

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE AMAR TELIDJI – LAGHOUAT**



**FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE**  
**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**BOUDELLA AHLAM CHERIFA**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en :

Filière : Travaux Publics

Option : Voies et Ouvrages d'arts

**Thème :**

**Etude et Conception du Tablier Mixte d'un Pont Rail dans une  
Zone Sismique**

**Devant le jury composé de :**

<b>ZAIDI ALI</b>	<b>Pr</b>	Président
<b>AMARA SALAH</b>	<b>Pr</b>	Examineur
<b>BACHIRI ATTIA</b>	<b>MCB</b>	Encadreur

Année universitaire : 2022/2023

## **REMECIEMENTS**

Je tiens tout d'abord à exprimer ma gratitude envers Allah, le Tout-Puissant, qui a guidé mon chemin, m'a accordé la santé, la patience et la volonté nécessaires tout au long de mon projet. C'est grâce à Sa grâce et Sa bienveillance que j'ai pu accomplir ce mémoire de fin d'étude.

Ensuite, je souhaite adresser mes remerciements à mes parents, mon mari, ma famille, mon encadrant et les membres du jury. Votre soutien inconditionnel, vos encouragements et votre présence ont été des éléments essentiels dans mon parcours.

À mes chers parents, je suis profondément reconnaissante pour l'amour et le soutien indéfectibles que vous m'avez prodigués. Vos prières, vos encouragements et vos sacrifices ont été ma source d'inspiration et de motivation constante.

À mon mari bien-aimé, tu as été mon pilier, mon soutien inébranlable et ma source de réconfort. Ta compréhension, ta patience et ta confiance en mes capacités ont été des moteurs puissants dans ma réussite. Je t'exprime ma gratitude sincère pour ta présence à mes côtés.

À ma famille, mes frères, mes sœurs et mes proches, vous avez toujours été là pour m'encourager, me soutenir et célébrer mes réussites. Votre amour, votre fierté et votre soutien indéfectible ont été des sources d'inspiration inestimables.

À mon encadrant, « **Attia Bachiri** » je te remercie pour ton expertise, ta guidance et ta disponibilité tout au long de cette thèse. Tes conseils éclairés, ta patience et ta confiance en mon travail ont été d'une valeur inestimable.

Aux membres du jury, « **Monsieur le professeur Zaidi Ali et monsieur le professeur Amara Salah** » je vous exprime ma gratitude pour le temps que vous avez consacré à évaluer mon travail et pour vos commentaires constructifs. Votre expertise et vos retours précieux ont contribué à l'enrichissement de ma recherche.

Enfin, je remercie Allah, une fois de plus, pour m'avoir accordé cette opportunité d'apprentissage et de réalisation. Je suis profondément reconnaissante de toutes les bénédictions qui m'ont été accordées.

Que mes paroles reflètent ma profonde reconnaissance envers Allah et envers tous ceux qui ont joué un rôle dans mon parcours. Que mes actions futures soient guidées par la gratitude et l'intention de servir et contribuer à ma communauté et à ma société.

Je vous remercie du fond du cœur pour votre amour, votre soutien et votre confiance en moi.

Que la grâce et la paix d'Allah soient avec vous tous.

[AHLAM CHERIFA BOUDELLA]

## *DEDICACES*

À moi-même, pour ma détermination, mon engagement et ma passion inébranlable. J'ai repoussé mes limites, surmonté les obstacles et me suis élevée vers de nouveaux horizons académiques.

À ma chère maman, pour son amour inconditionnel, son soutien indéfectible et ses sacrifices. Tu as été mon pilier tout au long de cette aventure. Ta confiance en moi et tes encouragements constants ont été ma source de motivation.

À mon père bien-aimé, [YAHIA], même s'il n'est plus parmi nous, je dédie cette réalisation à sa mémoire. Ton soutien et tes encouragements ont été une source d'inspiration pour moi. Tu continues de vivre dans mon cœur et ta présence reste une source de force.

À mon mari bien-aimé, [KAYHAN], pour sa présence, son soutien inébranlable et son amour indéfectible. Tu as été mon pilier tout au long de cette aventure. Ta compréhension, tes encouragements et ta sollicitude ont été ma force motrice.

À mes frères et mes sœurs, pour leur soutien inconditionnel et leur fierté. Votre présence et vos encouragements m'ont donné la force de persévérer, et nos liens familiaux ont été une source d'équilibre et de bonheur.

À mes cousins(es) adorées, Hakima, Houda, Dounya, Wahiba et Ameer, pour leur soutien constant et leurs encouragements sincères. Votre présence, vos mots d'encouragement et votre soutien inconditionnel m'ont donné la force de continuer lorsque les défis semblaient insurmontables.

À mes amies proches, pour leur soutien moral, leurs encouragements et leurs rires partagés. Vous avez été mes confidents et mes compagnons de route tout au long de cette expérience. Votre présence a rendu ce voyage plus joyeux et mémorable.

