquelle est appliqué le revêtement.

- **Le bilan**

La charge complémentaire CCP = poids (Trottoirs + revêtement + gardes corps + glissière de sécurité + corniche)

$$\Rightarrow \text{CCP} = 41.1 \text{ KN/m}$$

Le poids total par mètre linéaire longitudinal  $G_T$ , est obtenu comme suit

$$G_T = CP + CCP = (111.69 + 41.1) \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow G_T = 152.8 \text{ KN/m}$$

**IV.3 Calcul des surcharges**

Les surcharges a utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes ; [16]

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire.
- Le convoi exceptionnel.
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dues au vent et au séisme.

### IV.3.1 Caractéristiques du pont

La définition de surcharges dépend des caractéristiques de l'ouvrage.

#### ➤ Classe du pont

Suivant l'importance de l'itinéraire, les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies simplement en fonction de la largeur roulable  $L_R$  (Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue).

$L_r \geq 7,00m \Leftrightarrow$  Un pont de 1<sup>ère</sup> classe

$5,50 m < L_r < 7,00 m \Leftrightarrow$  Un pont de 2<sup>ème</sup> classe

$L_r \leq 5,50 m \Leftrightarrow$  Un pont de 3<sup>ème</sup> classe

La largeur roulable de notre pont  $L_r = L_t - 2(1.75)$

$L_r = 7m$  donc l'ouvrage est de **1<sup>ère</sup> classe**

#### ➤ Largeur chargeable ( $L_c$ )

La largeur chargeable  $L_c = L_r$  s'il y a des bordures ou  $L_r$  diminuée de 50cm le long de chaque dispositif de retenue, lorsqu'il existe.

- Largeur total  $L_t = 10.5 m$
- Largeur roulable  $L_r = 7 m$
- Largeur chargeable  $L_c = 7 m$

#### ➤ Largeur de voie

Par convention, la largeur d'une voie de circulation d'une chaussée est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voie, exprimée comme suit.

$$L_v = (L_c / N_v) = 3.5$$

### IV.3.2 le système de charge A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont la l'intensité dépend de la longueur L chargée, Pour les ponts comportant des portées unitaires inférieures ou égales à 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'expression est donné par la formule suivante.

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

Où  $A(L)$  est exprimé en  $kg/m^2$ , est donnée en fonction de la longueur chargée (L) exprimée en mètre.

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12)$$

$L$  : longueur chargée (longueur de portée)

La valeur de  $A(L)$  donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient  $a_1$  décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont. La valeur de  $a_1$  est déterminée en se référant,  $a_1 = 1$  dans le cas des ponts de première classe à deux voies de circulation.

Un autre coefficient multiplicateur  $a_2$  permet enfin d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation.

Avec :  $a_2 = L_0/L_v$

$L_v$  étant la largeur d'une voie et  $L_0$  ayant les valeurs suivantes.

$$L_0 = \begin{cases} 3.5\text{m pour les ponts de première classe} \\ 3.0\text{m pour les ponts de deuxième classe} \\ 2.75\text{m pour les ponts de troisième classe} \end{cases}$$

Donc  $a_2 = L_0/L_v = 1$

La charge  $a_1 a_2 A(L)$  ainsi obtenue (voire tableau) est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées pour les deux travées  $L= 80, L= 68$

**Tableau IV.1 Intensité de la charge A**

Nombre de voies chargées	Coefficients		A(t/ml) pour L= 80	A(t/ml) pour L= 68
	$a_1$	$a_2$		
1	1	1	2.17	2.6
2	1	1	4.35	5.21

### IV.3.3 Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre : [14]

- Le système  $Bc$  qui se compose de camions types (30 t).
- Le système  $Bt$  se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système  $Br$  se compose d'une roue isolée (10 t).

Les deux premiers systèmes  $Bc$  et  $Br$  s'appliquent à tous les ponts quelque soit leur classe ; le système  $Bt$  ne s'applique qu'aux ponts de 1ère classe et 2ème classe.

**A) Surcharge  $B_c$** 

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximale de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non (Fig. V.1).

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système  $B_c$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $b_c$ , donné par le tableau suivant :

**Tableau IV.2 Valeurs du coefficient  $b_c$** 

Nombre de fil considéré		1	2	3	4	5
Classe du pont	Première	1.20	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1.00	1.0	/	/	/
	Troisième	1.00	0.8	/	/	/

Les valeurs de  $B_c$  à prendre en considération, selon le cas de chargement, sont données par le tableau suivant :

**Tableau IV.3 Valeurs de la charge  $B_c$** 

Nombre de voies chargées N	Coefficient de pondération $b_c$	système de charges $B_c$ (tonne)	$b_c B_c$	coefficient de majoration dynamique $\delta$	
				L=80	L=58
1	1.2	30 x2	72	1.03	1.04
2	1.1	30x4	132	1.038	1.05

La disposition de la charge  $B_c$  sur le pont est donnée par le schéma ci-après

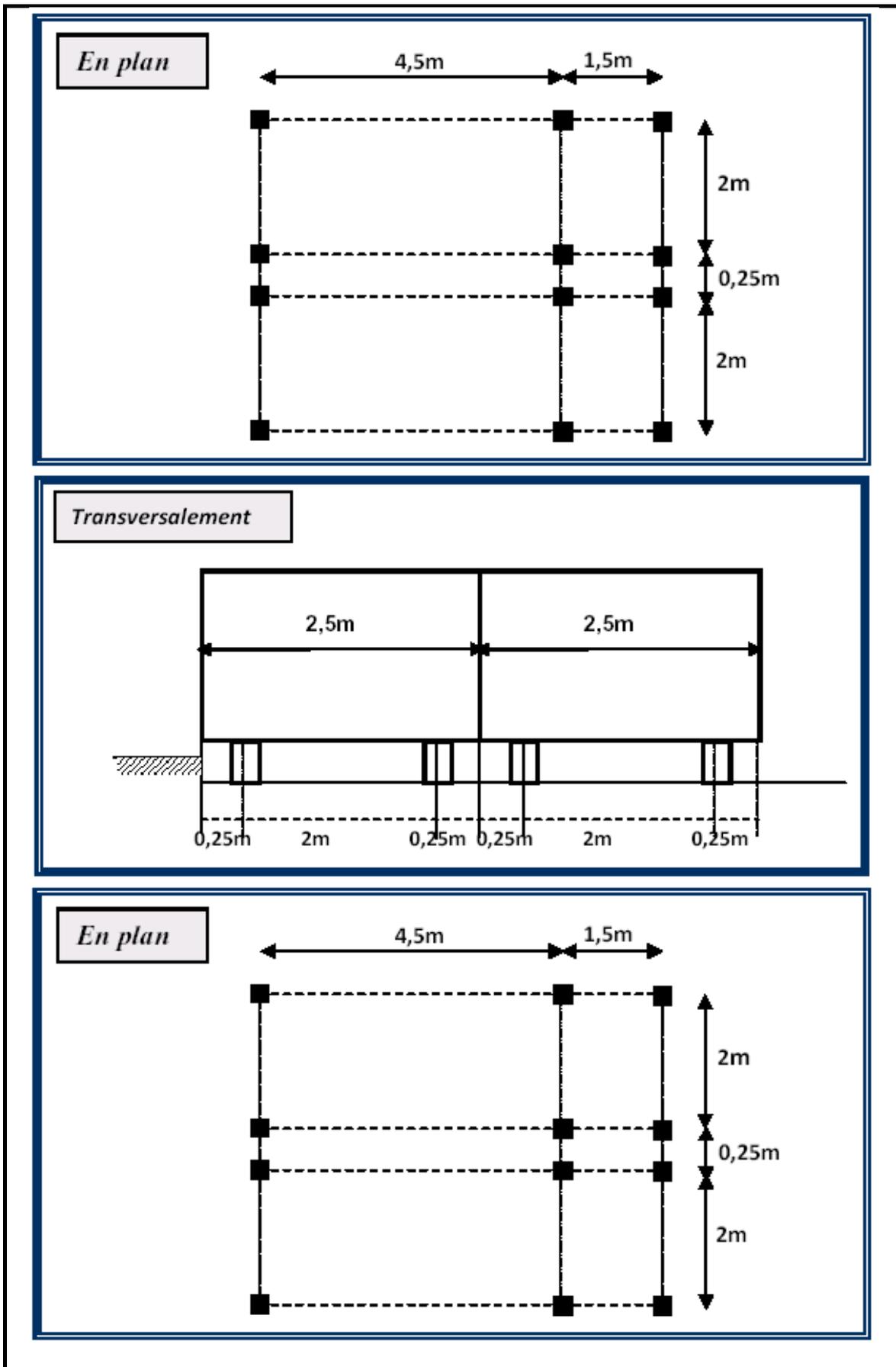


Fig. IV.2 Disposition spatiale de la charge  $B_c$

**B) Surcharge *Bt***

Le sous- système *Bt* se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t (Fig. V.2).

- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal.
- Il est affecté d'un coefficient de pondération *bt* égal à 1 pour les ponts de première classe, et 0.9 pour ceux de deuxième classe.
- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.

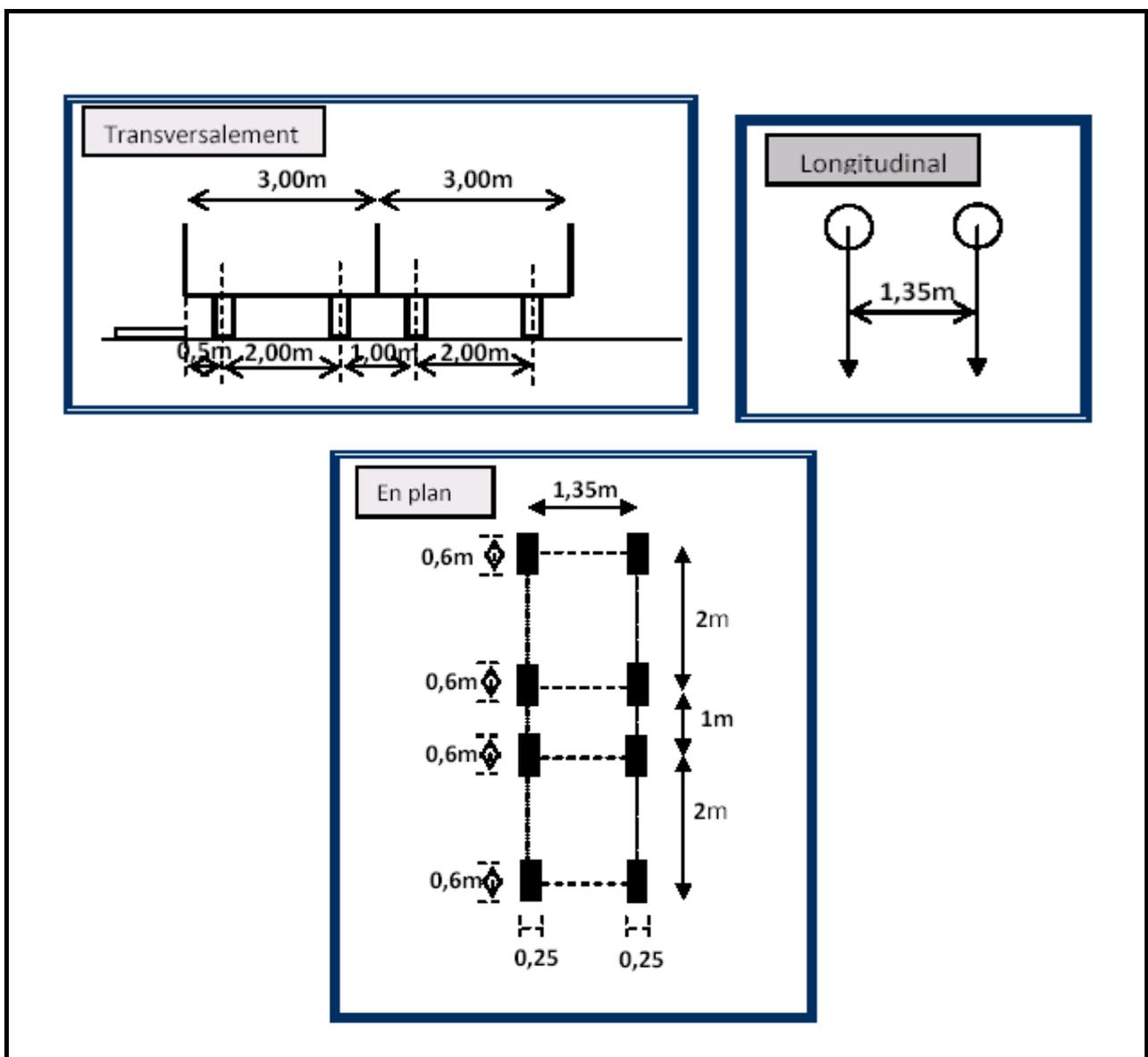


Fig. IV.3 Disposition de la charge *Bt*

Les cas de chargement avec majoration dynamique sont résumés comme suit :

**Tableau IV.4 Valeurs de la charge  $B_t$**

Nombre de voies chargées N	Coefficient de pondération $b_t$	système de charges $B_t$ (tonne)	coefficient de majoration dynamique $\delta$	
			L=80	L=58
1	1	32	1.027	1.036
2	1	64	1.03	1.04

### C) Surcharge $Br$

Le système  $Br$  se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de  $0,6 \times 0,3m$ , tel qu'illustré ci-dessous.

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

$\delta_{Br} = 1.024$  Pour la travée de 80m

$\delta_{Br} = 1.032$  Pour la travée de 58m

#### Remarques

- Toutes les charges du système B sont à multiplier par un coefficient de majoration dynamique, dont la valeur dépend de la longueur L (en m) de l'élément étudié, de sa charge permanente G et de la surcharge maximale S du système B, qui lui est appliquée. Ce coefficient est donné par la formule suivante:

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

- La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient  $bc$  ou  $br$  correspondant au nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient  $\delta$ .

### IV.3.4 Surcharges militaires

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation des convois militaires, il y a lieu de prendre en compte les effets des véhicule types décrit ci-après susceptibles dans certain cas d'être plus défavorable que ceux des systèmes A et B. On considère deux classes de convois.

La classe M 80 et la classe M 120. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts Me et Mc. Il faut étudier séparément les effets de chaque système.

- Système Mc : représenté par des chenilles.
- Système Me : composé d'un groupe de 2 essieux.

#### **A) Le système Me**

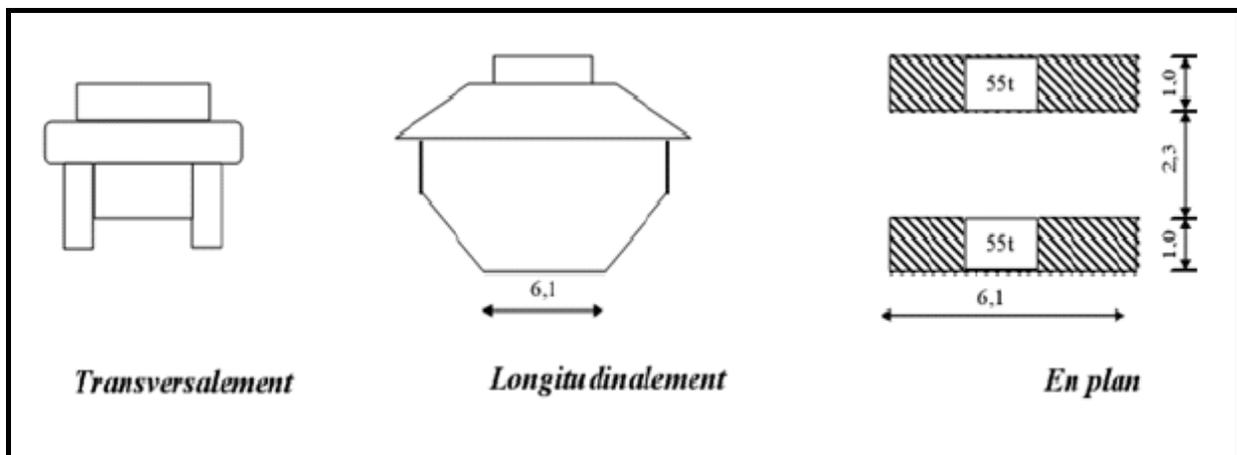
Se compose d'un groupe de deux essieux, chaque essieu pesant respectivement 22 tonnes et 33 tonnes pour les classes M80 et M120.

#### **B) Le système Mc**

Se compose de véhicules types à chenilles de poids respectifs 72 tonnes et 110 tonnes pour les classes M80 et M120.

#### **Disposition**

- Sens transversal : un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée.
- Sens longitudinal : le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs du convoi est limitée à 30.50m.



**Fig. IV.4 Disposition du système de charge Mc120**

### **IV.3.5 Charge exceptionnelle**

Sur les itinéraires classés, pour permettre la circulation des convois lourds exceptionnels de types D ou E, les ponts doivent pouvoir supporter le véhicule type correspondant susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les systèmes A et B (éléments de couverture et d'ossature des tabliers).

Pas de majorations pour effets dynamiques, pas de force de freinage, ni de force centrifuge pour ce type de chargement. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long.(voir figure ci- après.

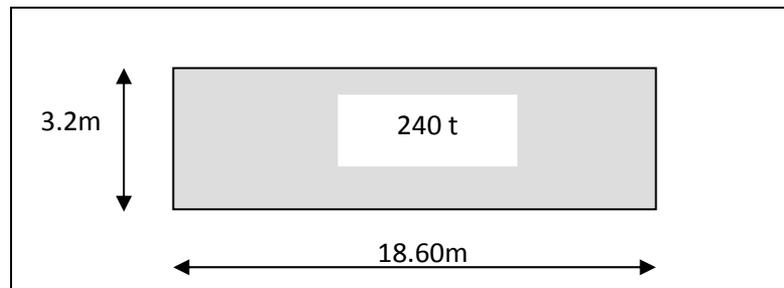


Fig. IV.5 Charge exceptionnelle D<sub>240</sub>

Le poids par mètre linéaire est égal à 12,9 t/m.

Le convoi type E comporte quant à lui une remorque de trois éléments de quatre lignes à trois essieux de 360t de poids total. CE poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle chargé uniformément de 5,10m de largeur et de 18,60m de longueur.

### IV.3.6 Surcharge de trottoir

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m<sup>2</sup> de façon à produire l'effet maximal envisagé.

-Premier trottoir chargé :  $q_1 = 1,5 \times 1,75 = 2,62 \text{ KN/ml}$

-Deuxième trottoir chargé :  $q_2 = 1,5 \times 1,75 = 2,62 \text{ KN/ml}$

Les deux trottoirs chargés :  $q_{st} = 2 (1,5 \times 1,75) = 5,25 \text{ KN/ml}$

### IV.3.7 Autres surcharges

#### ➤ Le Vent

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

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2KN/m<sup>2</sup> (selon le fascicule 61-titre II).

Pour les ouvrages en cours d'exécution, cette pression est fixée à 1250 N/m<sup>2</sup> ou à 1000 N/m<sup>2</sup> selon que la phase de chantier considérée excède ou n'excède pas un mois.

Sur les piles hautes et minces, il y a lieu de prendre en compte un vent oblique ou parallèle à la chaussée, dont l'intensité est comprise entre 500 et 1250 N/m<sup>2</sup> suivant les cas.

Dans les circonstances non courantes, soit du fait de la disposition des lieux, soit du fait du type d'ouvrage, il convient de procéder à des études spéciales. En particulier pour les ponts sensibles au vent, comme les ponts suspendus ou à haubans, le calcul doit être fondé sur des analyses scientifiques et tenir compte de données expérimentales, par exemple de mesures faites en soufflerie.

➤ **Effets de la température**

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire.

➤ **Effort de freinage**

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage, efforts s'exerçant sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

- Système de charge B<sub>c</sub>

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, L'effort de Freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où :  $F_{Bc}=30t$

- Système de charge A

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

$$F = \frac{A \Omega}{20 + 0.0035 \Omega} \quad \Omega : \text{surface chargée en (m}^2\text{)}.$$

$$F = 15.81t$$

#### IV.4 Combinaisons de charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante. Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant [17]

**Tableau IV.5 Les coefficients de majoration pour chaque charge**

Action	ELU	ELS
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B <sub>c</sub>	1.6	1.2
M <sub>c120</sub>	1.35	1
D <sub>240</sub>	1.35	1
Vent	1.5	0
Surcharge de trottoir	1.6	1.2
Température	0	0.5

- Les combinaisons

**Tableau IV.6 Les différentes combinaisons de charges**

Action prépondérante	Combinaison	Numéro de la combinaison
A l'ELU	$1,35G + 1,6(A(l) + ST)$	1
	$1,35G + 1,6(B_c + ST)$	2
	$1,35G + 1,35M_{c120}$	3
	$1,35G + 1,35D_{240}$	4
A l'ELS	$G + 1,2(A(l) + ST)$	5
	$G + 1,2(B_c + ST)$	6
	$G + 1,2M_{c120}$	7
	$G + D_{240}$	8
	$G + 1,2(A(l) + ST) + 0,5 \Delta T$	9
	$G + 1,2(B_c + ST) + 0,5 \Delta T$	10
	$G + M_{c120} + 0,5 \Delta T$	11
	$G + D_{240} + 0,5 \Delta T$	12

# **CHAPITRE V**

## ***ETUDE EN PHASE D'EXECUTION***

## V.1 Introduction

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Pour assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble d'actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

## V.2 Les différentes étapes de réalisation de pont

### A) Construction des appuis (piles, piles-culées)

La réalisation des appuis constitue une étape importante avant la pose de l'ossature métallique. La réalisation des appuis s'effectue, en deux étapes complémentaires :

- Réalisation des pieux et des semelles à la base de piles.
- Réalisation de la partie superficielle, des piles, des piles-culées et des appareils d'appuis.

### B) L'assemblage de l'ossature métallique

L'assemblage de l'ossature métallique comporte en fait deux étapes complémentaires:

- L'assemblage des tronçons par soudage.
- Montage complet de la structure métallique en suivant une modalité telle à créer l'état de sollicitation typique de la structure continue sur plusieurs appuis.

La mise en place de la structure métallique se fait, par levage à la grue.

### c) La dalle

Le coulage du béton sera effectué par phase sans interruption de coulée à partir du centre du tablier vers les extrémités.

## V.3 Méthode d'analyse

L'étude en phase d'exécution consiste en :

- L'application des charges permanente dues au poids propre de la dalle, qui correspond aux phases de coulage de la dalle. Nous déterminerons ainsi les sollicitations maximales de chaque phase.

### **V.3.1 Modélisation**

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. une définition de la structure ;
2. une définition des différentes sections de l'ouvrage ;
3. une définition des conditions d'appuis ;
4. le choix de la méthodologie de calcul ;
5. la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul (lors de la construction).

Dans notre cas :

#### **A) Modélisation du tablier**

Pour l'évaluation des sollicitations de chaque phase d'exécution, on a utilisé un modèle en élément (barre) dont la section transversale a une inertie équivalente à la section réelle. Cette section a une inertie constante le long de l'ouvrage.

#### **B) Les conditions d'appuis**

On a considéré :

1. des appuis simples au niveau des piles ;
2. des appuis doubles au niveau des culées.

#### **c) La méthodologie de calcul**

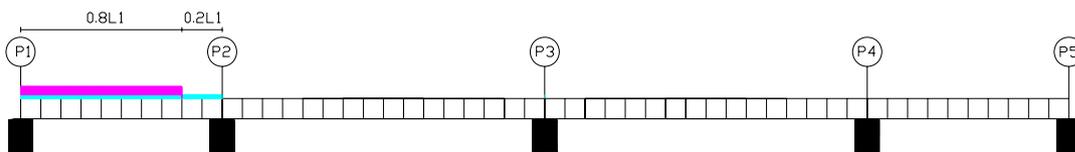
L'évaluation des sollicitations pendant les différentes phases de construction du tablier, consiste à déterminer les efforts internes selon la variation du chargement dans le temps. Pour cela, on a utilisé un logiciel de calcul (Robot Millénium).

**D) Phase de construction**

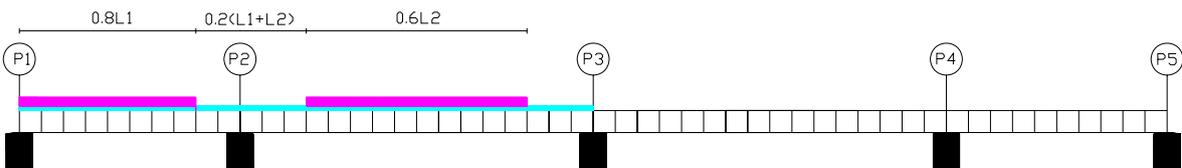
Les schémas ci-dessous illustrent les différentes phases de construction :

**Phase 1**

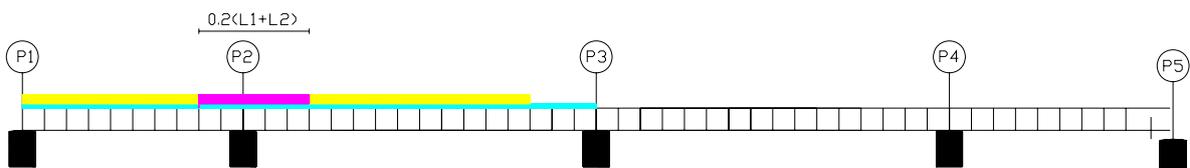
Prévoit la mise en œuvre des prés-dalle des travées p1-p2 et le coulage de la dalle des travées p1-p2.

**Phase 2**

Elle prévoit : la mise en œuvre des prés -dalle des travées p2-p3, le coulage de la dalle des travées p2-p3.

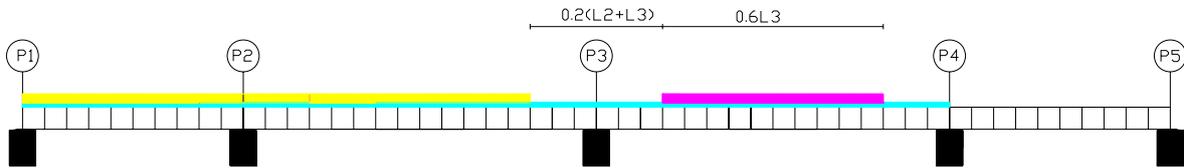
**Phase 3 :**

Elle prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p2.



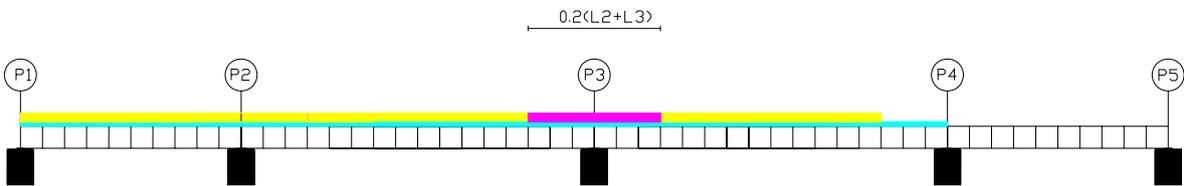
**Phase 4 :**

La phase prévoit la mise en œuvre des pré-dalles de la travée P3-P4 et coulage de la dalle de la travée p3-p4.



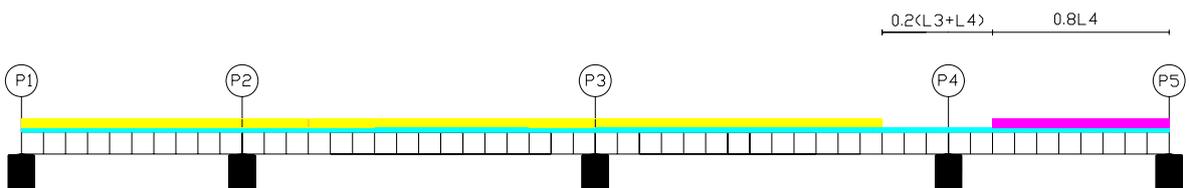
**Phase 5 :**

La phase prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p3.



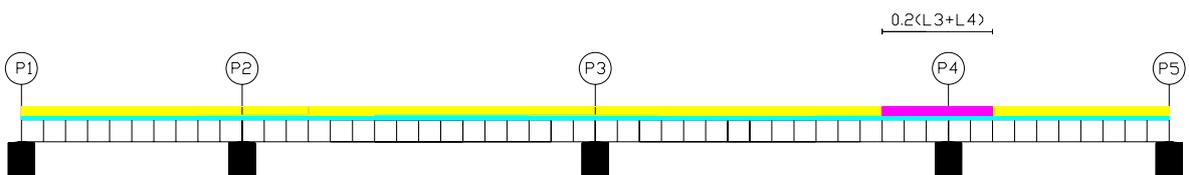
**Phase 6 :**

La phase prévoit la mise en œuvre des pré-dalles de la travée p4-p5 et le coulage de la dalle de la travée p4-p5.



**Phase 7 :**

La phase prévoit le coulage de la dalle en zone d'appui p4.



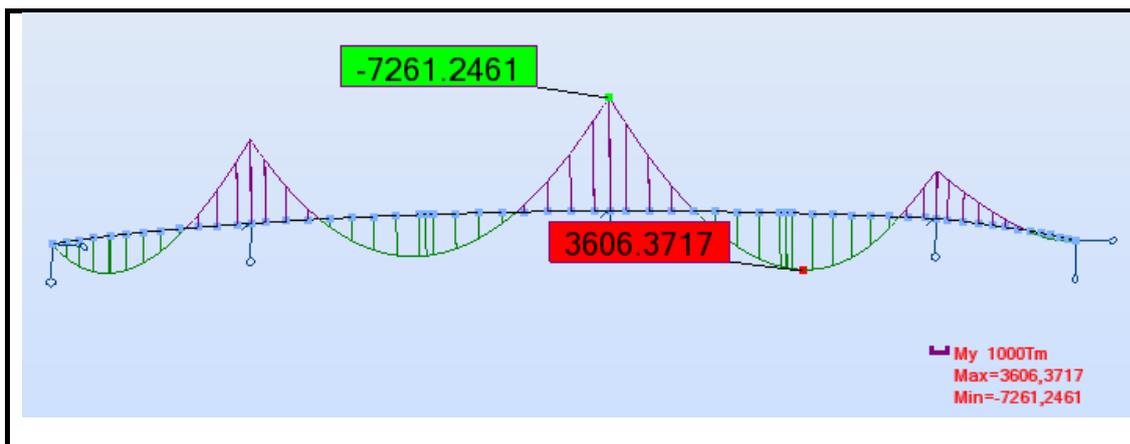
#### V.4 Evaluation des sollicitations

Les sollicitations maximales dues au poids propre du tablier pour chaque phase de construction sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 Sollicitations maximales pour chaque phase de construction**

N° de la phase	Phase de construction	Sollicitations		
		$M_{\max}$ (t.m)	$M_{\min}$ (t.m)	$T_{\max}$ (t)
1	Le coulage de la dalle de la travée P1-P2	2711.23	-3673.52	455.83
2	Le coulage de la dalle de la travée P2-P3	3370.49	-5948.92	455.39
3	Le coulage de la dalle en zone d'appui P2	3382.33	-6649.3	488.81
4	Le coulage de la dalle de la travée P3-P4	3566.7	-6632.35	-422.62
5	Le coulage de la dalle en zone d'appui P3	3606.37	-7261.25	-469.33
6	Le coulage de la dalle de la travée P4-P5	2845.29	-6569.92	-363.52
7	Le coulage de la dalle en zone d'appui P4	2842.16	-6592.22	277.81

Les diagrammes de sollicitations maximales sont illustrés ci-dessous



**Fig. V.1 Diagramme du moment fléchissant de la phase 5**

Les autres diagrammes de moment et d'effort tranchant sont donnés en annexe II.

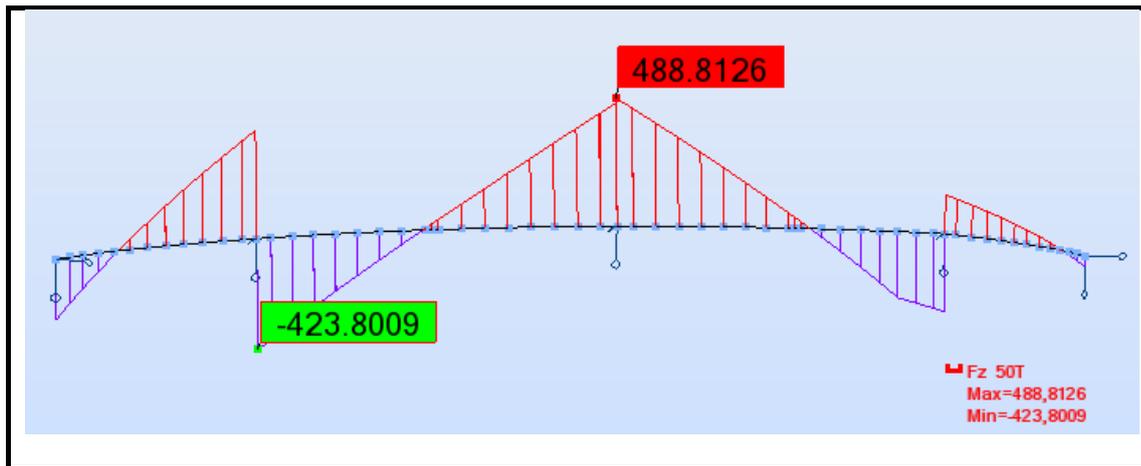


Fig. V.2 Diagramme de l'effort tranchant de la phase 5

## V.5 Vérification des contraintes

on vérifie d'abord :

### V.5.1 Les contraintes normales

D'après les diagrammes ci-dessus le moment positif maximal  $M_+ = 3606.37 T.m$  soit  $M = 0.36 \cdot 10^{11} N.mm$ . Le moment négatif maximal  $M_- = 7261.25 T.m$  soit  $M = 0.72 \cdot 10^{11} N.mm$ .

- **Caractéristiques géométriques de la section d'acier**

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier sont déterminées au chapitre VI. (Voir paragraphe VI.2.1).

$$v_a = Y_G = 1110 \text{ mm}, \quad v_a = h - v_a = 2600 - 1110 = 1490, \quad I_a = 5.79 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4.$$

#### A) Vérification des contraintes dues au moment positif

$$\sigma_c = \frac{M v_a}{I_a} = \frac{0.36 \cdot 10^{11} \cdot 1490}{5.79 \cdot 10^{11}} = 92.64 \text{ Mpa} \leq \frac{f_y}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée. [9]}$$

$$\sigma_t = \frac{M \hat{v}_a}{I_a} = \frac{0.36 \cdot 10^{11} \cdot 1110}{5.79 \cdot 10^{11}} = 69.01 \text{ Mpa} \leq \frac{f_y}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.}$$

#### B) Vérification des contraintes dues au moment négatif

$$\sigma_t = \frac{M v_a}{I_a} = \frac{0.72 \cdot 10^{11} \cdot 1490}{5.79 \cdot 10^{11}} = 185.28 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma_t = 185.28 \text{ Mpa} < \frac{f_y}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa} \quad \text{Donc la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.}$$

$$\sigma_c = \frac{M \tilde{V}_a}{I_a} = \frac{0.72 \cdot 10^{11} \cdot 1110}{5.79 \cdot 10^{11}} = 138.03 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_c = 138.03 \text{ Mpa} < \frac{f_y}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa}$  . Donc la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée.

### V.5.2 Vérification au cisaillement

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est

$$\tau_y = \frac{T_{max}}{A}$$

Avec :

$T_{max}$  : Effort tranchant max.

$A$  : l'aire de l'âme.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{A} = \frac{4.88 \text{ MN}}{0.11 \text{ m}^2} = 44.36 \text{ Mpa}$$

Il faut vérifier

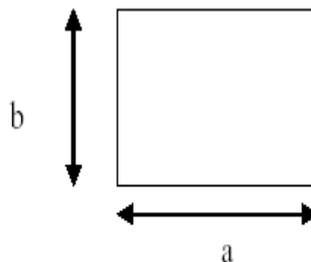
$$\tau_{max} \leq \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ Mpa}$$

Alors les contraintes de cisaillement sont vérifiées.

### V.6 Vérification du voilement de l'âme

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (axb) et d'épaisseur (e), elle est délimitée par les semelles et les raidisseurs au niveau des entretoises.



L'âme de la poutre

$$a = 4m \quad b = 2.78m \quad \text{et} \quad e = 2 \text{ cm}$$

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de caisson, on doit vérifier la condition de stabilité [8]:

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1.8$$

Avec

$$\begin{cases} S_\sigma = 1.8 & \text{si } \psi = 1 \\ S_\sigma = 1.4 + 0.4 \psi & \text{si } -1 < \psi < 1 \\ S_\sigma = 1 & \text{si } \psi < -1 \end{cases}$$

$\sigma$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes de compression et de cisaillement maximales par lesquelles est sollicitée l'âme.

Les contraintes maximales sont obtenues pour le moment négatif  $M = 0.72 \cdot 10^{11} \text{ N mm}$

$$\sigma = \frac{M(\tilde{V}_a - e_2)}{I_a} = \frac{0.72 \cdot 10^{11} \cdot 1080}{5.79 \cdot 10^{11}} = 134.3 \text{ Mpa}$$

En retranche de  $\tilde{V}_a$  (distance entre l'axe neutre et la fibre inférieure) l'épaisseur de la semelle inférieure  $e_2$  pour avoir la contrainte maximale au niveau de l'âme. La contrainte de traction maximale est obtenue similairement :

$$\sigma_t = \frac{M((V_a - e_1))}{I_a} = \frac{0.72 \cdot 10^{11} \cdot 1440}{5.79 \cdot 10^{11}} = 179.06 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A} = \frac{4.88 \text{ MN}}{0.11 \text{ m}^2} = 44.36 \text{ Mpa}$$

$V$  est l'effort tranchant de sollicitation,  $A$  l'aire de l'âme.

On définit  $\psi$  comme le rapport entre la contrainte de traction maximale sur la contrainte de compression maximale.  $\psi = -\frac{\sigma_t}{\sigma} = -1.33$

$$\Rightarrow S_\sigma = 1$$

Les contraintes critiques de voilement élastiques sont définies comme suit [9]:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\sigma = 190\,000 \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\sigma \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\tau = 190\,000 \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\tau \text{ Mpa}$$

Les valeurs minimales des coefficients de voilement  $K_\sigma$   $K_\tau$  sont données selon le type de sollicitation et les conditions de bord. [9]

$K_\sigma = 39.52$  Pour le cas de la flexion simple

$K_\tau$  est donnée en fonction de  $\alpha$ .  $K_\tau = 9 + \frac{3.30}{\alpha^2}$  si  $\alpha \geq 1$  et  $K_\tau = 7 + \frac{5.30}{\alpha^2}$  si  $\alpha \leq 1$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{2.78} = 1.43 \Rightarrow K_\tau = 10.59$$

$$D'où \sigma_{cr} = 190\,000 \left(\frac{2}{278}\right)^2 39.52 = 388.63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = 190\,000 \left(\frac{2}{278}\right)^2 10.59 = 104.13 \text{ Mpa}$$

Vérifions maintenant la condition de voilement  $(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}})^2 + (\frac{\tau}{\tau_{cr}})^2 \leq 1.8$

$$\left(1 \frac{134.3}{388.63}\right)^2 + \left(\frac{44.36}{104.13}\right)^2 = 0.3 \leq 1.8$$

Donc l'âme est vérifiée au voilement.

## V.7 Vérification au déversement

Il s'agit d'un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par [5]. Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique  $M_{cr}$  de déversement.

On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$$

Avec :

$\sigma_{cr}$  : Contrainte critique de déversement.

$\sigma_f$  : Contrainte due à la flexion.

$$f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) \quad \text{si } \sigma_{cr} \geq 0.75 \sigma_e$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr} \quad \text{si } \sigma_{cr} < 0.75 \sigma_e$$

- **Calcul du moment de déversement**

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante : **[12]**

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot Gk}$$

$l$  : portée de la pièce susceptible de fléchir

$I_y$  : inertie de la poutre par rapport à l'axe  $yy$  dans le plan de déversement

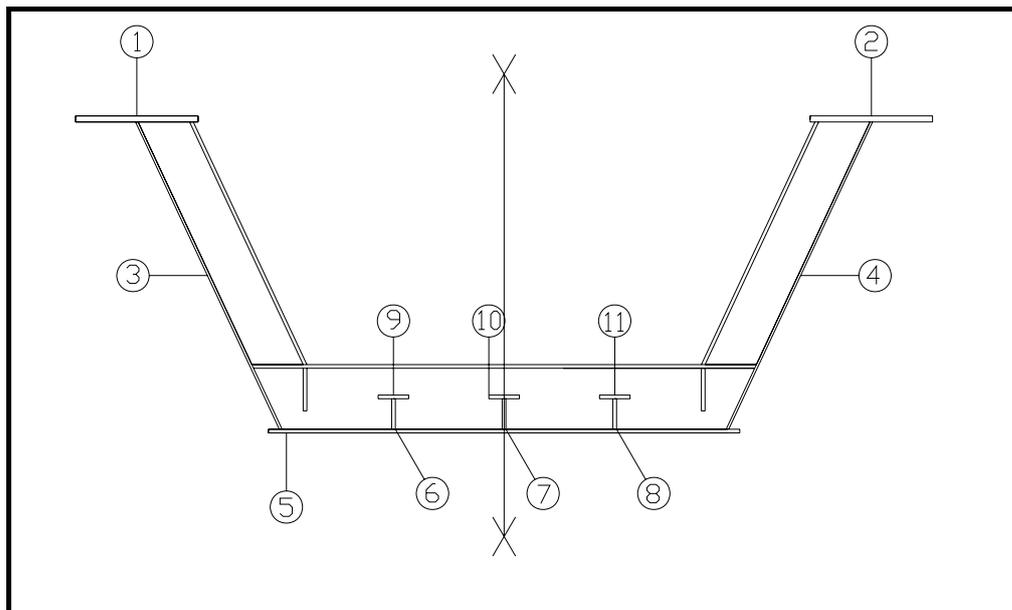
$E$  : module de déformation longitudinal ( $E=21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )

$G$  : module de déformation transversale ;  $G$  est donné par la relation suivante

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} E = 8.077 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

### Caractéristiques géométriques de la section d'acier

On déterminera le centre de gravité de la section d'acier et son inertie, cela en considérant tout les éléments composant cette section. La fibre inférieure sera prise comme référence de la poutre métallique pour positionner les axes passant par les centres de gravité de chaque élément.