À mes professeurs et mon encadrant, pour leur expertise, leurs conseils éclairés et leur patience. Vous avez été mes guides tout au long de ce parcours. Vos enseignements, votre encadrement et vos encouragements ont façonné ma pensée critique et ont contribué à la qualité de mon travail.

À mes collègues de laboratoire et de promotion, pour nos échanges, nos discussions enrichissantes et notre esprit collaboratif. Votre présence et votre engagement ont créé un environnement propice à l'apprentissage et à la croissance intellectuelle.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette thèse, je vous exprime ma gratitude la plus sincère. Vos encouragements, vos idées, vos discussions et votre soutien ont été inestimables. Vous avez contribué à façonner cette réalisation d'une manière unique.

Que cette dédicace témoigne de ma reconnaissance envers vous tous et de l'importance que vous avez eue dans cette réalisation. Vous avez été des piliers sur lesquels je me suis appuyée tout au long de ce parcours.

Merci du fond du cœur pour votre présence et votre soutien constants. Votre contribution restera gravée dans mon esprit et dans mon cœur pour toujours.

## *Résumé*

Ce modeste travail consiste en une étude d'un viaduc ferroviaire de sept travées indépendantes au point kilométrique PK 223+600 à la zone de Oued Sidi Slimane, cet ouvrage se trouve à environ 15 km de la wilaya de Djelfa (classée en zone de faible sismicité I) sur la ligne ferroviaire à grande vitesse circulant à 180 km/h qui relie entre Boughezoul et Laghouat.

Dans ce travail, nous allons traiter en détail toutes les étapes principales pour l'étude du tablier d'un pont mixte ferroviaire à double voies qui englobe la théorie et la pratique dans le dimensionnement et le calcul. En commençant par la présentation de notre projet, puis en proposant trois variantes. Et après on va choisir la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le calcul détaillé de la variante retenue à savoir l'évaluation des charges et surcharges. Pour pouvoir étudier l'ouvrage et ses différents éléments qui composent, telle que le tablier, les fondations, on a modélisé la structure par le logiciel des éléments finis CSI-Bridge V21.

**Mots clés :** modélisation, pont mixte, RPOA, ferroviaire, tablier.

## ملخص

يتكون هذا العمل المتواضع من دراسة جسر للسكك الحديدية من سبع امتدادات مستقلة في منطقة واد سيدي سليمان، على بعد حوالي 15 كم من ولاية الجلفة (مصنفة كمنطقة زلزالية منخفضة 1) على خط سكة حديد عالي السرعة يسير بسرعة 180 كم / ساعة الرابط بين بوغزول والاعواط.

في هذا العمل، سنتعامل مع جميع المراحل الرئيسية لدراسة سطح الجسر الحديدي مزدوج المسار مختلط يشمل النظرية والتطبيق في التصميم والحساب، بدءاً من تقديم مشروعنا، ثم اقتراح ثلاث متغيرات وبعد ذلك سنختار المتغير الأكثر فائدة اعتماداً على تحليل متعدد المعايير. ثم من خلال الحساب التفصيلي للمتغير المختار، أي تقييم الاحمال والحمل الزائد مثل السطح والاساسات يتم تصميم الهيكل بواسطة برنامج العناصر المحدودة (CSi-Bridge)

**الكلمات المفتاحية:** تصميم، جسر مختلط، سكة حديدية، سطح، القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

### *Abstract*

This modest work consists in studying a railway viaduct of seven independent spans at the kilometer point 223+600 in Oued Sidi Slimane, it is about 15 km from the wilaya of Djelfa (classified in low seismicity zone I) on the high-speed railway line traveling at 180 km/h which connects between Boughezoul and Laghouat.

In this work, we will deal in detail with all the main stages for the study of a deck of a composite double-track railway bridge which encompasses the theory and the practice in dimensioning and calculation. Starting with the presentation of our project, then proposing three variants, after we will choose the most advantageous variant based on a multi-criteria analysis, then by the detailed calculation of the chosen variant, namely the evaluation of the loads and overloads. such as the deck, the foundations, the structure was modeled by the finite element software CSi-Bridge.

**Key-words :** modeling, composite bridge, RPOA, railway, deck.

# TABLE DES MATIERES

Remerciement.....	i
Dédicaces .....	ii
Résumé.....	iii
ملخص.....	iv
Abstract .....	v
Tables des matières .....	vi
Liste des abréviations .....	x
Liste des figures .....	xi
Listes des tableaux .....	xiv
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>

## **PREMIERE PARTIE : CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

<b>I.1 Présentation du projet .....</b>	<b>5</b>
<b>I.2 Données fonctionnelles .....</b>	<b>6</b>
I.2.1 Tracé en plan .....	6
I.2.2 Profil en long .....	7
I.2.3 Profil en travers .....	7
<b>I.3 Données naturelles .....</b>	<b>8</b>
I.3.1 Données géotechniques .....	8
I.3.2 Données géologiques.....	8
<b>I.4 Données sismiques .....</b>	<b>11</b>
<b>I.5 Les caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>12</b>
I.5.1 Le béton .....	12
I.5.1.1 Les caractéristiques mécaniques du béton .....	12
I.5.2 Acier .....	16
I.5.2.1 Armature du béton armé .....	16
I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier .....	16
I.5.2.3 Aciers des poutres métalliques .....	16

### **CHAPITRE II : ETUDE DES VARIANTES**

<b>II.1 Choix du type de l'ouvrage .....</b>	<b>19</b>
II.1.1 Variante 1 : Pont mixte bipoutres à entretoise .....	19

II.1.1.1 Les avantages et les inconvénients.....	20
II.1.1.2 Prédimensionnement de la poutre .....	20
II.1.2 Variante 2 : Pont mixte multi-poutres .....	23
II.1.2.1 Les avantages et les inconvénients.....	23
II.1.2.2 Prédimensionnement de la poutre .....	23
II.1.3 Variante 3 : pont à poutres préfabriqué en béton précontraint par poste tension.....	24
II.1.3.1 Les avantages et les inconvénients .....	25
II.1.3.2 Prédimensionnement .....	26
<b>II.2 Analyse multicritère .....</b>	<b>27</b>
<b>II.3 Conclusion .....</b>	<b>28</b>

## **DEUXIEME PARTIE : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

<b>III.1 Pré dimensionnement .....</b>	<b>31</b>
III.1.1 Dalle .....	31
III.1.2 Choix des poutres principales .....	32
III.1.3 Variation de la section d'acier .....	35
III.1.4 Limitation des variations d'épaisseur des semelles .....	35
III.1.5 Entretoise .....	36
<b>III.2 Conclusion .....</b>	<b>38</b>

### **CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

<b>IV.1 Evaluation des charges .....</b>	<b>40</b>
IV.1.1 Les charges permanentes (CP) .....	40
IV.1.1.1 Poids propre des poutres principale (PRS) .....	40
IV.1.1.2 Poids propre de la dalle .....	41
IV.1.1.3 Poids propre des entretoises .....	41
IV.1.2 Les charges permanentes supplémentaires (CPS) .....	42
<b>IV.2 Evaluation des surcharges .....</b>	<b>42</b>
IV.2.1 Les surcharges dues au trafic ferroviaire .....	42
IV.2.1.1 Surcharges verticales .....	43
IV.2.1.2 Effets dynamiques .....	46
IV.2.1.3 Retrait .....	48
IV.2.1.4 Fluage .....	48
IV.2.1.5 Fatigue .....	48
<b>IV.3 Action sismique .....</b>	<b>49</b>

IV.3.1 Spectre de réponse élastique .....	49
IV.3.2 Spectre de dimensionnement .....	51
<b>IV.4 Les combinaisons des charges .....</b>	<b>52</b>
IV.4.1 Combinaisons des actions .....	52
IV.4.2 Combinaison des composantes des actions sismiques .....	52
<b>IV.5 Conclusion .....</b>	<b>53</b>

## **CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE EN 3D**

<b>V.1 Logiciel de calcul .....</b>	<b>55</b>
<b>V.2 Modélisation .....</b>	<b>55</b>
V.2.1 Le choix de type d'ouvrage .....	56
<b>V.3 Les différents cas de charges .....</b>	<b>61</b>
<b>V.4 Affectation des charges .....</b>	<b>62</b>
<b>V.5 Résultats de la modélisation .....</b>	<b>64</b>
<b>V.6 Conclusion .....</b>	<b>68</b>

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

<b>VI.1 Vérification de la section d'acier .....</b>	<b>70</b>
VI.1.1 Classification de la section .....	70
VI.1.1.1 Classe de résistance .....	70
VI.1.1.1.1 Dans la section sur appui .....	70
VI.1.1.1.2 Dans la section de mi-travée .....	71
VI.1.2 Vérification à l'état limite ultime .....	72
VI.1.2.1 Vérification vis-à-vis du moment fléchissant selon (EN 1994-2) .....	72
VI.1.2.2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant .....	74
VI.1.2.3 Vérification vis-à-vis de flambage vertical .....	74
VI.1.2.4 Vérification vis-à-vis de flambage par rotation de la semelle comprimée ....	74
VI.1.2.5 Vérification vis-à-vis de voilement de l'âme .....	74
VI.1.2.6 Vérification au déversement .....	75
<b>VI.2 Les hypothèses de calcul d'une section mixte .....</b>	<b>75</b>
<b>VI.3 Calcul de la section mixte .....</b>	<b>75</b>
VI.3.1 Position du centre de gravité de la section mixte .....	76
VI.3.1.1 Centre de gravité de la section d'acier (sur appui) .....	76
VI.3.1.2 Centre de gravité de la section du béton .....	76
VI.3.1.3 Centre de gravité de la section mixte .....	76
VI.3.2 Inertie d'une section mixte .....	76