**Fig. V.3 Éléments composant la section transversale**

➤ La semelle supérieure

- les dimensions de la membrure sont  $(50 \times 1000) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_1 = S_2 = 50 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $X_2 = -X_1 = 3000 \text{ mm}$

➤ La semelle inférieure

- les dimensions de la membrure sont  $(30 \times 3850) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_5 = 115.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $X_5 = 0 \text{ mm}$

➤ L'âme inclinée

- les dimensions de l'âme sont  $(20 \times 2780) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_3 = S_4 = 55.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $X_4 = -X_3 = 2462 \text{ mm}$

➤ L'âme d'un raidisseur longitudinal

- les dimensions de l'âme sont  $(250 \times 30) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_6 = S_7 = S_8 = 7.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la l'âme est

$$\Rightarrow X_8 = -X_6 = 900 \text{ mm} \text{ et } X_7 = 0 \text{ mm}$$

➤ La semelle d'un raidisseur longitudinal

- les dimensions de la semelle sont  $(250 \times 30) \text{ mm}^2 S_9 = S_{10} = S_{11} = 7.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de l'âme est

$$\Rightarrow X_{11} = -X_9 = 900 \text{ mm} \text{ et } X_{10} = 0 \text{ mm}$$

**A) Détermination de  $X_G$  centre de gravité de la section d'acier**

$$X_G = \frac{\sum X_i S_i}{\sum S_i} = 0 \text{ mm}$$

$$\boxed{\Rightarrow X_G = 0 \text{ mm}}$$

**B) Détermination de l'inertie de la section d'acier**

On désigne par :

$d_i$  la distance entre le centre de gravité de l'élément  $i$  et le centre de gravité  $X_G$

$$d_1 = d_2 = 3000 \text{ mm}$$

$$d_3 = d_4 = 2462 \text{ mm}$$

$$d_5 = d_7 = d_{10} = 0 \text{ mm}$$

$$d_9 = d_{11} = d_6 = d_8 = 900 \text{ mm}$$

Calculons maintenant l'inertie de chaque élément  $I_{xi}$  de la section par rapport à l'axe qui passe par son centre de gravité, puis l'inertie  $I_{Gi}$  par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section d'acier  $X_G$ .

➤ La semelle supérieure

Calculons maintenant l'inertie de chaque élément  $I_{yi}$  de la section par rapport à l'axe qui passe par son centre de gravité, puis l'inertie  $I_{Gi}$  par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section d'acier  $Y_G$ .

$$I_{y1} = I_{y2} = \frac{50 \cdot 1000^3}{12} = 4.16 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{G1} = I_{y1} + d_1^2 S_1 = 4.16 \cdot 10^9 + 4.5 \cdot 10^{11}$$

$$I_{G1} = I_{G2} = 4.54 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

➤ La semelle inférieure

$$I_{y5} = \frac{30 \cdot 3850^3}{12} = 1.42 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$I_{y5} = I_{y5} + d_5^2 S_5 = 1.42 \cdot 10^{11}$$

$$I_{G5} = 1.42 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

➤ L'âme du raidisseur

$$I_{y6} = I_{y7} = I_{y8} = \frac{250 \cdot 30^3}{12} = 5.62 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$I_{G6} = I_{y6} + d_6^2 S_6 = 5.62 \cdot 10^5 + 6.075 \cdot 10^9$$

$$I_{G6} = I_{G8} = 6.075 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{G7} = I_{y7} + d_7^2 S_7 = 5.62 \cdot 10^5 + 0$$

$$I_{G7} = 5.62 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

➤ La semelle du raidisseur

$$I_{y9} = I_{y10} = I_{y11} = \frac{30 \cdot 250^3}{12} = 3.9 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{G9} = I_{y9} + d_9^2 S_9 = 3.9 \cdot 10^7 + 6.075 \cdot 10^9$$

$$I_{G9} = I_{G11} = 6.11 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{G10} = I_{y10} + d_{10}^2 S_{10} = 3.9 \cdot 10^7 + 0$$

$$I_{G10} = I_{y10} + d_{10}^2 S_{10} = 3.9 \cdot 10^7$$

$$I_{G10} = 3.9 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ L'âme inclinée

Il s'agit de calculer l'inertie d'une section par rapport à un axe incliné de  $25^\circ$  relativement à l'axe principale d'inertie. Pour se faire, on utilise le cercle de Mohr, qui permet de déterminer l'inertie à un axe incliné d'un angle  $\alpha$  dans le plan physique par une rotation de  $2\alpha$  dans le cercle de Mohr.

Soit X et Y les axes principaux d'inertie

$$I_X = \frac{20 \cdot 2780^3}{12} = 3.58 \cdot 10^{10} \quad \text{et} \quad I_Y = \frac{2780 \cdot 20^3}{12} = 1.85 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{y3} = I_Y + \frac{I_X - I_Y}{2} (1 - \cos 50) = 6.39 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{G3} = I_{x3} + d_3^2 S_3 = 6.39 \cdot 10^9 + 3.37 \cdot 10^{11}$$

$$I_{G3} = I_{G4} = 3.43 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

L'inertie de la section d'acier est définie comme suit

$$I_a = \sum I_{Gi} = 2(I_{G1} + I_{G3} + I_{G6} + I_{G9}) + I_{G10} + I_{G5} + I_{G7}$$

$$I_a = [2(4.54 \cdot 10^{11} + 3.43 \cdot 10^{11} + 6.075 \cdot 10^9 + 6.11 \cdot 10^9) + 1.42 \cdot 10^{11} + 3.9 \cdot 10^7 + 5.62 \cdot 10^5] \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow I_a = 1.76 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

**Calcul de la constante de torsion uniforme k**

$$K = \sum_{i=1}^n ki = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n h_i t_i^3 \quad (\text{mf})$$

$$K = \frac{1}{3} (3850 \cdot 30^3 + 2 \cdot 100 \cdot 50^3 + 2 \cdot 2780 \cdot 20^3 + 6 \cdot 250 \cdot 30^3)$$

$$K = 2.139 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

**Calcul des coefficients  $m_1$  et  $m_2$**

Le coefficient  $m_1$  dépend :

1. Des conditions d'appui de la poutre aux extrémités.
2. de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie :

Sur l'aile supérieure de la poutre : **[12]**

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{2.1}{\alpha^2}} - \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

Sur l'aile inférieure de la poutre :

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{2.1}{\alpha^2}} + \frac{1.45}{\alpha} \right]$$

$$\text{Avec : } \alpha^2 = \frac{4GK}{EI_{yy}} \left(\frac{l}{h}\right)^2 = \frac{4 \cdot 8.077 \cdot 10^5 \cdot 2.139 \cdot 10^8}{21 \cdot 10^5 \cdot 1.76 \cdot 10^{12}} \left(\frac{80}{2.6}\right)^2 = 0.0443$$

Calcul  $m_1$  :

$$m_1 = 3.54 \left[ \sqrt{1 + \frac{2.1}{0.0443}} - \frac{1.45}{0.21} \right] = 0.251$$

Calcul  $m_2$  :

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{\alpha^2}} = \sqrt{1 + \frac{3.14^2}{0.0443^2}} = 14.95$$

Calcul du moment critique de déversement  $M_{cr}$  : **[12]**

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot k}$$

$$M_{cr} = \frac{0.251 \cdot 14.95}{80000} \sqrt{21 \cdot 10^3 \cdot 1.76 \cdot 10^{12} \cdot 8.076 \cdot 10^3 \cdot 2.139 \cdot 10^8}$$

$$M_{cr} = 1.85 \cdot 10^{10} \text{ kg.mm}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W} = \frac{1.85 \cdot 10^{10} \text{ kg.mm}}{5.86 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} = 3156 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.75 \sigma_e = 0.75 \cdot 3550 = 2662.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cr} > 0.75 \sigma_e \text{ donc : } f(\sigma_{cr}) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right) = 3550 \left(1 - 0.375 \frac{3550}{3156}\right)$$

$$f(\sigma_{cr}) = 2052.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max}}{W} = \frac{72.6 \cdot 10^8 \text{ kg.mm}}{5.86 \cdot 10^8 \text{ mm}^3} = 1237.67 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s$  : Contrainte calculée sous charge permanente (avant prise du béton) dans la semelle supérieure.

On remarque que:

$$\sigma_s = 1237.67 \text{Kg/cm}^2 < f(\sigma_{cr}) = 2052.55 \text{kg/cm}^2$$

Donc:

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

**Conclusion**

La section choisie est vérifiée sans risque pour les sollicitations durant les phases de construction. Le voilement étant vérifié il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

Maintenant on passe à la vérification des sollicitations en état de service.

# **CHAPITRE VI**

## ***ETUDE EN PHASE DE SERVICE***

## Introduction

Dans ce chapitre, on dimensionnera la dalle en flexion locale, ensuite on passera à l'étude de la section mixte (acier plus béton) avec les vérifications à l'état limite ultime ELU et l'état limite de service ELS des contraintes.

### VI.1 Dimensionnement de la dalle en béton armé

#### VI.1.1 Fonctionnement

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges à la poutre caisson : il s'agit de la *flexion locale* ou *flexion transversale*. (On parle de *flexion générale* lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis). On supposera que le béton transmet les charges des essieux à la poutre métallique et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

On cherchera ici à déterminer les moments transversaux  $M_x$  et  $M_y$ . On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :

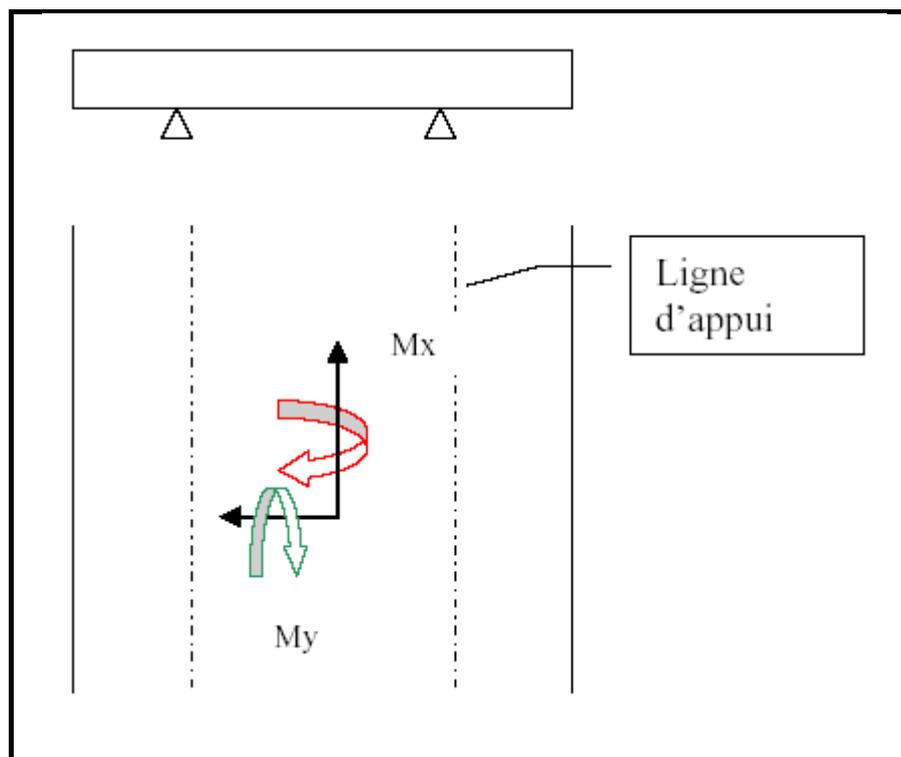


Fig VI.1 Vue de dessus de la dalle de couverture

**$M_x$**  : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT)

**$M_y$**  : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL)

On a généralement  $M_x \gg M_y$ .

On prendra comme convention que le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue.

### VI.1 .2 Calcul des moments

On considèrera deux sections pour les calculs des moments :

Section S1, au droit de l'appui pour déterminer les armatures transversales supérieures: ATS

Section S2, mi-travée, pour déterminer les armatures transversales inférieures : ATI

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal nous aurons recours à des AL inférieures et supérieures. Ces dernières seront plus fines que les précédentes compte tenu du fait que les moments transversaux sont très supérieurs aux moments longitudinaux.

Vu les conditions d'appuis de la dalle, on supposera que la dalle porte suivant un seul sens (sens transversal) .

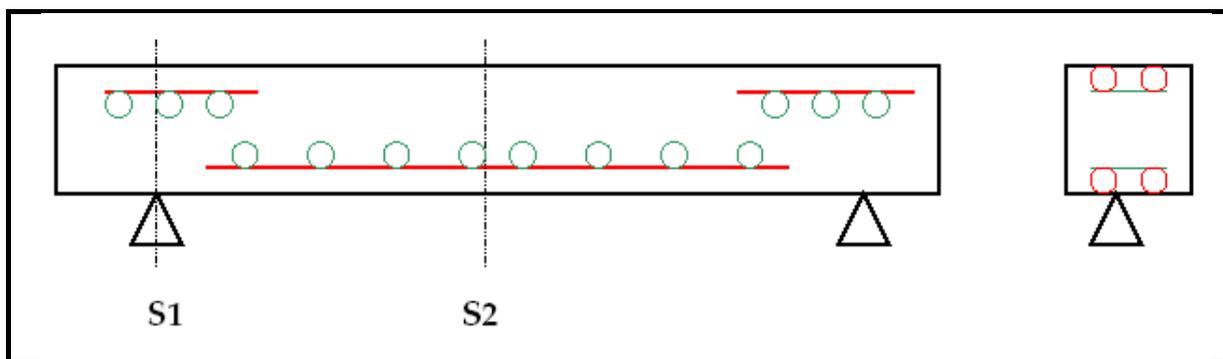


Fig. VI. 2 Sections dangereuses de la dalle

#### A) Charge permanente

Les charges permanentes induisent un moment  $M_x$  mais pas de moment  $M_y$ . On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens de la longueur et de 0,3m d'épaisseur. Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S1) et au milieu de la dalle (S2) où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue. On notera  $M_1$  et  $M_2$  les moments correspondants.

Bilan des charges qui s'appliquent à la dalle de béton armé : **[13]**

- 1 kN/ml du au gardes corps
- 2.75 kN/ml dus aux corniches
- 8.5kN/ml dus aux trottoirs dans le sens longitudinal
- 25 kN/m<sup>3</sup> dus au poids propre de la dalle béton
- 22 kN/m<sup>3</sup> dus au poids du revêtement de chaussée (épaisseur 10 cm)

#### ➤ Répartition des charges

La force générée par la corniche et les gardes corps est supposée ponctuelle. Alors que celles créées par les trottoirs, l'étanchéité, les revêtements et le poids propre sont supposées uniformément réparties. (Telle qu'illustré par la figure VI.3)

Nous rappelons que l'on dimensionne l'ouvrage par rapport aux deux sections de travées les plus sollicitées : le milieu de la dalle (S2) où les efforts de moments positifs sont les plus

importants et les sections d'appuis (S1) où les effets des moments négatifs sont les plus importants.

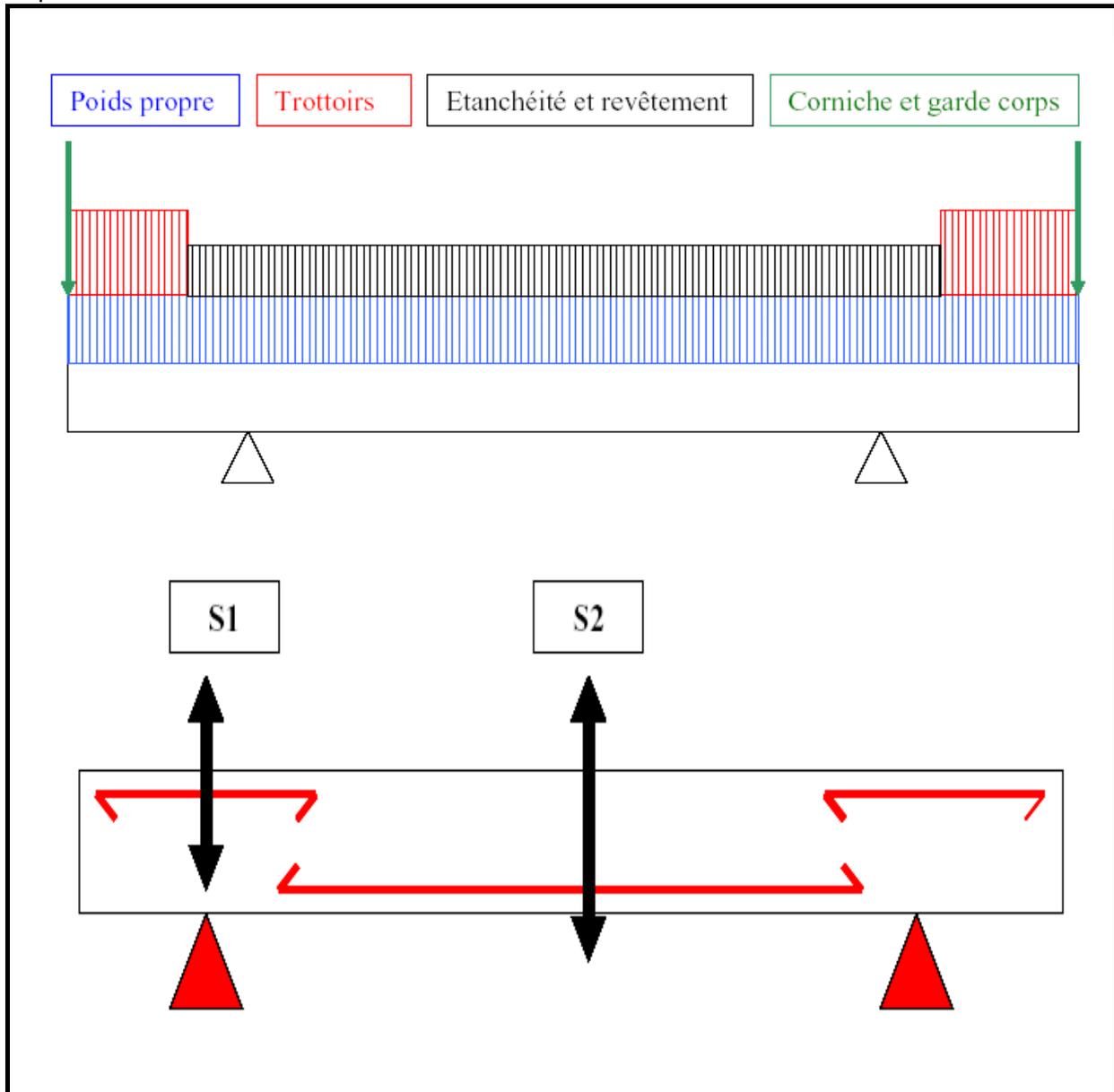
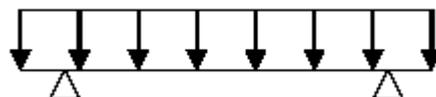


Fig.VI.3 Disposition des charges permanentes

Le détail des calculs est présenté ci-après. Nous noterons  $M1$  le moment sur appui, et  $M2$  le moment en milieu de travée. On prend comme référence l'extrémité gauche de la poutre ( $x=0$ ).