VI.3.2.1	Caractéristiques géométriques de la section mixte .....	76
<b>VI.4</b>	<b>Vérification des contraintes de cisaillement .....</b>	<b>78</b>
<b>VI.5</b>	<b>Vérfications des entretoises .....</b>	<b>79</b>
<b>VI.6</b>	<b>Les connecteurs .....</b>	<b>81</b>
VI.6.1	Le choix du connecteur .....	81
VI.6.2	Dimensionnement d'un goujon .....	82
VI.6.2.1	Espacement des connecteurs .....	82
VI.6.2.2	Le nombre total des connecteurs .....	83
<b>VI.8</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>86</b>
<b>CHAPITRE VII : ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT</b>		
<b>VII.1</b>	<b>Etude des équipements .....</b>	<b>88</b>
VII.1.1	Les appareils d'appuis .....	88
VII.1.1.1	Le rôle des appareils d'appuis .....	88
VII.1.1.2	Les types des appareils d'appuis .....	88
VII.1.1.3	Dimensionnement des appareils d'appuis .....	91
VII.1.2	Joint de dilatation .....	92
<b>VII.2</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>93</b>
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>		<b>95</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>		<b>96</b>
<b>ANNEXES .....</b>		<b>97</b>

## LISTE DES ABREVIATIONS

PK : Point Kilométrique  
RPOA : Règlementation Parasismique des Ouvrage d'art Algérienne  
A : Coefficient d'accélération  
 $\gamma$  : Masse volumique  
 $f_{cj}$  : Résistance à la compression  
 $f_{tj}$  : Résistance à la traction  
ELU : Etats Limite Ultime  
ELS : Etats Limite de Service  
PRS : Profilés Reconstitués Soudés  
 $h_t$  : Hauteur totale  
B-P : Béton Précontraint  
HEA : Poutrelles normales européennes à large ailes  
CP : Charges Permanentes  
P : Poids  
CPS : Charges Permanentes Supplémentaires  
 $\phi$  : Coefficient dynamique  
T : Température  
 $M_{Ed}$  : Moment de dimensionnement  
 $F_a$  : Effort appliqué dans l'acier  
 $F_b$  : Effort appliqué dans le béton  
 $M_{pl,Rd}$  : Moment résistant plastique  
 $A_v$  : Aire cisaillement  
N : Effort Normal  
CDG : Centre De Gravité  
HA : Haute Adhérence  
 $S_a$  : Aire de charpente métallique  
 $S_b$  : Aire de béton  
I : Moment d'Inertie  
S : Section homogénéisée  
 $V_{sd}$  : Effort tranchant de calcul  
 $V_{pl,Rd}$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant résistant plastique  
 $\tau$  : Contrainte de cisaillement  
 $\bar{\tau}$  : Contrainte de cisaillement admissible  
L = Longueur de travée  
 $t_w$  : Epaisseur de l'âme  
d = Hauteur de l'âme  
t = Epaisseur de semelle  
c = largeur de semelle moins l'épaisseur de l'âme divisé par deux

# **LISTE DES FIGURES**

## **PREMIERE PARTIE : CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Fig I-1 : Plan de situation du pont (maps.google.com) .....	5
Fig I-2 : Vue en plan d'ouvrage existant sur « Google earth pro » .....	6
Fig I-3 : Tracé en plan .....	6
Fig I-4 : Profil en long .....	7
Fig I-5 : Demi profil en travers type.....	7
Fig I-6 : Grands traits géologiques de l'Algérie.....	9
Fig I-7 : Délimitation des wilayas de la zone d'étude .....	9
Fig I-8 : Délimitation des communes traversées par la voie ferrée .....	10
Fig I-9 : Situation de la zone d'étude sur la carte géologique de l'Algérie .....	10
Fig I-10 : Carte de zonage sismique du territoire NATIONAL- RPA99/ APRES ADDENDA .....	12
Fig I-11 : Diagramme parabole rectangle du béton .....	13

### **CHAPITRE II : ETUDE DES VARIANTES**

Fig II-1 : Coupe transversale d'ouvrage .....	19
Fig II-2 : Section d'une poutre métallique .....	20
Fig II-3 : Poutre métallique en I .....	21
Fig II-4 : PRS à gauche (section sur appuis), à droite (section à mi-travée) .....	22
Fig II-5 : Pont multi-poutres.....	23
Fig II-6 : Caractéristiques principales (PRS) du pont .....	24
Fig II-7 : Coupe longitudinal d'une poutre en béton précontraint par poste tension.....	25
Fig II-8 : Coupe de section à mi-travée à gauche et coupe de section sur appui à droite .....	27

## **DEUXIEME PARTIE : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

Fig III-1 : Tablier en bipoutre mixte à entretoise .....	31
Fig III-2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations.....	32
Fig III-3 : Section en I.....	33
Fig III-4 : Schéma présentant les variations d'épaisseur de la membrure inférieure des poutres dans la travée .....	35
Fig III-5 : Caractéristiques géométriques du HEA650 (Selon la norme européenne EN10034) .....	37

## CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Fig IV-1 : Schéma de charge LM71 .....	43
Fig IV-2 : Modèle de charge SW/0 et SW/2 .....	43
Fig IV-3 : modèle de charge train à vide .....	44
Fig IV-4 : Répartition de charge sur une bande $a_1$ .....	45
Fig IV-5 : Répartition de charge sur une bande $a_2$ .....	45
Fig IV-6 : Le phénomène de retrait .....	48
Fig IV-7 : spectre de réponse élastique, composante horizontale .....	50
Fig IV-8 : Spectre de réponse élastique, composante verticale .....	51
Fig IV-9 : spectre de dimensionnement .....	51

## CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE EN 3D

Fig V-1 : Tableaux de modèles (CSiBridge V21) .....	55
Fig V-2 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard » .....	56
Fig V-3 : Choix du type de tablier .....	56
Fig V-4 : Dimension des sections du tablier .....	57
Fig V-5 : Les charges et les surcharges .....	57
Fig V-6 : Vue en 3D du modèle du tablier .....	58
Fig V-7 : Matériaux utilisés (Béton 35 pour la superstructure et béton 25 pour l'infrastructure) .....	58
Fig V-8 : Matériau utilisé (Acier S355) .....	59
Fig V-9 : Poutre (PRS) en appui (à gauche) et poutre (PRS) en travée (à droite) .....	59
Fig V-10 : Poutre variable en fonction de PRS en appui et en fonction de PRS en travée .....	60
Fig V-11 : Fut et Chevêtre .....	60
Fig V-12 : Pile .....	60
Fig V-13 : Culée .....	61
Fig V-14 : Entretoise HEA 650 .....	61
Fig V-15 : Modélisation du modèle LM71 .....	62
Fig V-16 : Modélisation du modèle SW/2 .....	63
Fig V-17 : Modélisation du modèle SW/0 .....	63
Fig V-18 : Modélisation du modèle Train à vide .....	63
Fig V-19 : Les combinaisons de calcul .....	64
Fig V-20 : Diagramme des moments sous charge DEAD .....	65
Fig V-21 : Diagramme des efforts tranchant sous charge DEAD .....	65
Fig V-22 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge DEAD .....	65
Fig V-23 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge DEAD .....	65

Fig V-24 : Diagramme des moments fléchissant sous charge CPS .....	66
Fig V-25 : Diagramme des efforts tranchant sous charge CPS .....	66
Fig V-26 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge CPS .....	66
Fig V-27 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge CPS .....	66
Fig V-28 : Diagramme des moments fléchissant sous ELU3 .....	67
Fig V-29 : Diagramme des efforts tranchant sous ELU3 .....	67
Fig V-30 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous ELU3 .....	67
Fig V-31 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous ELU3 .....	67

## **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

Fig VI-1 : Dimensions du PRS .....	70
Fig VI-2 : Coupe transversale du pont .....	71
Fig VI-3 : Schéma statique du pont.....	71
Fig VI-4 : Présentation de la distribution plastique des contraintes normales (cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive)) .....	73
Fig VI-5 : Diagramme des contraintes dans la section mixte.....	75
Fig VI-6 : Section d'appui (section fissurée) .....	77
Fig VI-7 : Section de l'entretoise HEA 650 .....	79
Fig VI-8 : Liaison entre l'acier et le béton .....	81
Fig VI-9 : connecteurs de type goujons .....	81
Fig VI-10 : La connexion de la dalle avec la poutre .....	82

## **CHAPITRE VII : ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT**

Fig VII-1 : Appareils d'appuis à pot .....	88
Fig VII-2 : Appareils d'appuis mobiles à balancier .....	89
Fig VII-3 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple .....	89
Fig VII-4 : Appareils d'appuis en élastomère fretté.....	89
Fig VII-5 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis .....	90
Fig VII-6 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant .....	90

# **LISTE DES TABLEAUX**

## **PREMIERE PARTIE : CONCEPTION GENERALE DE L'OUVRAGE**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

Tableau I-1 : Travaux géotechniques effectués aux alentours du viaduc Oued Sidi Slimane (PK 223+600) .....	8
Tableau I-2 : Classification des ponts .....	11
Tableau I-3 : Coefficient d'accélération de zone A.....	11
Tableau I-4 : Contraintes à la compression .....	15
Tableau I-5 : Modules de déformation .....	15
Tableau I-6 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente .....	17

### **CHAPITRE II : ETUDE DES VARIANTES**

Tableau II-1 : Critères de choix.....	28
---------------------------------------	----