➤ **Poids propre de la dalle  $q_1$**



Calcul de  $g_1$

$$g_1 = e \times 1 \times 25 = 0.3 \times 25 = 7.5 \text{ KN/m} \quad (e \text{ étant l'épaisseur de la dalle}).$$

Calculs des moments

$$x \leq 2.25 \rightarrow M(x) = -g_1 \frac{x^2}{2}$$

$$x > 2.25 \rightarrow M(x) = -g_1 \frac{x^2}{2} + g_1(x - 2.25) \frac{l}{2}$$

$$M_1 = -g_1 \frac{2.25^2}{2} = -18.98 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -g_1 \frac{5.25^2}{2} + g_1(5.25 - 2.25) \frac{10.5}{2} = 14.76 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = -18.98 \text{ KN.m et } M_2 = 14.76 \text{ KN.m}$$

➤ Corniches et garde-corps et glissière de sécurité



$$g_2 = \text{poids de la corniche et du garde corps} = 1 + 2.75 = 3.75 \text{ KN}$$

$$g_3 = \text{poids de la glissière de sécurité} = 0.6 \text{ KN}$$

$$x \leq 2.25 \rightarrow M(x) = -(g_2 + g_3) x$$

$$x > 2.25 \rightarrow M(x) = -(g_2 + g_3) x + (g_2 + g_3)(x - 2.5)$$

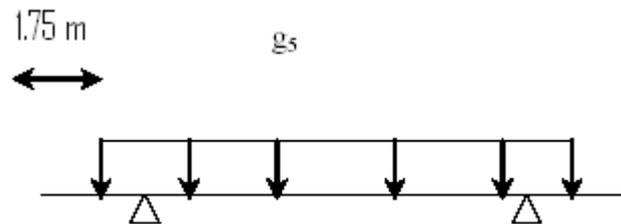
$$M_1 = -(g_2 + g_3) 2.25 = -9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -(g_2 + g_3) 5.25 + (g_2 + g_3)(5.25 - 2.25) = M_1 = -9.78 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_2 = -9.78 \text{ KN.m}$$

➤ **Revêtement de la chaussée**

Le revêtement est une couche en béton bitumineux de 10 cm d'épaisseur, de poids volumique  $\lambda_{Bb} = 22 \text{ KN/m}^3$ .



$$g_5 = e \cdot \lambda_{Bb} \cdot 1 = 0.1 \cdot 22 = 2.2 \text{ KN/m}$$

$$x \leq 1.75 \rightarrow M(x) = 0$$

$$2.25 > x > 1.75 \rightarrow M(x) = -g_5 \frac{(x - 1.75)^2}{2}$$

$$x \geq 2.25 \rightarrow M(x) = -g_5 \frac{(x - 1.75)^2}{2} + g_5 \frac{l_r (x - 2.25)}{2}$$

$$M_1 = -g_5 \frac{(2.25 - 1.75)^2}{2} = -0.27 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -g_5 \frac{(5.25 - 1.75)^2}{2} + g_5 \frac{7 (5.25 - 2.25)}{2} = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = -0.27 \text{ KN.m et } M_2 = 9.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Trottoirs**



On a la charge du trottoir par mètre longitudinal est égale à 8.5 KN/m donc l'intensité dans le sens transversal  $g_4$  est obtenue en divisant la première par la largeur du trottoir.

$$g_4 = \frac{8.5}{1.75} = 4.85 \text{ KN/m}$$

$$x \leq 1.75 \rightarrow M(x) = -g_4 \frac{x^2}{2}$$

$$1.5 < x < 2.5 \rightarrow M(x) = -g_4 1.5 \left( x - \frac{1.75}{2} \right)$$

$$x \geq 2.25 \rightarrow M(x) = M_1$$

$$M_1 = M_2 = -g_4 1.75 (2.5 - 0.88) = -13.77 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = M_2 = -13.77 \text{ KN.m}$$

➤ **Bilan des charges permanentes**

Tableau VI.1 Bilan des charges permanente

	<i>Section S<sub>1</sub></i>	<i>Section S<sub>2</sub></i>
<b><i>Chargement</i></b>	<b><i>M<sub>1</sub></i></b>	<b><i>M<sub>2</sub></i></b>
Poids propre de la dalle	<b>-18.98 KN.m</b>	<b>14.76 KN.m</b>
Garde corps et corniche	<b>-9.78 KN.m</b>	<b>-9.78 KN.m</b>
Revêtement de chaussée	<b>-0.27 KN.m</b>	<b>9.63 KN.m</b>
Trottoir	<b>-13.77 KN.m</b>	<b>-13.77 KN.m</b>
<b><i>Bilan</i></b>	<b>-42.8 KN.m</b>	<b>0.84 KN.m</b>

**B) Actions d'exploitation**

Pour le calcul à la flexion transversale, nous prendrons les cas de surcharge suivants, sous lesquels l'ouvrage sera calculé.

- Système de charge A
- Système de surcharge B<sub>c</sub>
- Surcharge de trottoir
- Convoi exceptionnelle D240

A fin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procédera au calcul automatique à l'aide à l'aide du logiciel ROBOT Millenium.

A la lumière des résultats obtenus pour les différents systèmes de chargements, le système de chargement  $B_c$  est le plus défavorable.

➤ **Diagramme de la charge  $B_c$**

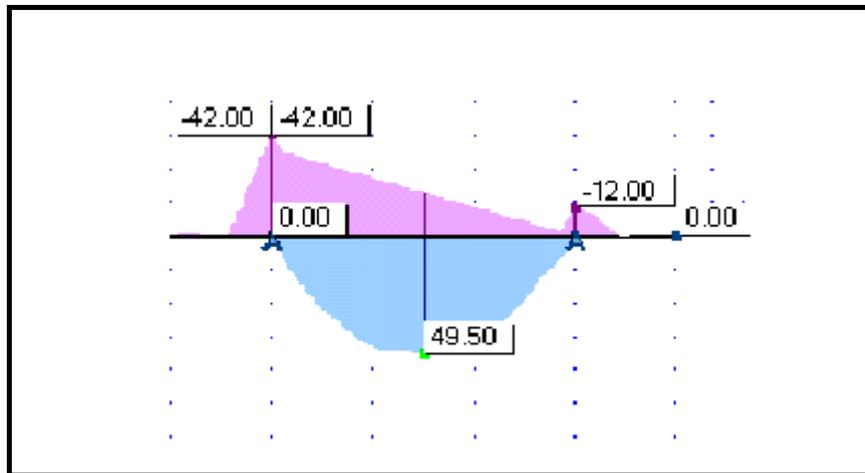
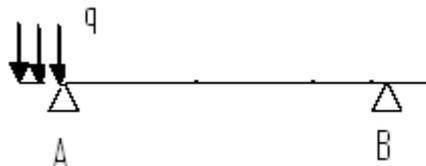


Fig. VI .4 Diagramme du moment de la surcharge  $B_c$  en (T.m)

**NB :** Les diagrammes pour les autres types des surcharges se trouvent dans l'annexe I.

➤ **Calcul des sollicitations sous la surcharge du trottoir**

Calcul de  $M_1$  et  $M_2$  sous la surcharge de trottoir. On envisage le cas le plus défavorable, celui de charger que le trottoir gauche puisque l'autre partie soulage la travée centrale.



$$q = 0.45 \text{ t/m}$$

En annulant le moment en B on trouve la réaction  $R_A$

$$R_A \cdot 6 = 0.45 \times 1.75 (6 + 1.37)$$

$$\Rightarrow R_A = 0.96 \text{ t}$$

D'une façon similaire au cas du poids propre de trottoir en Calcul  $M_1$  et  $M_2$  sous la surcharge de trottoir.

$$M_1 = -0.45 \cdot 1.75 \cdot 1.37 = -1.07 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -0.45 \cdot 1.75 (3 + 1.37) + R_A \cdot 3 = -0.56 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_1 = -1.07 \text{ t.m et } M_2 = -0.56 \text{ t.m}$$

### VI.1.3 Combinaisons aux états limites

#### 1) État limite ultime ELU

Dans cette étape de calcul on utilisera la combinaison [4]

$$1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

$$1.35 T_G + 1.5 T_Q$$

Avec :  $M_G$  : Moment dû aux charges permanentes.

$M_Q$  : Moment dû aux surcharges de trafic.

$T_G$  : Effort tranchant dû aux charges permanentes.

$T_Q$  : Effort tranchant dû aux surcharges de trafic.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 Moments à l'ELU dans les section S<sub>1</sub> et S<sub>2</sub>**

Cas de charge	M <sub>1</sub> (t.m)		M <sub>2</sub> (t.m)	
	Coefficient de pondération	M <sub>1</sub> pondéré à l'ELU	Coefficient de pondération	M <sub>1</sub> pondéré à l'ELU
Charge permanente	1.35	-5.77	1.35	0.11
Surcharge B <sub>c</sub>	1.5	-42	1.5	49.5
Surcharge de trottoir	1.5	-1.6	1.5	-0.84
Bilan	/	-49.37	/	48.77

#### 2) Etat limite de service

Pour le calcul des sollicitations à l'état limite de service (ELS) on utilisera la combinaison (MG+MQ).

On obtiendra :

Section S1:  $M_1 = -33.33 \text{ t.m}$

Section S2:  $M_2 = 32.52 \text{ t.m}$

### VI.1.4 Détermination des armatures

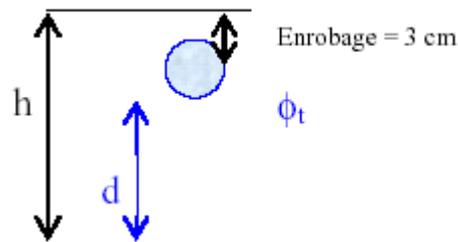
#### 1) Hypothèse

Matériaux : Béton  $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Armatures Aciers HA Fe E400  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Enrobage des aciers  $c = 3 \text{ cm}$

Nous utiliserons les règles de calcul du B.A.E.L. 99.



$$d = h - 3 - \frac{\phi_t}{2}$$

Pour la section S1, on dimensionnera les armatures ATS (armature transversale supérieure) à l'aide du moment  $M_x$  en S1.

On a  $\phi_t = 30 \text{ mm}$ ,  $\Rightarrow d = 25.5 \text{ cm}$ .

Pour la section S2, on dimensionnera les armatures ATI (armature transversale inférieure) à l'aide du moment  $M_x$  en S2.

Pour les armatures ATI,  $\phi_t = 30 \text{ mm}$ , d'où  $d = 25.5 \text{ cm}$ .

Pour les armatures ALI (armature longitudinale inférieure),  $\phi_t = 30 \text{ mm}$  et  $\phi_l = 25 \text{ mm}$ , et on a  $d = h - 3 - \phi_l - \frac{\phi_t}{2}$

D'où  $d = 23 \text{ cm}$

Les dispositions constructives sont les suivantes : **[4]**

- Diamètre maximal des armatures :  $\phi_{max} \leq h/10$  (cf. BAEL), ainsi la section maximale d'une armature vaut  $\phi_{max} = 30 \text{ mm}$ .

- Espacement identique pour les aciers de même direction :

ATS et ATI, même espacement

ALS et ALI, même espacement

- Règle du tiers  $ALS \geq ATS/3$  et  $ALI \geq ATI/3$ . [4]

Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable. Nous allons mener les calculs des aires d'acier nécessaires à l'ELS, puis à l'ELU. Nous retiendrons l'aire d'acier maximale pour chacune des sections S1 et S2.

La contrainte admissible, c'est à dire la résistance maximale des armatures s'exprime telle que :

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ Mpa} \\ \text{ou } \eta = 1.6 \text{ et } f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \\ \max (0.5 f_e = 200, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 240.99 ) \end{array} \right.$$

$$f_{tj} = 3 \text{ Mpa}$$

Avec :

$f_{c28}$  Résistance caractéristique à la compression pour la dalle,  $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$

$f_{tj}$  Résistance caractéristique à la traction  $f_{tj} = 3 \text{ Mpa}$

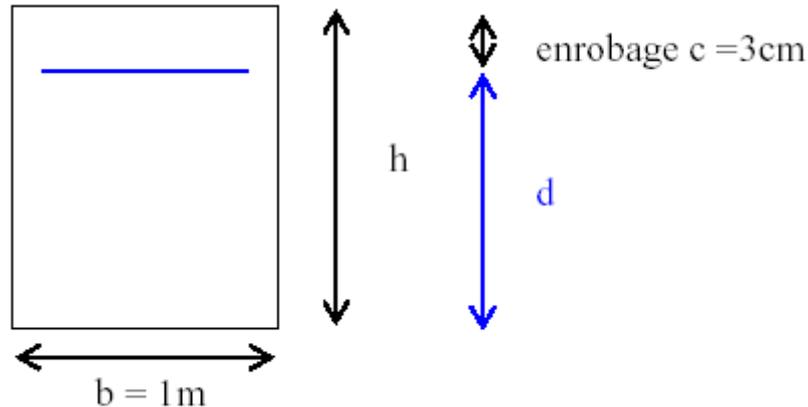
$\eta$  : Coefficient d'adhérence pour les aciers HA,  $\eta = 1.6$

$\sigma_s$ : Contrainte admissible dans l'acier

$f_e$  : Limite d'élasticité dans l'acier,  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

Conclusion : La contrainte admissible vaut  $\sigma_s = 241 \text{ Mpa}$

## 2) Section d'acier en S1

➤ Dimensionnement à l'ELS

$$\sigma_s = 241 \text{ Mpa} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 25.5 \text{ cm}$$

$$n = 15 \quad M_{ELS} = 33.33 \text{ t.m} = 0.33 \text{ MN.m}$$

On admettant que les armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire à la limite de service  $\sigma_s$

Les équations d'équilibre s'écrivent alors :

$$b y \frac{\sigma_{bc}}{2} = A_s \sigma_s \quad (\text{équilibre des forces}) ;$$

$$M_{ELS} = b \alpha d \sigma_{bc} \frac{(d - \frac{\alpha d}{3})}{2} \quad (\text{équilibre des moments}).$$

Le diagramme des contraintes donne en outre :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{(1 - \alpha)} \frac{\sigma_s}{n}$$

En combinant ces trois équations, on obtient une équation du troisième degré en  $\alpha$  [5]

$$\sigma_s \alpha^3 - 3 \sigma_s \alpha^2 + \frac{6n M_{ELS} (1 - \alpha)}{bd^2} = 0$$

$$\Rightarrow 241\alpha^3 - 723\alpha^2 + 437(1 - \alpha) = 0$$

La solution intéressante ( $0 \leq \alpha \leq 1$ ) de cette équation est obtenue de la façon suivante : [5]

$$\text{On calcul } \lambda = 1 + (30 M_{ELS}/bd^2 \sigma_s) = 1.61$$

$$\text{Puis } \cos \phi = \lambda^{-1.5} \text{ d'où } \phi = 60.97^\circ$$

On trouve :  $\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240^\circ + \frac{\phi}{3})$

D'où  $\alpha = 0.57$

Ainsi  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s \alpha}{n(1-\alpha)} = 21.29 \text{ Mpa}$

On vérifie que la contrainte dans le béton n'est pas dépassée :

$$\sigma_{bc} = \leq 0.6 f_{cj} = 24 \text{ Mpa}$$

Puis on obtient

$$A_s = \frac{\alpha b d \sigma_{bc}}{2 \sigma_s} = \frac{0.57 \cdot 1 \cdot 0.25 \cdot 21.29}{2 \cdot 241}$$

D'où  $A_s = 62.94 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{S_{ELSS_1}} = 9 \text{ HA30}$$

### ➤ Dimensionnement à l'ELU

Les sections d'aciers sont données par la formule : [5]

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{f_{su}}$$

Avec  $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$  ,  $\mu = \frac{M_{ELU}}{b d^2 f_{bc}}$  et  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\lambda_b}$

$$f_{bc} = 22.66 \text{ Mpa} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 25.5 \text{ cm}$$

$$M_{ELU} = 49.37 \text{ t.m} = 0.49 \text{ MN.m}$$

$$\mu = 0.33 \geq 0.187 \text{ Donc pivot B [5]}$$

D'où  $\alpha = 0.52$

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_s \leq 10 \cdot 10^{-3}$$

D'après l'état limite ultime du pivot B

$$\varepsilon_s = \frac{(1 - \alpha) 3.5 \cdot 10^{-3}}{\alpha} = 3.23 \cdot 10^{-3} \geq \varepsilon_{el} = \frac{f_e / \gamma_s}{E} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

Donc  $f_{su} = f_e / \lambda_s$

$$\text{Ainsi } A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{f_e / \lambda_s} = 69.07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{ELU S_1}} = 10 \text{ HA30}$$

➤ **Conclusion**

L'ELU est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversale nécessaire en S1 vaut :

$$A_{s_{S1}} = 69.07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st_{S1}} = 10 \text{ HA30}$$

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinale tels que  $A_{lS1} = \frac{A_{s_{S1}}}{3}$   
 $A_{lS1} = 23.02 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } A_{lS1} = 5 \text{ HA25}$$

### 3) Section d'acier en S2

➤ **Dimensionnement à l'ELS**

Déterminons la valeur de  $\alpha$

$$\sigma_s \alpha^3 - 3 \sigma_s \alpha^2 + \frac{6n M_{ELS} (1 - \alpha)}{bd^2} = 0$$

D'où  $\alpha = 0.56$

$$\text{Ainsi } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s \alpha}{n(1-\alpha)} = 21.4 \text{ Mpa}$$

On vérifie que la contrainte dans le béton n'est pas dépassée :

$$\sigma_{bc} = \leq 0.6 f_{cj} = 24 \text{ Mpa}$$

Puis on obtient

$$A_s = \frac{\alpha b \sigma_{bc}}{2 \sigma_s} = 21.83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s_{ELS S_2(ATI)}} = 9 \text{ HA30}$$

➤ **Dimensionnement à l'ELU**

Les sections d'aciers sont données par la formule : [5]

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bc}}{f_e / \lambda_s}$$

Avec  $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$  ,  $\mu = \frac{M_{ELU}}{b d^2 f_{bc}}$  et  $f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\lambda_b}$

D'où  $\alpha = 0.5$

Ainsi  $A_s = 67.32 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{s_{ELU S_2(ATI)}} = 10 \text{ HA30}$$

➤ **Conclusion**

L'ELU est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversale nécessaire en S1 vaut :

$$A_{s_{S_2(ATI)}} = 10 \text{ HA30}$$

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinale tels que  $A_{IS1} = \frac{A_{s_{S_2}}}{3}$   
 $A_{IS2} = 22.44 \text{ cm}^2$

Soit  $A_{IS2} = 5 \text{ HA25}$

- Armature minimale

$$A_{s_{\text{minimale}}} = \frac{0.5}{100} b h = 15 \text{ cm}^2 < A_{s1} = 22.44 \text{ cm}^2 \text{ (plus petite section d'acier trouvée)}$$

- Espacement des armatures

L'espacement entre axe E pour les armatures transversales est calculé comme suit : [5]

$$E_{\text{transversal}} = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

L'espacement entre axe E pour les armatures longitudinales est calculé comme suit :

$$E_{\text{longitudinale}} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Ferraillage de la dalle**

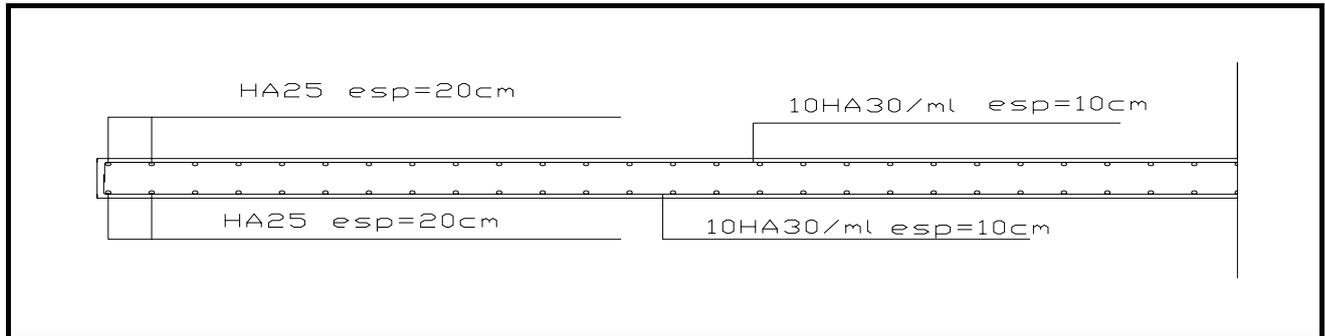


Figure VI.5 Ferraillage de la dalle

## VI.2 Caractéristique de la section mixte

### VI. 2.1 Caractéristiques géométriques de la section d'acier

On déterminera le centre de gravité de la section d'acier et son inertie, cela en considérant tout les éléments composant cette section. La fibre inférieure sera prise comme référence de la poutre métallique pour positionner les axes de gravité ou les différents axes neutres possibles.

➤ La semelle supérieure

- les dimensions de la membrure sont  $(50 \times 1000) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_1 = 50 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $Y_1 = h - \frac{e_1}{2} = 2600 - 25$

$$\Rightarrow Y_1 = 2575 \text{ mm}$$

$e_1$  et  $h$  sont respectivement l'épaisseur de la semelle et la hauteur total de la section d'acier.

➤ La semelle inférieure

- les dimensions de la membrure sont  $(30 \times 3850) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_2 = 115.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $Y_2 = \frac{e_2}{2} = \frac{30}{2}$

$$\Rightarrow Y_2 = 15 \text{ mm}$$

$e_2$  est l'épaisseur de la semelle inférieure.