## **DEUXIEME PARTIE : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE**

### **CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

Tableau III-1 : Dimensions des éléments de structure (PRS) .....	34
Tableau III-2 : Variation des épaisseurs de la poutre PRS (travée de 50 m) .....	36
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques du HEA650 .....	37

### **CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES**

Tableau IV-1 : Variations de section de la poutre de travée 50 ml .....	41
Tableau IV-2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW .....	44
Tableau IV-3 : les valeurs caractéristiques de gradient thermique.....	47
Tableau IV-4 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton .....	48
Tableau IV-5 : Valeurs de $T_1$ , $T_2$ et S pour la composante horizontale .....	50
Tableau IV-6 : Valeurs de $T_1$ , $T_2$ et S pour la composante verticale .....	50
Tableau IV-7 : Combinaison d'action a l'état limite ultime et a l'état limite de service .....	52
Tableau IV-8 : combinaisons sismiques.....	53

### **CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE EN 3D**

Tableau V-1 : Les différents cas de charges .....	62
---	----

Tableau VI-1 : Limite d'élancement de la semelle inférieure dans la section d'appui .....	70
Tableau VI-2 : Largeurs effectives de la dalle dans les sections sur appuis .....	71
Tableau VI-3 : Largeurs effectives de la dalle dans les sections de mi-travée.....	72
Tableau VI-4 : Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs .....	72
Tableau VI-5 : La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée .....	76
Tableau VI-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique.....	77

### **CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

Tableau VI-7 : Caractéristiques statiques de la poutre métallique .....	78
Tableau VI-8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle + poutre métalliques) .....	78
Tableau VI-9 : Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle + poutre métalliques) .....	78
Tableau VI-10 : L'effort tranchant et moment fléchissant de l'entretoise .....	79
Tableau VI-11 : Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (kN.m) .....	83
Tableau VI-12 : Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (kN) .....	83
Tableau VI-13 : Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée et appui.....	84
Tableau VI-14 : Choix de ferrailage de la dalle après vérification des contraintes .....	85

### **CHAPITRE VII : ETUDE DES EQUIPEMENTS DU PONT**

Tableau VII-1 : Des caractéristiques des appareils d'appuis .....	91
---	----

# INTRODUCTION GENERALE

### INTRODUCTION GENERALE

Le développement des ponts métalliques a toujours été lié à celui du chemin de fer. Les grands pont-rail du monde construits voici plus d'un siècle, sont encore en service aujourd'hui.

En Algérie, les ponts ferroviaires jouent un rôle essentiel dans le développement du réseau ferroviaire du pays. Grâce à des investissements importants, notre pays a construit des ponts modernes et durable, contribuant ainsi à renforcer l'efficacité du transport ferroviaire, à réduire les temps de trajet et à améliorer la connectivité entre les régions. Ces ponts soutiennent le développement économique, préservent l'environnement en réduisant la dépendance aux modes de transport routier et garantissent la sécurité des passagers et du fret.

L'Algérie continue d'investir dans l'amélioration de son réseau ferroviaire pour stimuler le développement socio-économique du pays.

La démarche suivante sera mise en œuvre pour subdiviser notre étude en 7 chapitres :

- **Présentation de l'ouvrage** : Dans cette étape, on présente l'ouvrage en décrivant ses caractéristiques principales, telles que sa localisation, sa longueur, sa portée, sa configuration générale, et son objectif. On peut également fournir des informations sur le contexte géographique, les contraintes environnementales et les particularités du site où le pont sera construit.
- **Étude des variantes** : Cette étape consiste à analyser différentes options de conception et de configuration pour le pont. On examine différentes variantes possibles en termes de matériaux, de type de pont (pont multi poutres, bipoutres et en béton précontraint) et d'autres paramètres afin d'évaluer leurs avantages et leurs inconvénients. Cette étude permet de déterminer la meilleure option en fonction des contraintes techniques, économiques et environnementales.
- **Prédimensionnement des éléments** : Une fois la variante sélectionnée, on procède au prédimensionnement des éléments structuraux du pont, tels que les poutres, la dalle, les entretoises, etc. Cela implique d'effectuer des calculs préliminaires pour déterminer les dimensions approximatives des éléments en fonction des charges et des contraintes attendues.
- **Évaluation des charges et des surcharges** : Dans cette étape, on évalue les charges statiques et dynamiques auxquelles le pont sera soumis. Cela inclut le calcul des charges permanentes (poids propre de la structure), des charges d'exploitation (trafic ferroviaire, équipements, etc.) et climatiques (vent, neige, etc.). Cette évaluation permet de déterminer les charges maximales que le pont devra supporter et de dimensionner les éléments en conséquence.
- **Modélisation numérique en 3D** : On utilise le logiciel CSi-Bridge de modélisation numérique en 3D pour créer un modèle virtuel du pont. Ce modèle permet de simuler le comportement structurel du pont sous différentes charges et de vérifier sa résistance, sa stabilité et sa durabilité. On effectue des analyses de contraintes, de déformations et de vibrations pour s'assurer que le pont est sûr et fonctionnel.

- **Étude de la section mixte** : le pont utilise une section mixte (une poutre métallique avec une dalle en béton), cette étape consiste à étudier la connexion entre les différents matériaux. On analyse la distribution des contraintes et des efforts à l'interface entre les matériaux pour garantir une interaction efficace et durable entre eux.
- **Étude des équipements du pont** : Cette étape concerne l'analyse et la conception des équipements spécifiques du pont, tels que les appareils d'appui, les joints de dilatation, etc. On s'assure que ces équipements répondent aux exigences de fonctionnement et de sécurité du pont.

Et finalement, dans la conclusion de l'étude, on récapitule les résultats obtenus, les principales conclusions et les recommandations pour la conception et la construction du pont. On souligne les points forts du projet, les éventuels défis techniques et les mesures à prendre pour assurer la qualité et la durabilité de l'ouvrage.

---

**PREMIERE PARTIE :**

---

**CONCEPTION GENERALE DE  
L'OUVRAGE**

---

CHAPITRE I :  
PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1 Présentation du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire une étude et un dimensionnement du tablier d'un pont ferroviaire mixte (acier – béton) « projet nouvelle ligne ferroviaire Boughezoul – Laghouat ». L'ouvrage d'art existant entre Aïn Maabed et Oued Sidi Slimane au point kilométrique PK 223+600 dans la région de Oued Sidi Slimane, il est à environ 15 km de la wilaya de Djelfa (Ourou).

Dans ce mémoire nous examinerons le dimensionnement et l'étude du pont rail situé entre le PK 223+600 et le PK 224+000 de la ligne nouvelle électrifier Boumedfaa – Djelfa (280 km) tronçon 2.

Ce viaduc permet le franchissement d'oued, constitué d'un tablier mixte de longueur de 350 m, il est originalement composé de 10 travées indépendantes de 35 m.

Son objectif est d'optimiser le trafic mixte (voyageurs et marchandises) et d'améliorer les lignes pour permettre des vitesses plus élevées, réduire les temps de parcours et les rendre plus compétitives. Le projet vise également à améliorer les conditions d'exploitation en implantant une gare intermodale à Djelfa et en intégrant les technologies modernes de signalisations et de télécommunications.



Fig I-1: Plan de situation du pont (maps.google.com)

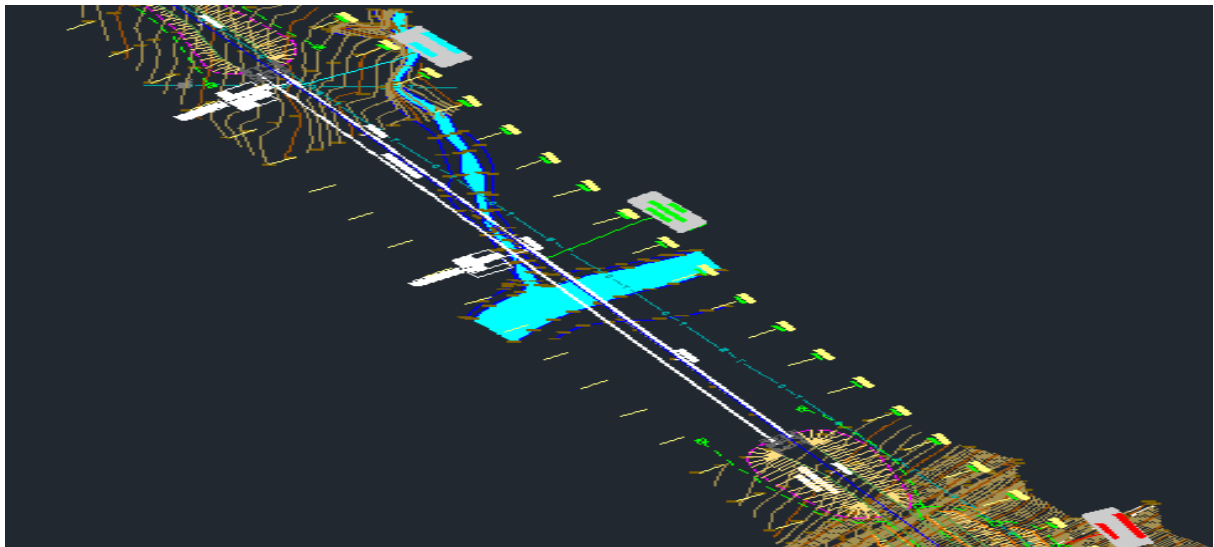


**Fig I-2: Vue en plan d'ouvrage existant sur « google earth pro »**

## **I.2 Données fonctionnelles :**

### **I.2.1 Tracé en plan :**

L'axe en plan se composera d'un alignement rectiligne droit, constitué originellement de 10 travées de 35 m.