➤ L'âme inclinée

- les dimensions de l'âme sont  $(20 \times 2780) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_3 = 55.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la semelle est  $Y_3 = \frac{(h-e_1-e_2)}{2} + C$

$$\Rightarrow Y_3 = 1290 \text{ mm}$$

➤ L'âme d'un raidisseur longitudinale

- les dimensions de l'âme sont  $(250 \times 30) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_4 = 7.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la l'âme est  $Y_4 = e_2 + \frac{250}{2}$

$$\Rightarrow Y_4 = 155 \text{ mm}$$

➤ La semelle d'un raidisseur longitudinal

- les dimensions de la semelle sont  $(250 \times 30) \text{ mm}^2 \Rightarrow S_5 = 7.5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

- la position du centre de gravité de la l'âme est  $Y_5 = e_2 + 250 + \frac{30}{2}$

$$\Rightarrow Y_5 = 295 \text{ mm}$$

**A) Détermination de  $Y_G$  centre de gravité de la section d'acier**

$$Y_G = \frac{\sum n_i Y_i S_i}{\sum n_i S_i} = \frac{412805.5}{371.7} = 1110 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow Y_G = 1110 \text{ mm}$$

$n_i$  est le nombre de l'élément qui compose la section d'acier

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau VI.3 Caractéristique géométrique de la section d'acier**

L'élément de la section	$n_i$	$S_i(\text{mm})$	$n_i S_i$	$Y_i(\text{mm})$	$n_i Y_i S_i$
La semelle supérieure	2	$50 \cdot 10^3$	$100 \cdot 10^3$	2575	$257500 \cdot 10^3$
La semelle inférieure	1	$115.5 \cdot 10^3$	$115.5 \cdot 10^3$	15	$1732.5 \cdot 10^3$
L'âme inclinée	2	$55.6 \cdot 10^3$	$111.2 \cdot 10^3$	1290	$143448 \cdot 10^3$
L'âme du raidisseur	3	$7.5 \cdot 10^3$	$22.5 \cdot 10^3$	155	$3487.5 \cdot 10^3$
La semelle du raidisseur	3	$7.5 \cdot 10^3$	$22.5 \cdot 10^3$	295	$6637.5 \cdot 10^3$
$\Sigma$			$371.7 \cdot 10^3$		$412805.5 \cdot 10^3$

**B) Détermination de l'inertie de la section d'acier**

On désigne par :

$v_a$  la distance entre la fibre inférieure et le centre de gravité  $Y_G$

$v_a$  la distance entre la fibre supérieure et le centre de gravité  $Y_G$

$d_i$  la distance du centre de gravité de l'élément  $i$  et le centre de gravité  $Y_G$

$$d_i = |Y_i - Y_G| \quad v_a = Y_G = 1110 \text{ mm} \quad , \quad v_a = h - v_a = 2600 - 1110 = 1490$$

$$d_1 = 2575 - 1110 = 1465$$

$$d_2 = 1110 - 15 = 1095$$

$$d_3 = 1290 - 1110 = 180$$

$$d_4 = 1110 - 155 = 955$$

$$d_5 = 1110 - 295 = 815$$

Calculons maintenant l'inertie de chaque élément  $I_{xi}$  de la section par rapport à l'axe qui passe par son centre de gravité, puis l'inertie  $I_{Gi}$  par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section d'acier  $Y_G$ .

➤ La semelle supérieure

$$I_{x1} = \frac{1000 \cdot 50^3}{12} = 1.04 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{G1} = I_{x1} + d_1^2 S_1 = 1.04 \cdot 10^7 + 1.07 \cdot 10^{11}$$

$$I_{G1} = 1.074 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

➤ La semelle inférieure

$$I_{x2} = \frac{3850 \cdot 30^3}{12} = 8.66 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{G2} = I_{x2} + d_2^2 S_2 = 8.66 \cdot 10^6 + 1.38 \cdot 10^{11}$$

$$I_{G2} = 1.385 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

➤ L'âme du raidisseur

$$I_{x4} = \frac{30 \cdot 250^3}{12} = 3.9 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{G4} = I_{x4} + d_4^2 S_4 = 3.9 \cdot 10^7 + 6.84 \cdot 10^9$$

$$I_{G4} = 6.88 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

➤ La semelle du raidisseur

$$I_{x5} = \frac{250 \cdot 30^3}{12} = 5.62 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$I_{G5} = I_{x5} + d_5^2 S_5 = 5.62 \cdot 10^5 + 4.98 \cdot 10^9$$

$$I_{G5} = 4.98 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

➤ L'âme inclinée

Il s'agit de calculer l'inertie d'une section par rapport à un axe incliné de  $25^\circ$  relativement à l'axe principale d'inertie. Pour se faire, on utilise le cercle de Mohr, qui permet de déterminer l'inertie à un axe incliné d'un angle  $\alpha$  dans le plan physique par une rotation de  $2\alpha$  dans le cercle de Mohr.

Soit X et Y les axes principaux d'inertie

$$I_X = \frac{20 \cdot 2780^3}{12} = 3.58 \cdot 10^{10} \quad \text{et} \quad I_Y = \frac{2780 \cdot 20^3}{12} = 1.85 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{x3} = I_Y + \frac{I_X - I_Y}{2} (1 + \cos 50) = 2.93 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_{G3} = I_{x3} + d_3^2 S_3 = 2.93 \cdot 10^{10} + 1.8 \cdot 10^9$$

$$I_{G3} = 3.11 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

L'inertie de la section d'acier est définie comme suit

$$I_a = \sum n_i I_{Gi} = 2(I_{G1} + I_{G3}) + 3(I_{G4} + I_{G5}) + I_{G2}$$

$$I_a = [2(1.74 + 0.31)10^{11} + 3(6.88 + 4.98)10^9 + 1.385 \cdot 10^{11}] \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow I_a = 5.79 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

## VI.2.2 Caractéristiques géométriques de la section de béton

### ➤ Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par la formule suivante : [2]

$$b_{eff} = 2(b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2})$$

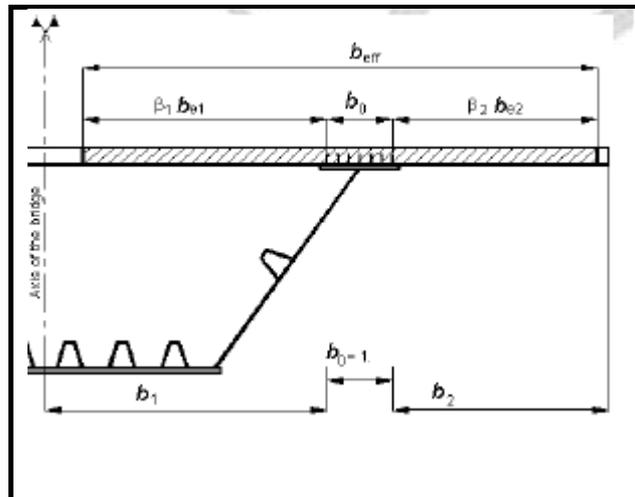


Fig. VI. 6 Largeur efficace de la dalle [2]

$$b_{e1} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_1\right) = b_1 \text{ et } b_{e2} = \min\left(\frac{L_e}{8}, b_2\right) = b_2$$

$b_1$  et  $b_2$  sont respectivement la distance entre nus de la semelle supérieure, entre axe de la dalle et nus de semelle, extrémité de la dalle (fig. 5).

$L_e = 0.8 L$  ( $L$  longueur de la plus petite travée)

$\beta_1 = \beta_2 = 1$  donc  $b_{eff} = 10.5m$  pleine largeur de la section

### ➤ Aire de la dalle

la surface de la dalle  $S_b$  est donné par

$$S_b = b_{eff} e \text{ (l'épaisseur de la dalle } e \text{ est égale à } 30 \text{ cm)}$$

$$\Rightarrow S_b = 3.15 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

### ➤ L'inertie de la dalle

L'inertie de la dalle est égale à :

$$I_b = \frac{b_{eff} e^3}{12} = \frac{10500 \cdot 300^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_b = 2.36 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

### VI.3 justification de la section mixte

#### VI.3.1 Justification à l'état limite de service ELS

##### VI.3.1 .1 caractéristique de la section mixte

Pour la justification à l'ELS de la section mixte, on admet un comportement élastique des deux matériaux acier et béton. Cela est vrai pour autant que les contraintes ne dépassent pas les contraintes limite élastiques. Nous distinguerons deux cas de comportement élastique selon que le béton travaille en compression ou en traction.

##### A) Comportement de la section mixte pour un moment positif

Dans ce cas le béton travaille en compression, ainsi la contribution du béton à la flexion d'ensemble est considérable.

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

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

L'inertie de la section mixte est définie comme suit : [12]

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{n} + \frac{S_a S_b C^2}{n S}$$

On note :

$S_a$  : Section d'acier ;  $S_b$  : section de béton ;

$n$  : coefficient d'équivalence ;  $I_b$  l'inertie de la section de béton.

Les paramètres a et b sont les distances respectives des centre de gravité  $Y_{ga}$  et  $Y_{gb}$  à  $Y_m$ , on pose  $C=a +b$ , avec ;

$$a = \frac{S_b C}{n S} \text{ et } b = \frac{S_a C}{S}.$$

On d'après les calcul du paragraphe précédent  $S_a = 372 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ ,  $S_b = 3.15 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$ ,

$C = h + Y_{gb} - Y_{ga} = 2600 + 150 - 1110 = 1640$ ,  $I_a = 5.79 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$ ,  $S = 5.47 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$

$I_b = 2.36 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$ , on prend comme coefficients d'équivalence  $n=18$

$$\Rightarrow I_m = 5.79 \cdot 10^{11} + \frac{2.36 \cdot 10^{10}}{18} + \frac{372 \cdot 10^3 \cdot 3.15 \cdot 10^6 \cdot 1640^2}{18 \cdot 5.47 \cdot 10^5}$$

$$\Rightarrow I_m = 9 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$\text{On a : } a = \frac{S_b C}{n S} = \frac{3.15 \cdot 10^6 \cdot 1640}{18 \cdot 5.47 \cdot 10^5} = 524 \text{ mm} \text{ et } b = \frac{S_a C}{S} = \frac{415 \cdot 10^3 \cdot 1640}{5.47 \cdot 10^5} = 1116 \text{ mm}$$

$$V_a = b - 150 = 966 \text{ mm}, V_b = b + 150 = 1266 \text{ mm}, \check{V}_a = 524 + 1110 = 1634 \text{ mm}$$

$V_a$  : Distance de la fibre supérieure de l'acier au centre de gravité de la section mixte.

$V_b$  : Distance de la fibre supérieure du béton au centre de gravité de la section mixte.

$\check{V}_a$  : Distance de la fibre inférieure de l'acier au centre de gravité de la section mixte.

### B) Comportement de la section mixte pour un moment négatif

Le béton dans ce cas est tendu, donc négligé. Le comportement de la section mixte dépend que de la charpente et des armatures du béton.

Le ferrailage longitudinal déterminé en flexion locale est de 5 HA25 par mètre linéaire pour chaque nappe (supérieur et inférieur). Donc la section d'armature  $S_{ar}$  est calculée comme suit :

$$S_{ar} = 10 b_{eff} \frac{\pi 25^2}{4} \Rightarrow S_{ar} = 10 \cdot 10.5 \frac{\pi 25^2}{4} = 5.15 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 .$$

Calculons maintenant le centre de gravité de la section mixte

$$Y_G = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = \frac{S_a \cdot 1110 + S_{ar} \cdot 2750}{S_a + S_{ar}} = \frac{372 \cdot 10^3 \cdot 1110 + 5.15 \cdot 10^4 \cdot 2750}{423.5 \cdot 10^3}$$

$$\Rightarrow Y_G = 1309 \text{ mm}$$

L'inertie de la section mixte est de :

$$I_m = I_a + S_a d_a^2 + S_{ar} d_{ar}^2 = 5.79 \cdot 10^{11} + 372 \cdot 10^3 \cdot 199^2 + 5.15 \cdot 10^4 \cdot 1441^2$$

$$\Rightarrow I_m = (5.79 \cdot 10^{11} + 1.35 \cdot 10^{10} + 1.069 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$\text{D'où } I_m = 7 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Les distances des fibres extrêmes au centre de gravité de la section mixte sont :

$$V_{ar} = 1441 \text{ mm}, V_a = 1291 \text{ mm}, \check{V}_a = 1309$$

### VI.3.1 .2 Sollicitation à l'ELS

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT Millénium), sont les surcharges A, B, M120, et D240. Après calcul automatique les combinaisons de charge qui donnent les moments les plus défavorables sont :

Combinaison (A):  $G + 1.2(A(l) + ST)$

Combinaison (D):  $G + D240$

G représente la charge permanente et ST la surcharge de trottoir

Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELS en (T.m) obtenus sont illustrés ci-après.

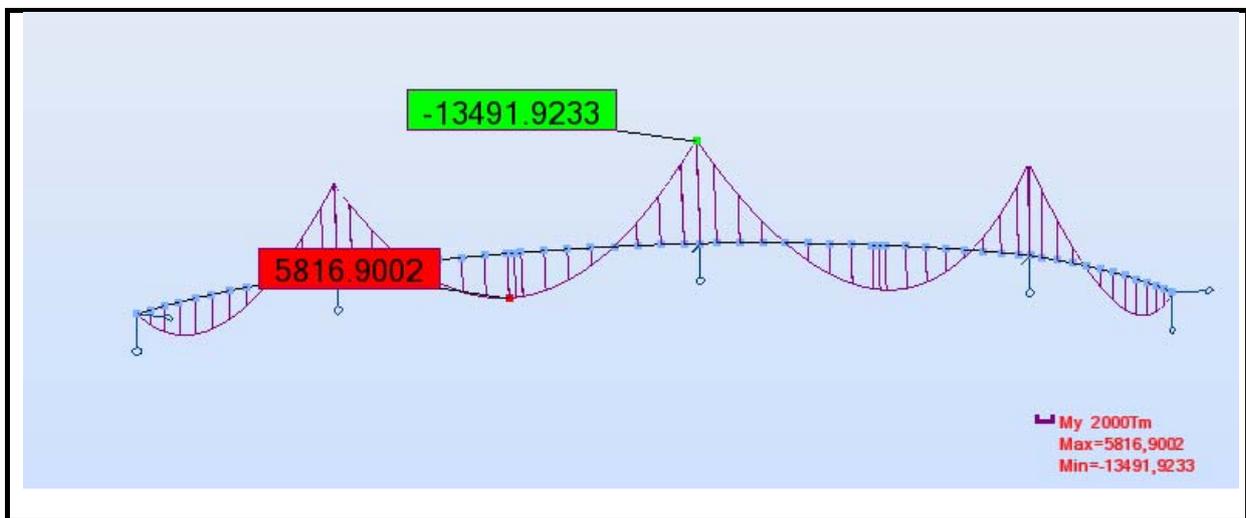


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS sous la combinaison de charge  $G + 1.2(A(l) + ST)$

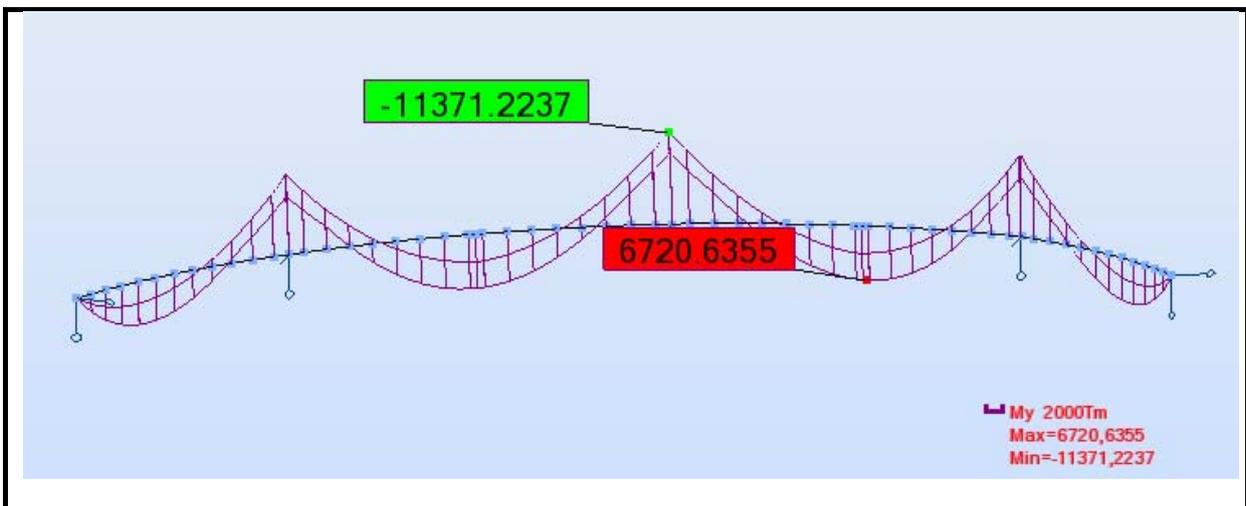


Diagramme du moment fléchissant à l'ELS sous la combinaison de charge  $G + D240$

### VI.3.1 .3 Vérification des contraintes

#### A) Vérification des contraintes dues aux moments positifs

D'après les diagrammes ci-dessus le moment positif maximal est  $M = 6720.6 T.m$  soit  $M = 0.67 \cdot 10^{11} N.mm$ . Les caractéristiques de la section mixte précédemment déterminées sont :

$$I_m = 9 \cdot 10^{11} mm^4, V_a = 966 mm, V_b = 1266 mm, \dot{V}_a = 1634 mm.$$

➤ Principe de vérification [9]

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes pour le moment fléchissant positif maximal.

La contrainte dans le béton doit être inférieure à  $\sigma_{db} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 40 = 24 Mpa$

La contrainte dans l'acier doit être inférieure à  $\sigma_{da} = \frac{f_{ya}}{\gamma_R} = \frac{355}{1.1} = 322.72 Mpa$

➤ Calcul des contraintes

Soit  $\sigma_b$  la contrainte maximale dans le béton,  $\sigma_a$  la contrainte maximale de compression dans l'acier et  $\dot{\sigma}_a$  la contrainte maximale de traction dans l'acier.

$$\sigma_b = \frac{M V_b}{n I_m} = \frac{0.67 \cdot 10^{11} \cdot 1266}{18 \cdot 9 \cdot 10^{11}} = 5.23 Mpa$$

$\Rightarrow \sigma_b = 5.23 Mpa < \sigma_{db} = 24 Mpa$  .Donc la contrainte dans le béton est vérifiée.

$$\sigma_a = \frac{M V_a}{I_m} = \frac{0.67 \cdot 10^{11} \cdot 966}{9 \cdot 10^{11}} = 71.91 Mpa$$

$\Rightarrow \sigma_a = 71.91 Mpa < \sigma_{da} = 322.72 Mpa$  .Donc la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée.

$$\dot{\sigma}_a = \frac{M \dot{V}_a}{I_m} = \frac{0.67 \cdot 10^{11} \cdot 1596}{9 \cdot 10^{11}} = 118.81 Mpa$$

$\Rightarrow \dot{\sigma}_a = 118.81 Mpa < \sigma_{da} = 322.72 Mpa$  .Donc la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.

#### B) Vérification des contraintes dues aux moments négatifs

D'après les diagrammes de moments fléchissant à L'ELS le moment négatif maximal est  $M = 13491.9 T.m$  soit  $M = 1.35 \cdot 10^{11} N.mm$ . Les caractéristiques de la section mixte précédemment déterminées sont :

$$I_m = 7 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4, V_{ar} = 1441 \text{ mm}, V_a = 1291 \text{ mm}, \dot{V}_a = 1309 \text{ mm}.$$

➤ Principe de vérification

Dans cette étape nous nous intéressons à la vérification des contraintes pour le moment fléchissant négatif maximal.

$$\text{La contrainte dans l'acier doit être inférieure à } \sigma_{da} = \frac{f_{ya}}{\gamma_R} = \frac{355}{1.1} = 322.72 \text{ Mpa}$$

$$\text{La contrainte dans les armatures doit être inférieure à } \sigma_{dar} = \frac{f_e}{\gamma_R} = \frac{400}{1.2} = 333.4 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul des contraintes

Soit  $\sigma_{ar}$  la contrainte maximale dans les aciers d'armatures,  $\sigma_a$  la contrainte maximale de traction dans l'acier et  $\dot{\sigma}_a$  la contrainte maximale de compression dans l'acier.

$$\sigma_{ar} = \frac{MV_{ar}}{I_m} = \frac{1.35 \cdot 10^{11} \cdot 1441}{7 \cdot 10^{11}} = 277.9 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_{ar} = 277.9 \text{ Mpa} < \sigma_{dar} = 333.4 \text{ Mpa}$  .Donc la contrainte de traction dans l'acier des armatures est vérifiée.

$$\sigma_a = \frac{MV_a}{I_m} = \frac{1.35 \cdot 10^{11} \cdot 1291}{7 \cdot 10^{11}} = 248.97 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \sigma_a = 248.97 \text{ Mpa} < \sigma_{da} = 322.72 \text{ Mpa}$  .Donc la contrainte de traction dans l'acier est vérifiée.

$$\dot{\sigma}_a = \frac{M \dot{V}_a}{I_m} = \frac{1.35 \cdot 10^{11} \cdot 1309}{7 \cdot 10^{11}} = 252.45 \text{ Mpa}$$

$\Rightarrow \dot{\sigma}_a = 252.45 \text{ Mpa} < \sigma_{da} = 322.72 \text{ Mpa}$  .Donc la contrainte de compression dans l'acier est vérifiée.

### VI.3.2 Justification à l'état limite ultime ELU

#### VI.3.2 .1 Caractéristique de la section mixte

Pour la justification à l'ELU de la section mixte, on admet un comportement plastique des deux matériaux acier et béton. Nous distinguerons deux cas de comportement plastique selon que le béton travaille en compression ou en traction. Le calcul du moment résistant est effectué à partir des diagrammes contraintes- déformations des matériaux.

On va dimensionner en considérant une plastification complète de la section et on cherche la résistance de l'ouvrage à la ruine et on raisonne pour que l'ouvrage supporte les charges globalement. Les diagrammes sont rectangulaires et non plus linéaires.

Nous devons déterminer la position de l'axe neutre plastique.

### A) Comportement de la section mixte pour un moment positif

Dans ce cas le béton travaille en compression, ainsi la contribution du béton à la flexion d'ensemble est considérable. Ce type de sollicitation met la dalle de béton totalement ou partiellement en compression, et le profilé totalement ou partiellement en traction. Remarquons ici que la participation de l'armature en compression est en générale négligée.

#### ➤ Position de l'axe neutre

Considérons que l'axe neutre est juste à l'interface entre le béton et l'acier, donc le béton totalement comprimé et l'acier totalement tendu.

La force de compression développée par le béton  $F_c = f_{bu}S_b$ , et la force de traction développée par l'acier de la charpente est  $F_t = f_y S_a$ .

$$F_c = 22.66 \cdot 10500 \cdot 300 = 71.37 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_t = 355 \cdot 372000 = 132.06 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Comme nous sommes dans un cas de flexion simple, les forces  $F_t$  et  $F_c$  doivent être en équilibre. Le fait que  $F_t$  soit supérieur à  $F_c$  prouve que l'axe neutre est dans la section d'acier et qu'une partie de la section de l'acier est comprimé. [9]

D'après le principe d'équilibre des forces de compression et de traction relatif à la nature de la sollicitation, on peut écrire :

$$f_{bu}S_b + f_y S_{ac} = f_y S_{at}$$

Nous désignons par  $S_{ac}$  l'aire de la section d'acier comprimée et  $S_{at}$  l'aire de la section tendue. La formule précédente implique que :

$$S_{at} - S_{ac} = \frac{f_{bu}S_b}{f_y} = 2.01 \cdot 10^5 \text{ mm}^2 ,$$

$$\text{Comme } S_{at} + S_{ac} = S_a = 3.72 \cdot 10^5 \Rightarrow 2 S_{ac} = 1.71 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } S_{ac} = 0.85 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

On a l'aire des semelles supérieures est de  $10^5 \text{ mm}^2$  donc l'axe neutre est dans la semelle supérieure. La hauteur  $h$  de la partie comprimée est de

$$h = \frac{0.85 \cdot 10^5}{2000} = 42.5 \text{ mm}$$

$$Y_g = h_t - h$$

$h_t$  est la hauteur totale de la section d'acier,  $e_1$  est l'épaisseur de la semelle supérieure.

$$\Rightarrow Y_g = 2600 - 42.5 = 2557.5 \text{ mm}$$

- Calcul du moment de plastification positif

Maintenant qu'on a déterminé le centre de gravité de la section mixte, nous calculerons le moment de résistance ultime en considérant une plastification totale de la section.

$$\text{Ainsi } M_{ru+} = \sum f_{yi} S_i d_i$$

Avec  $f_{yi}$  la contrainte de plastification du matériau considéré qui sera de  $f_{bu}$  pour le béton et  $f_y$  pour l'acier. Rappelons que  $f_{bu} = 22.66 \text{ Mpa}$  et  $f_y = 355 \text{ Mpa}$ .  $S_i$  est la surface de chaque élément composant la section mixte et  $d_i$  la distance du centre de gravité de l'élément considéré au centre de gravité de la section mixte. Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.4 Calcul du moment de plastification positif**

L'élément considéré	$f_{yi} \left( \frac{N}{mm^2} \right)$	$S_i (mm^2)$	$d_i (mm)$	$f_{yi} S_i d_i (N \cdot mm)$
La dalle	22.66	$31.5 \cdot 10^5$	192.5	$1.37 \cdot 10^{10}$
Les semelles supérieures comprimées	355	$0.85 \cdot 10^5$	21.25	$0.064 \cdot 10^{10}$
Les semelles supérieures tendues	355	$0.15 \cdot 10^5$	3.75	$0.0019 \cdot 10^{10}$
L'âme inclinée	355	$111.2 \cdot 10^3$	1267.5	$5 \cdot 10^{10}$
Semelle inférieure	355	$1.155 \cdot 10^5$	2557.5	$10.48 \cdot 10^{10}$
Ames de raidisseurs	355	$22.5 \cdot 10^3$	2402.5	$1.92 \cdot 10^{10}$
Semelles de raidisseurs	355	$22.5 \cdot 10^3$	2262.5	$1.8 \cdot 10^{10}$
Le bilan				<b><math>20.63 \cdot 10^{10}</math></b>

$$M_{ru+} = \sum f_{yi} S_i d_i = 20.63 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\Rightarrow M_{ru+} = 20.63 \cdot 10^3 \text{ T} \cdot \text{m}$$

### B) Comportement de la section mixte pour un moment négatif

Dans ce cas le béton travaille en traction, ainsi la contribution du béton à la flexion d'ensemble est négligée. Ce type de sollicitation met la dalle de béton totalement ou partiellement en traction, et le profilé totalement ou partiellement en compression. Remarquons ici la participation des armatures pour les efforts de traction.

➤ Position de l'axe neutre

Considérons que l'axe neutre est juste à l'interface entre le béton et l'acier, donc le béton totalement tendu et l'acier totalement comprimé.

La force de traction développée par les armatures du béton  $F_t = f_{su}S_{ar}$ , et la force de compression développée par l'acier de la charpente est  $F_c = f_y S_a$ .

$$F_t = 348 \cdot 5.15 \cdot 10^4 = 17.92 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$F_c = 355 \cdot 372000 = 132.06 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Comme nous sommes dans un cas de flexion simple, les forces  $F_t$  et  $F_c$  doivent être en équilibre. Le fait que  $F_c$  soit supérieur à  $F_t$  prouve que l'axe neutre est dans la section d'acier et qu'une partie de la section de l'acier est tendue et une autre comprimée.

D'après le principe d'équilibre des forces de compression et de traction relatif à la nature de la sollicitation, on peut écrire :

$$f_{su}S_{ar} + f_y S_{at} = f_y S_{ac}$$

Nous désignons par  $S_{ac}$  l'aire de la section d'acier comprimé et  $S_{at}$  l'aire de la section tendue. La formule précédente implique que :

$$S_{ac} - S_{at} = \frac{f_{su}S_{ar}}{f_y} = 5.05 \cdot 10^4 \text{ mm}^2 ,$$

$$\text{Comme } S_{at} + S_{ac} = S_a = 3.72 \cdot 10^5 . \Rightarrow 2 S_{at} = 3.21 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc } S_{at} = 1.6 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

On a l'aire des semelles supérieures est de  $10^5 \text{ mm}^2$  donc la longueur de l'âme inclinée tendue suivant l'inclinaison de l'âme est de  $l = \frac{(S_{at}-10^5)}{2 \times 20} = 1500 \text{ mm}$ . La projection de cette longueur donne une hauteur de compression de  $h = l \cos 25 = 1359 \text{ mm}$ .

Ceci implique que la position du centre de gravité de la section mixte par rapport au nus de la semelle inférieure est de :

$$Y_g = h_t - e_1 - h$$

$$\Rightarrow Y_g = 2600 - 50 - 1359 = 1191 \text{ mm}$$

- Calcul du moment de plastification négatif

Maintenant qu'on a déterminé le centre de gravité de la section mixte, nous calculerons le moment ultime en considérant une plastification totale de la section.

$$\text{Ainsi } M_{ru-} = \sum f_{yi} S_i d_i$$

Avec  $f_{yi}$  la contrainte de plastification du matériau considéré qui sera de  $f_{su}$  pour les armatures du béton et  $f_y$  pour l'acier. Rappelons que  $f_{su} = 348 \text{ Mpa}$  et  $f_y = 355 \text{ Mpa}$ .  $S_i$  est la surface de chaque élément composant la section mixte et  $d_i$  la distance du centre de gravité de l'élément considéré au centre de gravité de la section mixte. Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.5 Calcul du moment de plastification négatif**

L'élément considéré	$f_{yi} (\frac{N}{mm^2})$	$S_i (mm^2)$	$d_i (mm)$	$f_{yi} S_i d_i (N \cdot mm)$
Les armatures de la dalle	348	$5.15 \cdot 10^4$	1559	$2.79 \cdot 10^{10}$
Les semelles supérieures	355	$10^5$	1384	$4.91 \cdot 10^{10}$
L'âme inclinée supérieure à $Y_g$	355	$6 \cdot 10^4$	1359	$2.88 \cdot 10^{10}$
L'âme inclinée inférieure à $Y_g$	355	$5.12 \cdot 10^4$	1161	$2.1 \cdot 10^{10}$
Semelle inférieure	355	$1.155 \cdot 10^5$	1176	$4.82 \cdot 10^{10}$
Ames de raidisseurs	355	$22.5 \cdot 10^3$	1036	$0.83 \cdot 10^{10}$
Semelles de raidisseurs	355	$22.5 \cdot 10^3$	896	$0.71 \cdot 10^{10}$
Le bilan				<b><math>19.04 \cdot 10^{10}</math></b>

$$M_{ru-} = \sum f_{yi} S_i d_i = 19.04 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\Rightarrow M_{ru-} = 19.04 \cdot 10^3 \text{ T} \cdot \text{m}$$

### VI.3.2 .2 Sollicitation à l'ELU

Les charges roulantes prises dans notre calcul (modélisation au ROBOT Millénium), sont les surcharges A, B, M120, et D240. Après calcul automatique les combinaisons de charge qui donnent les moments les plus défavorables sont :

Combinaison (A):  $1.35G + 1.6(A(I) + ST)$

Combinaison (D):  $1,35G + 1.35D_{240}$

G représente la charge permanente et ST la surcharge de trottoir

Les diagrammes du moment fléchissant à l'ELS en (T.m) obtenus sont illustrés ci-après.

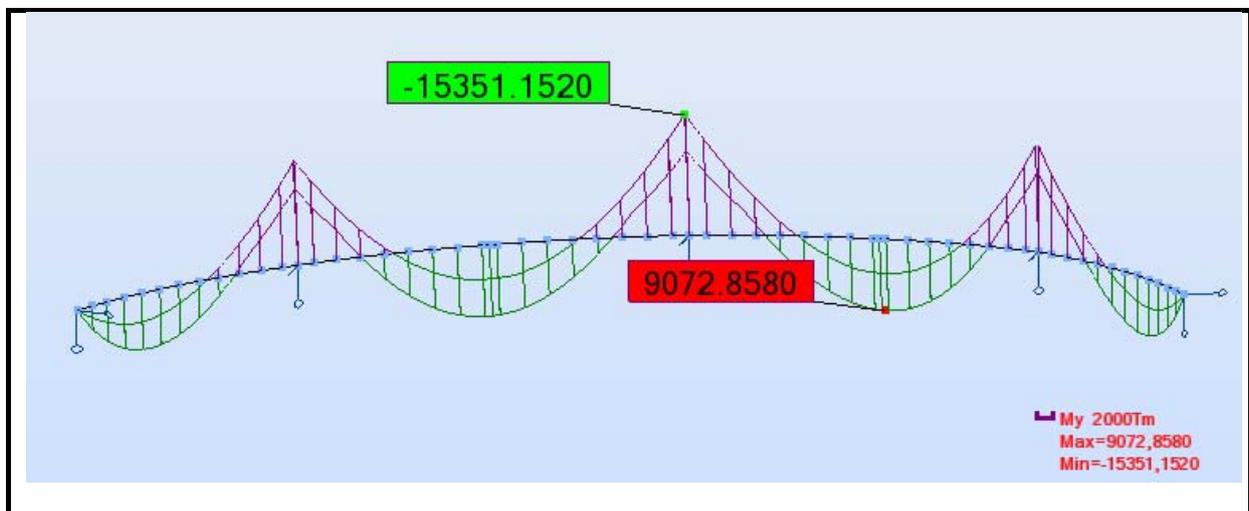


Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sous la combinaison de charge  $1,35G + 1.35D_{240}$

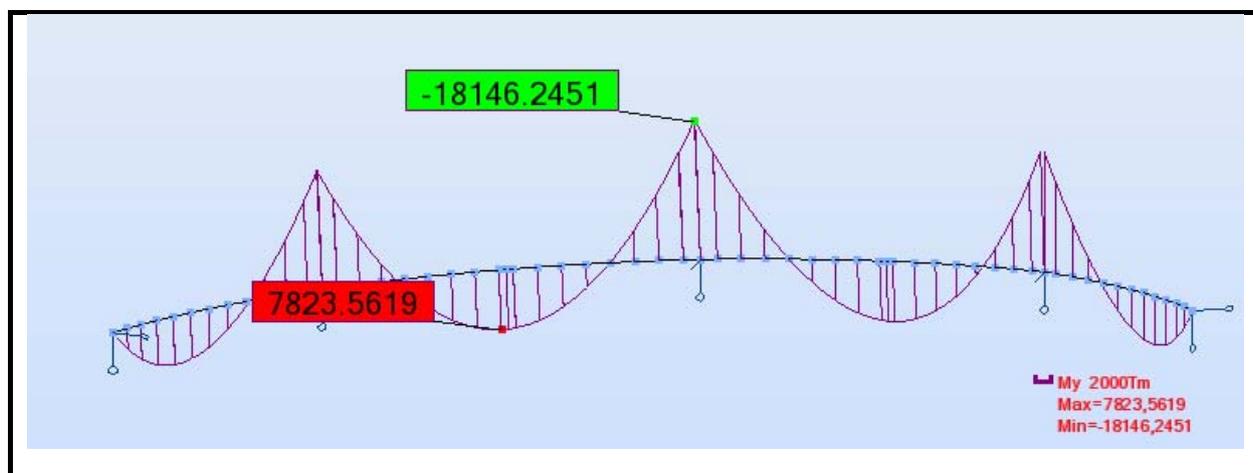


Diagramme du moment à l'ELU sous la combinaison de charge  $1.35G + 1.6(A(I) + ST)$

### VI.3.2 .3 Vérification de la résistance de la section à L'ELU

Les moments de sollicitation maximums à l'ELU tels que illustrés dans les diagrammes précédant sont :

Le moment positif  $M_{s+} = 9.07 \cdot 10^3 \text{ T.m}$  et le moment négatif  $M_{s-} = 18.14 \cdot 10^3 \text{ T.m}$ . Ces moments sont inférieures aux moments de résistance ultime calculés dans le paragraphe précédent.

$$M_{s+} = 9.07 \cdot 10^3 \text{ T.m} < M_{ru+} = 20.63 \cdot 10^3 \text{ T.m} .$$

$$M_{s-} = 18.14 \cdot 10^3 \text{ T.m} < M_{ru-} = 19.04 \cdot 10^3 \text{ T.m} .$$

Donc la section est justifiée à la sollicitation en flexion à l'ELU.

### VI.3.3 Vérification au cisaillement

Il est en général admis dans le calcul des sections mixtes que la résistance à un effort tranchant est égale à celle de la section métallique.

Il s'agit de vérifier que la contrainte tangentielle  $\tau$  reste inférieure à la contrainte limite élastique de cisaillement  $\tau_y$ . Cette dernière s'obtient en appliquant le critère de von Mises :

$$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205 \text{ Mpa}$$

La répartition élastique des contraintes tangentielles montre que ces dernières sont très faibles dans les semelles supérieures et inférieures. On peut donc faire l'hypothèse que les ailes ne participent pas à la reprise de l'effort tranchant, qui est alors entièrement repris par l'âme du profilé, dans laquelle une répartition uniforme des contraintes tangentielles  $\tau$  est admise :  $A_w = b d$  aire conventionnelle de l'âme.

$$A_w = 2820 \cdot 40 = 1.2 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

Cette approximation considère en fait la plastification complète de l'âme, pour laquelle on admet une longueur conventionnelle  $b$  supérieur à sa longueur réelle, (longueur prise entre les centres de gravité des semelles), afin de prendre en compte l'apport des ailes du profilé. La résistance ultime à un effort tranchant est ainsi atteinte lorsque la contrainte tangentielle  $\tau$  est égale à la contrainte limite élastique de cisaillement  $\tau_y$ . On peut donc exprimer cette résistance ultime par ce que nous appellerons la résistance plastique à l'effort tranchant  $V_{pl}$  :

$$V_{pl} = \tau_y A_w = 2.46 \cdot 10^7 \text{ N} \text{ soit } \boxed{V_{pl} = 2.46 \cdot 10^3 \text{ T}}$$

Après calcul automatique la combinaison de charge qui donne les efforts tranchants maximums est la Combinaison (A):  $1.35G + 1.6(A(I) + ST)$

G représente la charge permanente et ST la surcharge de trottoir. Le diagramme de l'effort tranchant à l'ELU en (T) obtenu est illustré ci-dessous.

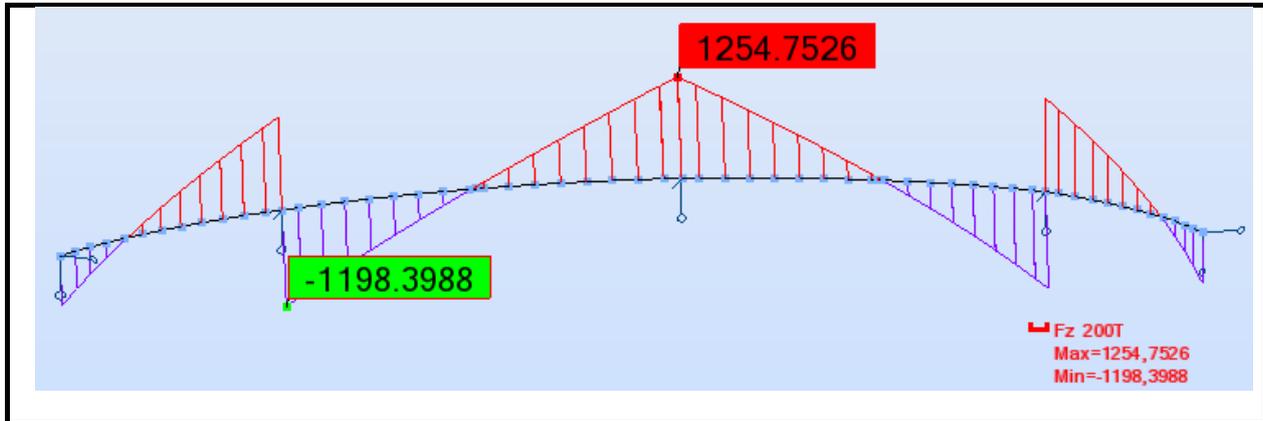


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sous la combinaison  $1.35G + 1.6(A(I) + ST)$

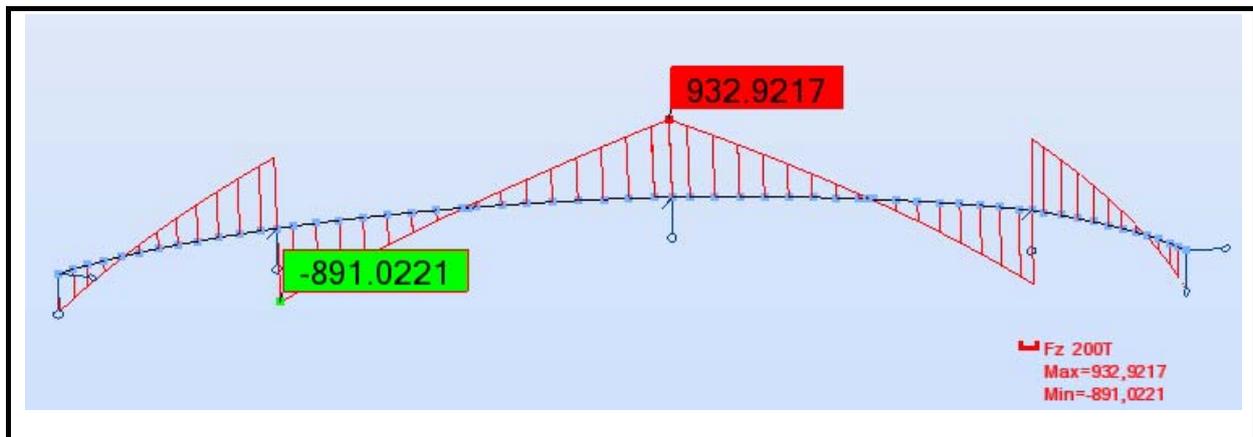


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS sous la combinaison  $G + 1,2(A(I) + ST)$

L'effort tranchant de sollicitation maximal  $V_{sol} = 1.25 \cdot 10^3 T$  on voit bien que :

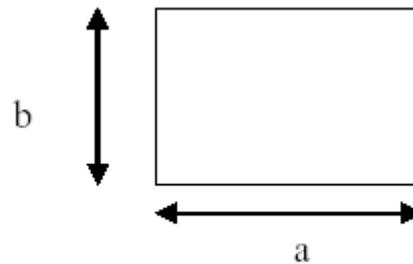
$V_{sol} < V_{pl} = 2.46 \cdot 10^3 T$  . Donc la résistance à l'effort tranchant est vérifiée

### VI.3.4 Vérification au voilement de l'âme

➤ **Principe de vérification**

On délimitera les panneaux de sorte que, la bordure d'un panneau est supposée rigide et indéformable.

Vérification du panneau délimité par les semelles et les entretoises.



**L'âme de la poutre**

Les entretoises sont disposées transversalement tout les 4m avec des raidisseurs d'âme verticaux.

$$a = 4m$$

$$b = 2.78m \quad \text{et} \quad e = 2 \text{ cm}$$

On vérifie la condition suivante : **[8]**

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq 1.8$$

Avec

$$\begin{cases} S_\sigma = 1.8 & \text{si } \psi = 1 \\ S_\sigma = 1.4 + 0.4 \psi & \text{si } -1 < \psi < 1 \\ S_\sigma = 1 & \text{si } \psi < -1 \end{cases}$$

$\sigma$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes de compression et de cisaillement maximales par lesquelles est sollicitée l'âme.

Les contraintes maximales sont obtenues pour le moment négatif  $M = 1.35 \cdot 10^{11} \text{ N}\cdot\text{mm}$

$$\sigma = \frac{M(\tilde{V}_a - e_2)}{I_m} = \frac{1.35 \cdot 10^{11} \cdot 1279}{7 \cdot 10^{11}} = 246.66 \text{ Mpa}$$

On retranche de  $\tilde{V}_a$  l'épaisseur de la semelle inférieure  $e_2$  pour avoir la contrainte maximale au niveau de l'âme. La contrainte de traction maximale est obtenue similairement :

$$\sigma_t = \frac{M((V_a - e_1))}{I_m} = \frac{1.35 \cdot 10^{11} \cdot 1241}{7 \cdot 10^{11}} = 239.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V}{A_w} = \frac{932.92 \cdot 10^4}{2780 \cdot 20} = 167.8 \text{ Mpa}$$

$V$  est l'effort tranchant de sollicitation,  $A_w$  l'aire de l'âme.

On définit  $\psi$  comme le rapport entre la contrainte de traction maximale sur la contrainte de compression maximale.  $\psi = -\frac{\sigma_t}{\sigma} = -0.97$

$$\Rightarrow S_\sigma = 1.4 + 0.4 \psi = 1.01$$

Les contraintes critiques sont définies comme suit [9]:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\sigma = 190\,000 \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\sigma \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\tau = 190\,000 \left(\frac{e}{b}\right)^2 K_\tau \text{ Mpa}$$

Les valeurs minimales des coefficients de voilement  $K_\sigma$   $K_\tau$  sont données selon le type de sollicitation et les conditions de bord. [9]

$K_\sigma = 39.52$  Pour le cas de la flexion simple

$K_\tau$  est donnée en fonction de  $\alpha$ .  $K_\tau = 9 + \frac{3.30}{\alpha^2}$  si  $\alpha \geq 1$  et  $K_\tau = 7 + \frac{5.30}{\alpha^2}$  si  $\alpha \leq 1$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{4}{2.78} = 1.43 \Rightarrow K_\tau = 10.59$$

$$\text{D'où } \sigma_{cr} = 190\,000 \left(\frac{2}{278}\right)^2 39.52 = 388.63 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{cr} = 190\,000 \left(\frac{2}{278}\right)^2 10.59 = 104.13 \text{ Mpa}$$

Vérifions maintenant la condition de voilement  $(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}})^2 + (\frac{\tau}{\tau_{cr}})^2 \leq 1.8$

$$\left(1.01 \frac{246.66}{388.63}\right)^2 + \left(\frac{167.8}{104.13}\right)^2 = 3$$

Donc la condition de voilement n'est pas vérifiée  $\Rightarrow$  il faut ajouter des raidisseurs verticaux entre les entretoises.

### ➤ Ajouts de raidisseurs verticaux

Nous proposons de mettre des raidisseurs verticaux tout les 2m, ainsi :

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{2}{2.78} = 0.72 \Rightarrow K_{\tau} = 17.24$$

$$D'où \tau_{cr} = 190\,000 \left(\frac{2}{2.78}\right)^2 17.24 = 169.47 \text{ Mpa}$$

Vérifions maintenant la condition de voilement  $(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma_{cr}})^2 + (\frac{\tau}{\tau_{cr}})^2 \leq 1.8$

$$\left(1.01 \frac{246.6}{388.63}\right)^2 + \left(\frac{167.8}{169.47}\right)^2 = 1.39 \leq 1.8$$

Donc l'âme raidie tout les 2m est vérifiée au voilement.

### VI.3.4 Vérification des raidissages verticaux

Nous prévoyons des raidisseurs aux niveaux des entretoises où les efforts de sollicitations sont maximums [8]. Pour éviter le voilement des âmes nous avons ajouté des raidisseurs à mi-distance des entretoises. Ces raidisseurs de forme rectangulaire (50 cm de large x 3 cm d'épaisseur) sont disposés verticalement tout les 2m, définis par une inertie relative  $\gamma$  et une section relative  $\delta$ . [9]

$$\text{Avec } \gamma = \frac{EJ}{D b'} \quad \text{et } \delta = \frac{S_r}{b t}$$

$J$  : inertie du raidisseur par rapport au plan moyen de l'âme,  $b$  : hauteur de l'âme.

$$D = \frac{E t^3}{12(1-\nu^2)} : \text{rigidité de la plaque pour une largeur unitaire, } t : \text{épaisseur de l'âme.}$$

$S_r$  : section du raidisseur.

$$\text{Pout l'acier } \gamma = 10.92 \frac{J}{b t^3}$$

$$J = \frac{3 \cdot 50^3}{12} = 31250 \text{ cm}^4 \Rightarrow \gamma = 10.92 \frac{31250}{178 \cdot 2^3} = 153.43$$

$$\delta = \frac{S_r}{b t} = \frac{50 \times 3}{278 \times 2} = 0.27$$

Les valeurs limites minimales de  $\gamma$  et  $\delta$  sont définies comme suit : **[8]**

$$\delta_{min} = 0.66 \cdot 10^{-3} \frac{b}{t} = 0.66 \cdot 10^{-3} \frac{278}{2} = 0.09$$

$$\gamma_{min} = 0.33 \left( \frac{b}{50 t} \right)^3 = 7.09$$

Donc on a  $\gamma = 153.43 > \gamma_{min}$  et  $\delta = 0.27 > \delta_{min}$ . Alors la solution choisie pour les raidisseurs vérifie bien les conditions aux limites.

# CONCLUSION GÉNÉRALE

### Conclusion générale

Les ponts métalliques et mixtes représentent une part significative des réalisations actuelles. La qualité de ces projets nécessite la maîtrise d'éléments qui influent sur le choix initial, les études préliminaires, les études d'exécution et la réalisation des ouvrages. De plus, les méthodes de conception et réalisation de ces ponts se développent régulièrement suite aux évolutions des matériaux et des normes en vigueur.

En effet, les ponts mixtes à poutre en caisson métallique, ouvrages fonctionnels, économiquement intéressants et mécaniquement performants, ont redonné ces dernières années aux ponts mixtes une place importante dans la part des marchés d'ouvrage d'art.

L'objectif de notre travail a été d'étudier le tablier d'un pont mixte à poutre-caisson. A la lumière de cette étude on a pu aboutir aux résultats suivant.

- Le choix du type d'ouvrage à construire, en fonction des différentes contraintes imposées. On propose la variante de pont mixte caisson sur la base d'un passage en revue des différentes variantes et tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet.
- Le calcul des charges et surcharges auxquelles sera soumise notre structure. Nous avons déterminé les charges susceptibles d'être défavorables pour chaque cas envisagé.
- L'étude en phase d'exécution de l'ouvrage, avec le choix de la méthodologie de réalisation.
- L'étude de la section mixte (acier – béton) concerne les vérifications des contraintes, à la flexion au voilement, et au cisaillement. Au début, nous avons prévu un raidissage vertical le long des âmes inclinées au niveau des entretoises, sauf que la condition de voilement n'a pas été satisfaite. Pour y remédier nous avons ajouté des raidisseurs verticaux à mi-distance des entretoises.

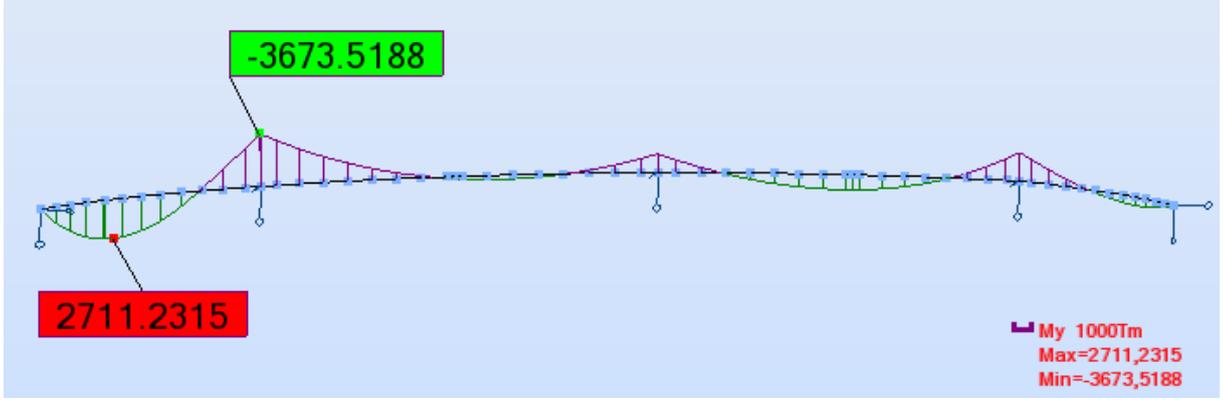
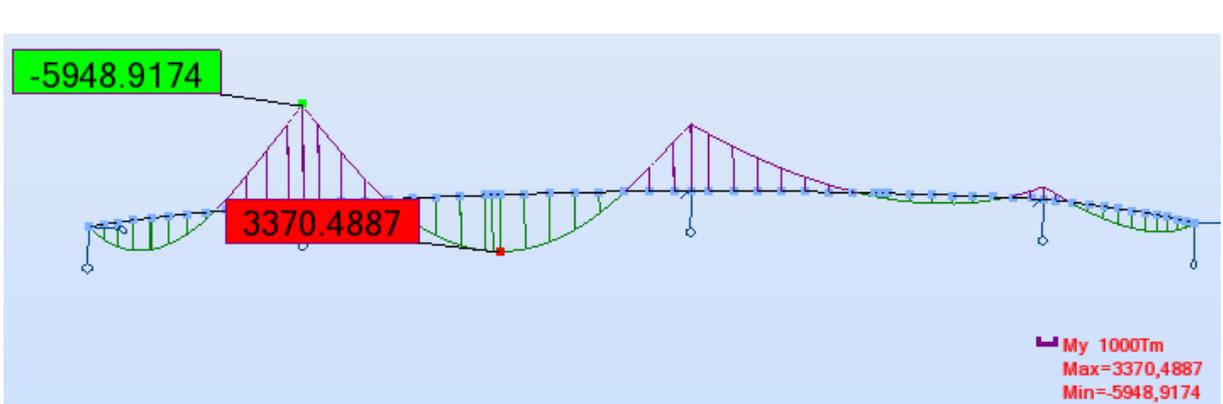
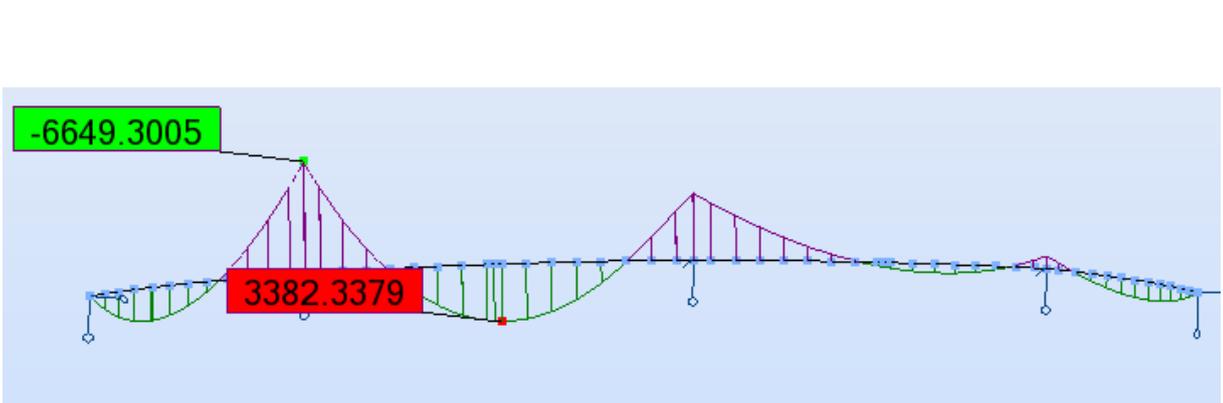
Vu la complexité de la structure de l'ouvrage et le nombre important de travées, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures s'impose. Pour cela, nous avons utilisé le logiciel Robot Millenium.

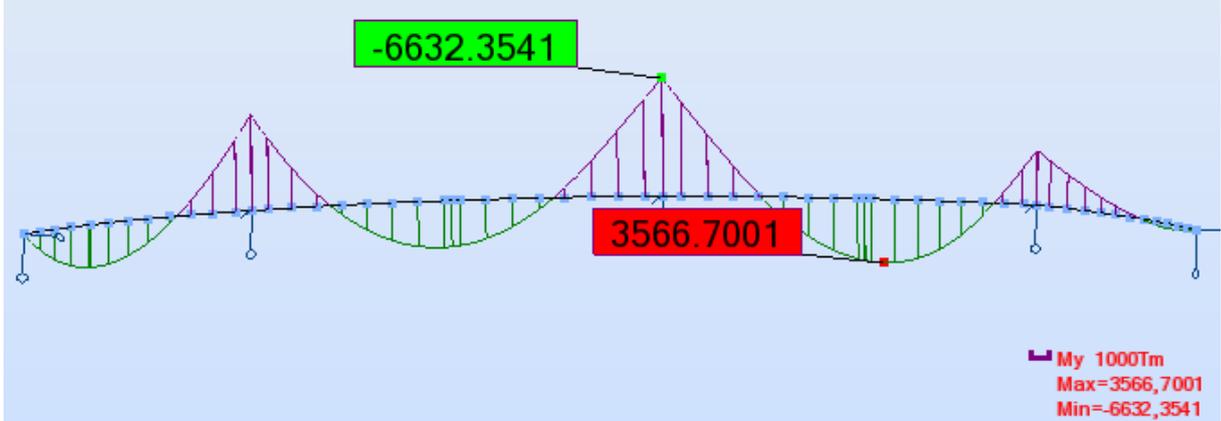
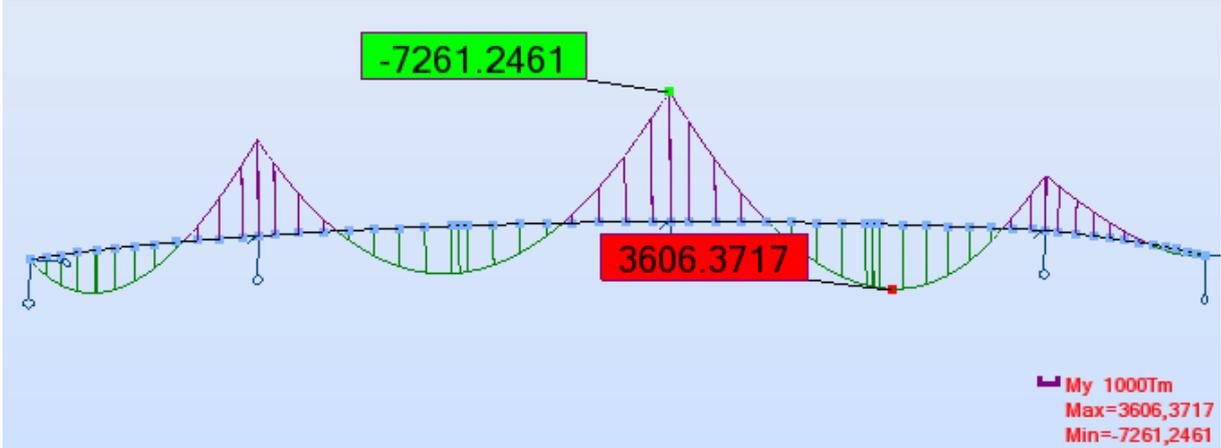
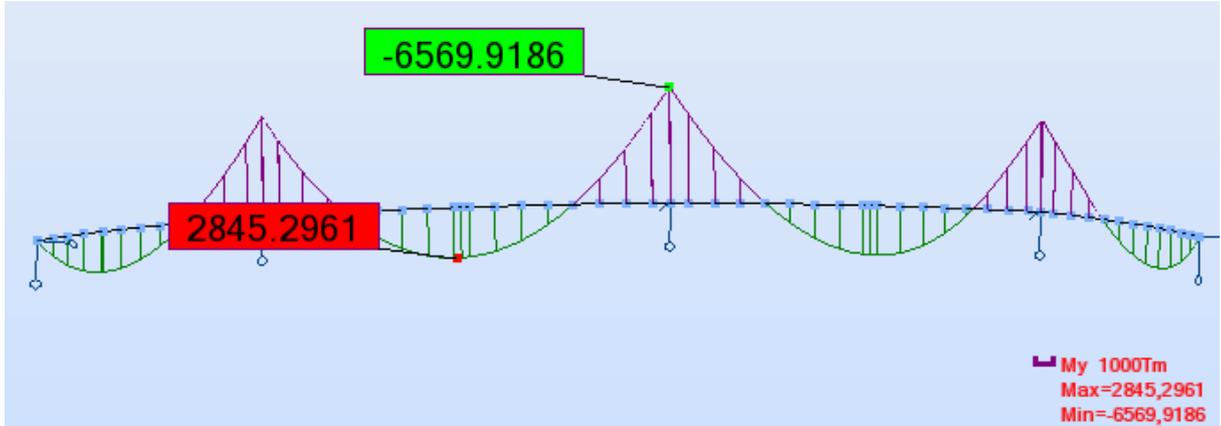
En somme, ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Polytechnique. Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel de calcul de structure Robot Millenium. Ce projet nous a permis, entre autre de bénéficier de l'expérience et des connaissances des gens du domaine d'ouvrage d'art.

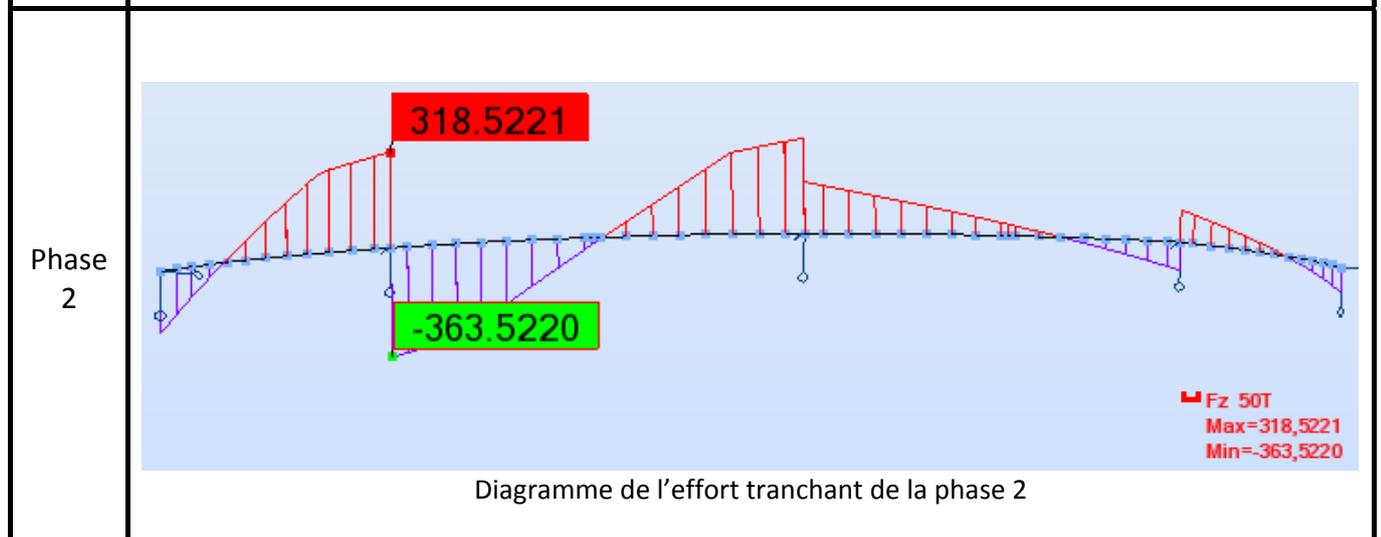
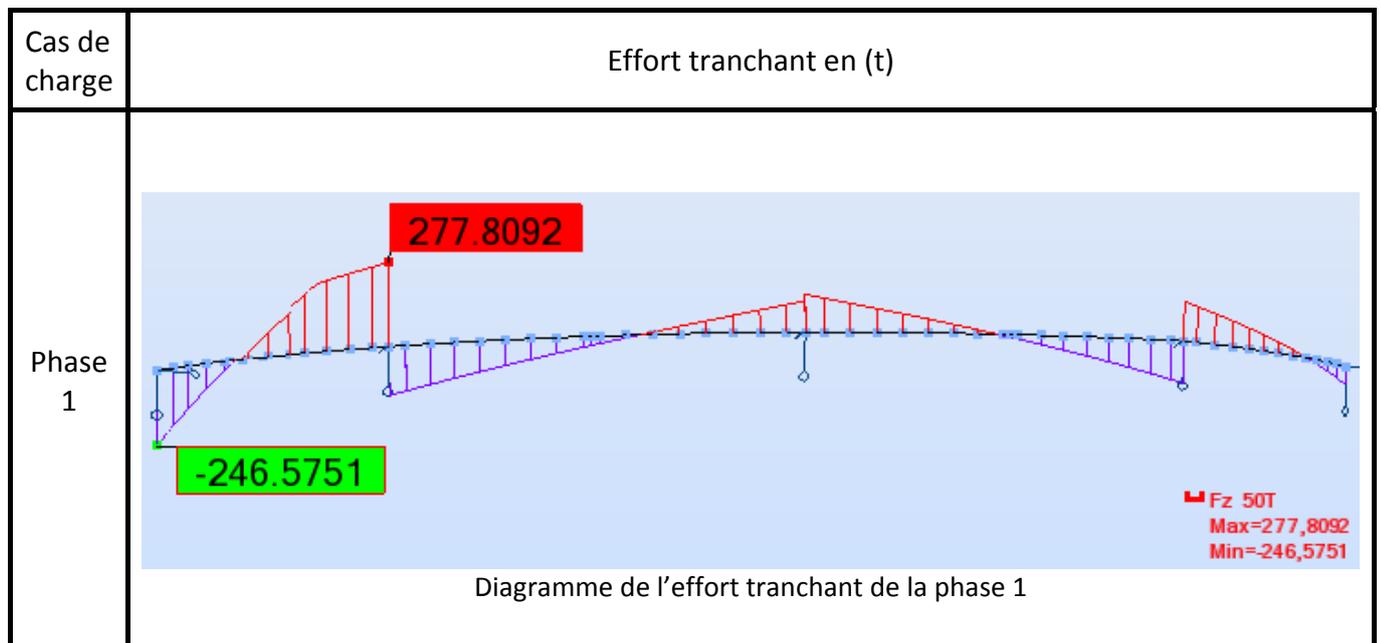
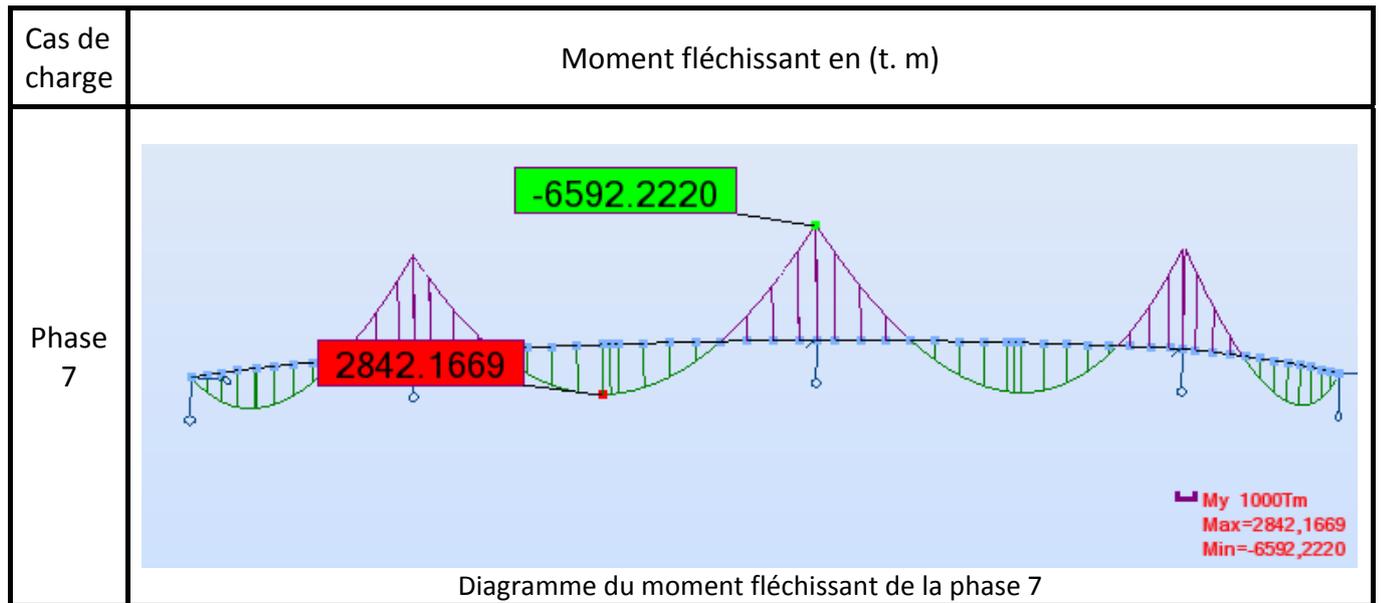
- [1] Anne BERNARD-GÉLY et Jean-Armand CALGARO, « conception des ponts », document Technique de l'ingénieur, traité de construction. Doc.C4500.
- [2] Le projet européen COMBRI "competitive steel and composite bridges by improved steel plated structure".
- [3] Jean-Pierre DUCOUT, « pont métallique (conception générale) », document Technique de l'ingénieur, traité de construction. Doc .C2675.
- [4] jean PERCHAT et jean ROUX, Pratique du BAEL 91, Eyrolles, 2003
- [5] Cours Béton Armé et Précontraint, ENP 2007/2008, R.BOUTEMEUR
- [6] Magazine «Travaux », n° 793, janvier 2003
- [7] Yannick SIEFERT « l'entretoisement des ponts mixte » thèse de doctorat à l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Lyon.
- [8] FASCICULE N°61 titre V «Conception, calcul des ouvrage d'art»
- [9] Manfred A. Hirt et Rolf Bez, construction métallique (notions fondamentales et méthodes de dimensionnement) Volume 10.
- [10] Jean-Pierre DUCOUT, « pont métallique (applications spécifiques) », document Technique de l'ingénieur, traité de construction. Doc .C2676.
- [11] Jean-Marie ARIBERT, « Construction mixte acier-béton (calcul des poutres mixtes) », document Technique de l'ingénieur. Doc .C2561.
- [12] F.BOUHOUCHE et M.DJERIOU « Etude d'un pont bipoutre » projet de fin d'étude ENP, 2007.
- [13] ARAYE Radji «Projet de construction, pont mixte acier-béton» projet de fin d'étude ENTPE, 2007.
- [14] Cours Pont, ENSP 2008/2009, D.CHERID .
- [15] Guide méthodologique, «Eurocodes 3 et 4 application aux ponts routes mixtes acier-béton », document SETRA, Juillet 2007.
- [16] FASCICULE N°61 titre II « programmes des charges et épreuves des ponts routes».
- [17] Y.MRAIN « Etude d'un pont en voussoirs préfabriqués » projet de fin d'étude ENTP, 2007.

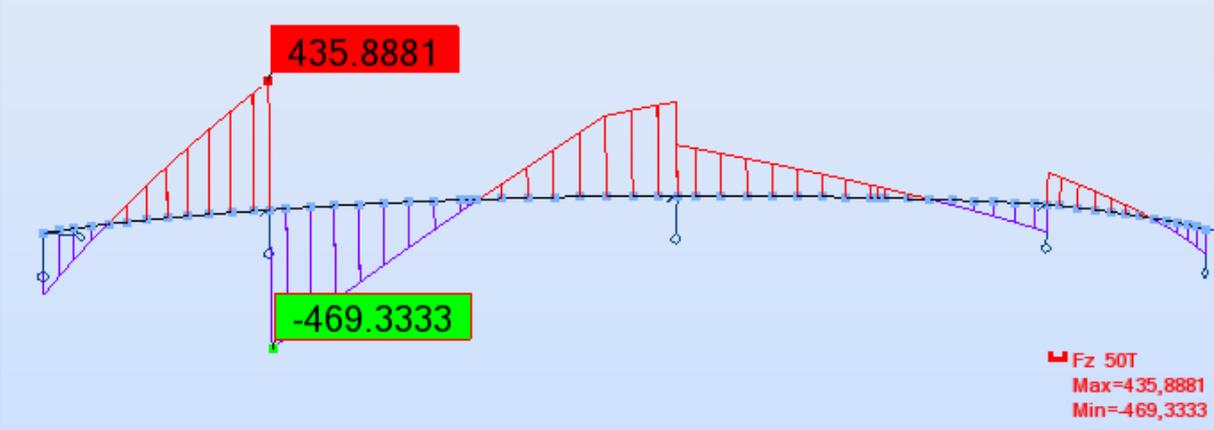
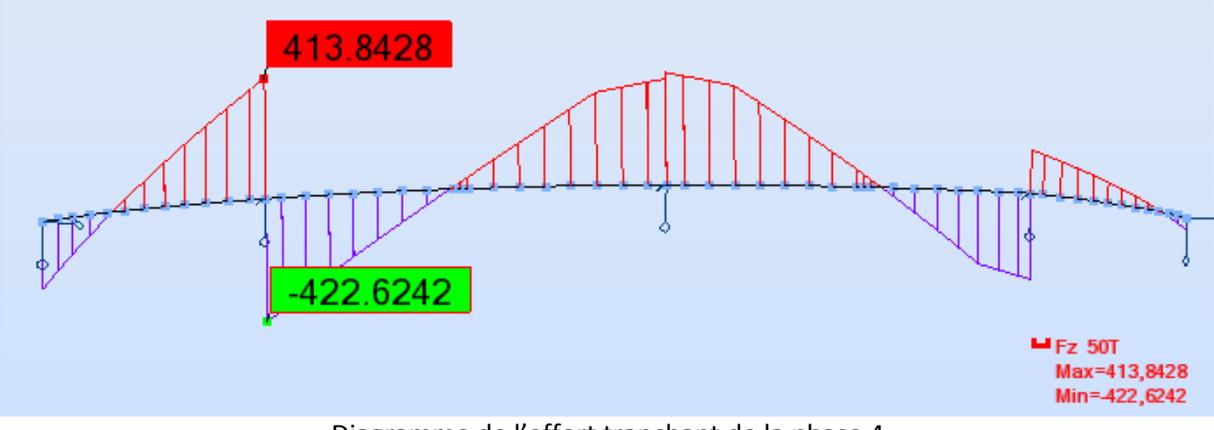
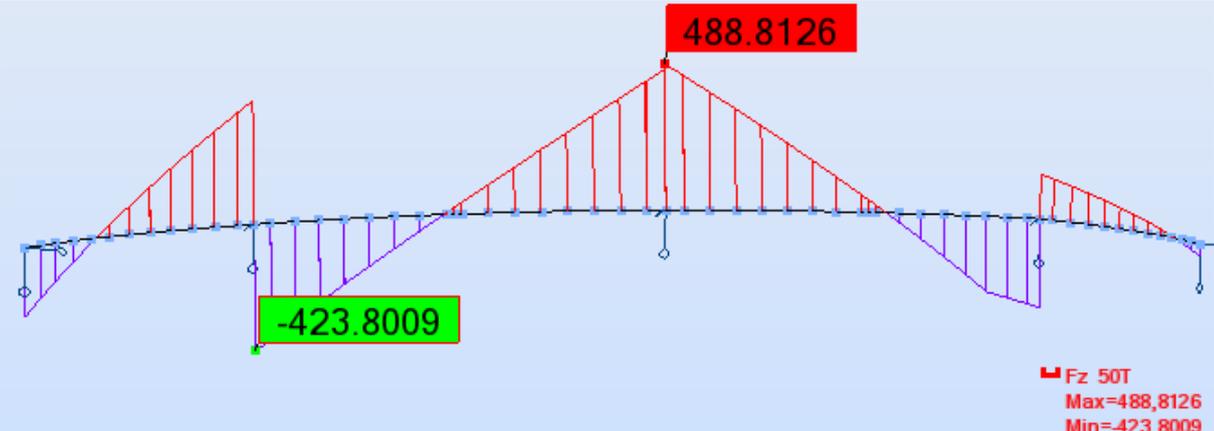
# ANNEXE I

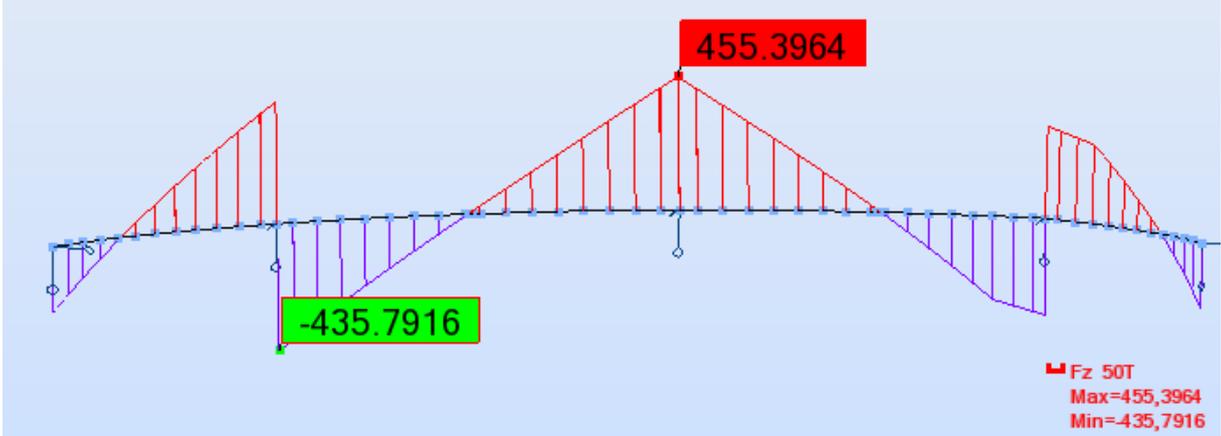
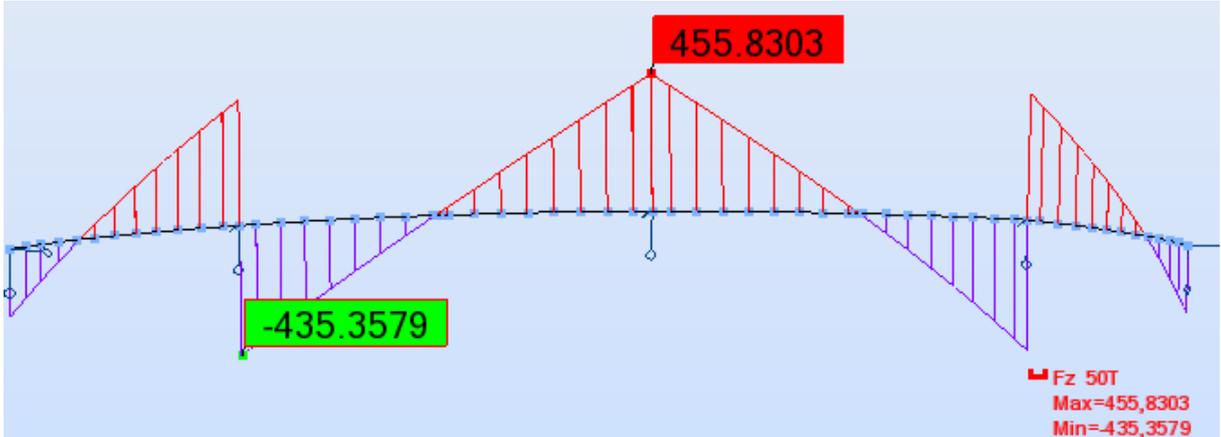
## Annexe 1 Analyse en phase d'exécution

Cas de charge	Moment fléchissant en (t. m)
Phase 1	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 1</p> <p>My 1000Tm Max=2711,2315 Min=-3673,5188</p>
Phase 2	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 2</p> <p>My 1000Tm Max=3370,4887 Min=-5948,9174</p>
Phase 3	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 3</p> <p>My 1000Tm Max=3382,3379 Min=-6649,3005</p>

Cas de charge	Moment fléchissant en (t. m)
Phase 4	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 4</p> <p>My 1000Tm Max=3566,7001 Min=-6632,3541</p>
Phase 5	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 5</p> <p>My 1000Tm Max=3606,3717 Min=-7261,2461</p>
Phase 6	 <p>Diagramme du moment fléchissant de la phase 6</p> <p>My 1000Tm Max=2845,2961 Min=-6569,9186</p>

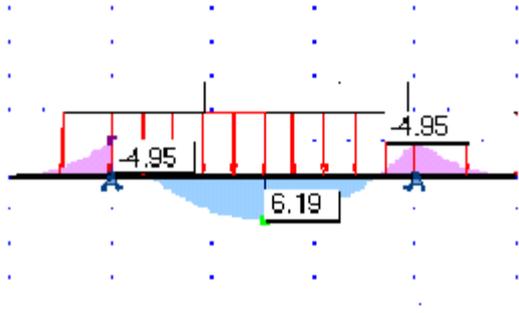
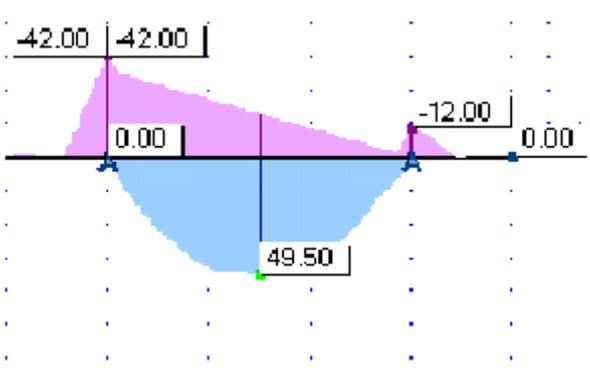
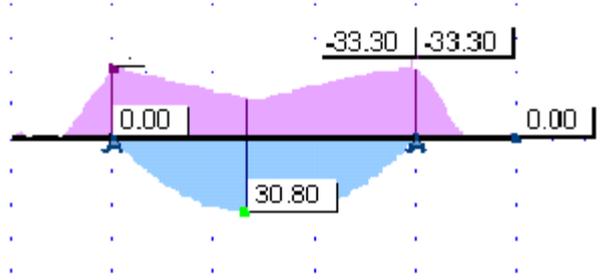


Cas de charge	Effort tranchant en (t)
Phase 3	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant de la phase 3</p>
Phase 4	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant de la phase 4</p>
Phase 5	 <p style="text-align: center;">Diagramme de l'effort tranchant de la phase 5</p>

Cas de charge	Effort tranchant en (t)
Phase 6	 <p data-bbox="635 768 1193 801">Diagramme de l'effort tranchant de la phase 6</p>
Phase 7	 <p data-bbox="635 1321 1193 1355">Diagramme de l'effort tranchant de la phase 7</p>

# ANNEXE II

**Annexe 2 Analyse en phase de service flexion locale**

Cas de charge	Moment fléchissant en (t. m)
Charge A	 <p>Diagramme du moment fléchissant du à la charge A</p>
Charge B <sub>c</sub>	 <p>Diagramme du moment fléchissant du à la charge B<sub>c</sub></p>
D 240	 <p>Diagramme du moment fléchissant du à la charge D 240</p>