**Fig I-3: Tracé en plan**



### I.3 Données naturelles :

Ce sont tous les éléments environnementaux qui influencent sa conception et doivent être respectés et non modifiés, on distingue :

#### I.3.1 Données géotechniques :

Comme pour tout projet, les études géotechniques jouent un rôle très important dans le choix du système de travail.

La reconnaissance au sol est une opération délicate. Avant de construire une fondation, il est nécessaire de connaître la nature du sol, sa résistance, la profondeur qu'il faut descendre pour construire la fondation, le niveau d'eau de l'aquifère. Le but de l'enquête était de prélever des échantillons de sol, non seulement des couches où la fondation devait être construite, mais aussi des couches inférieures qui pourraient provoquer le tassement de la structure.

Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechniques en sont la base, ils déterminent l'implantation de la fondation et sa fonction mécanique.

Les travaux de reconnaissance effectués aux endroits de cet ouvrage d'art sont présentés dans le tableau I-1 suivant :

**Tableau I-1 : Travaux géotechniques effectués aux alentours du viaduc Oued Sidi Slimane (PK 223+600)**

Recherche	tronçon	Profil	Long. (m)	Type
PR-224	tronçon 2	223+680	1	Puit de reconnaissance
S-213	tronçon 2	223+680	25	Sondage
PD-16	tronçon 2	223+680	1,4	Pénétrromètres
S-214	tronçon 2	223+838	15	Sondage
PD-15	tronçon 2	223+838	0,4	Pénétrromètres

- Le terrain rencontré dans la zone d'étude est rocheux (roches calcaires).

#### I.3.2 Données géologiques :

Cette voie ferrée, objet du présent projet entre Boumedfaa et Djelfa, totalise un linéaire approximatif de 240 km.

La zone d'étude est localisée, géologiquement, autour du Domaine Alpin, entourée par le Complexe des Nappes Telliennes et l'Atlas Plissé, parcourant approximativement, du Nord au Sud, l'Atlas Tellien, les Hauts Plateaux et les contreforts septentrionaux de l'Atlas Saharien, et se terminant près du massif de Djebel Senalba.

La figure suivante (Fig I-6) montre le secteur géologique où se situe la zone d'étude.

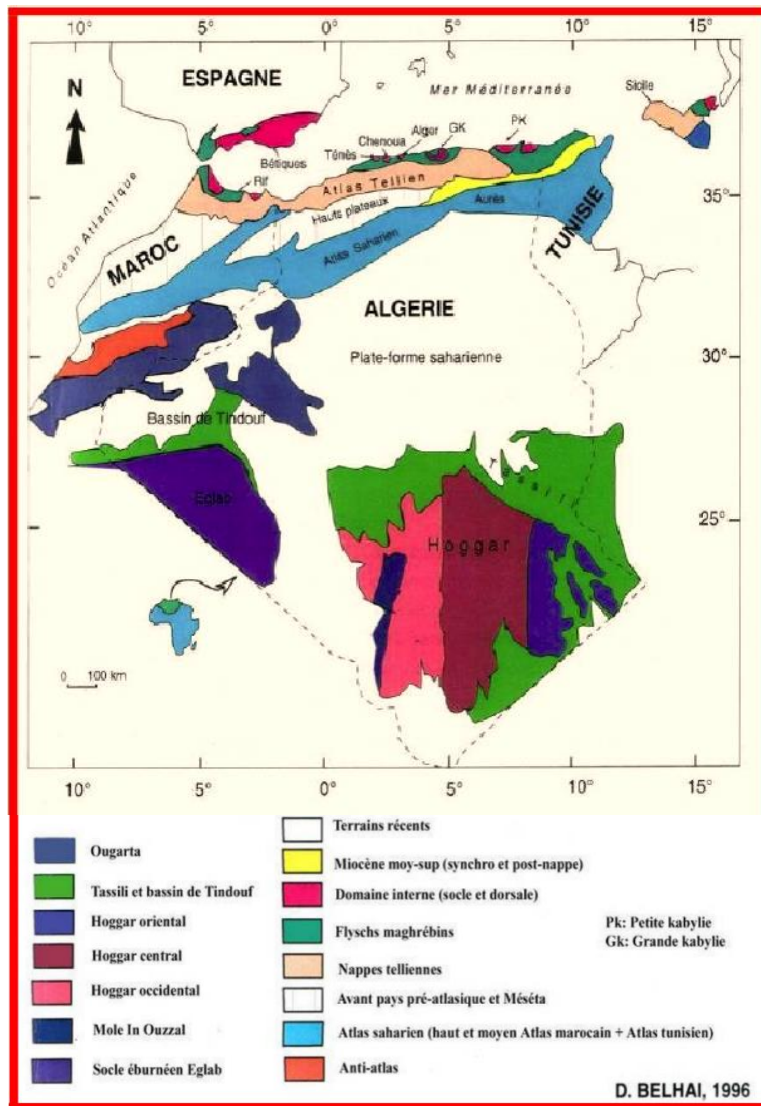
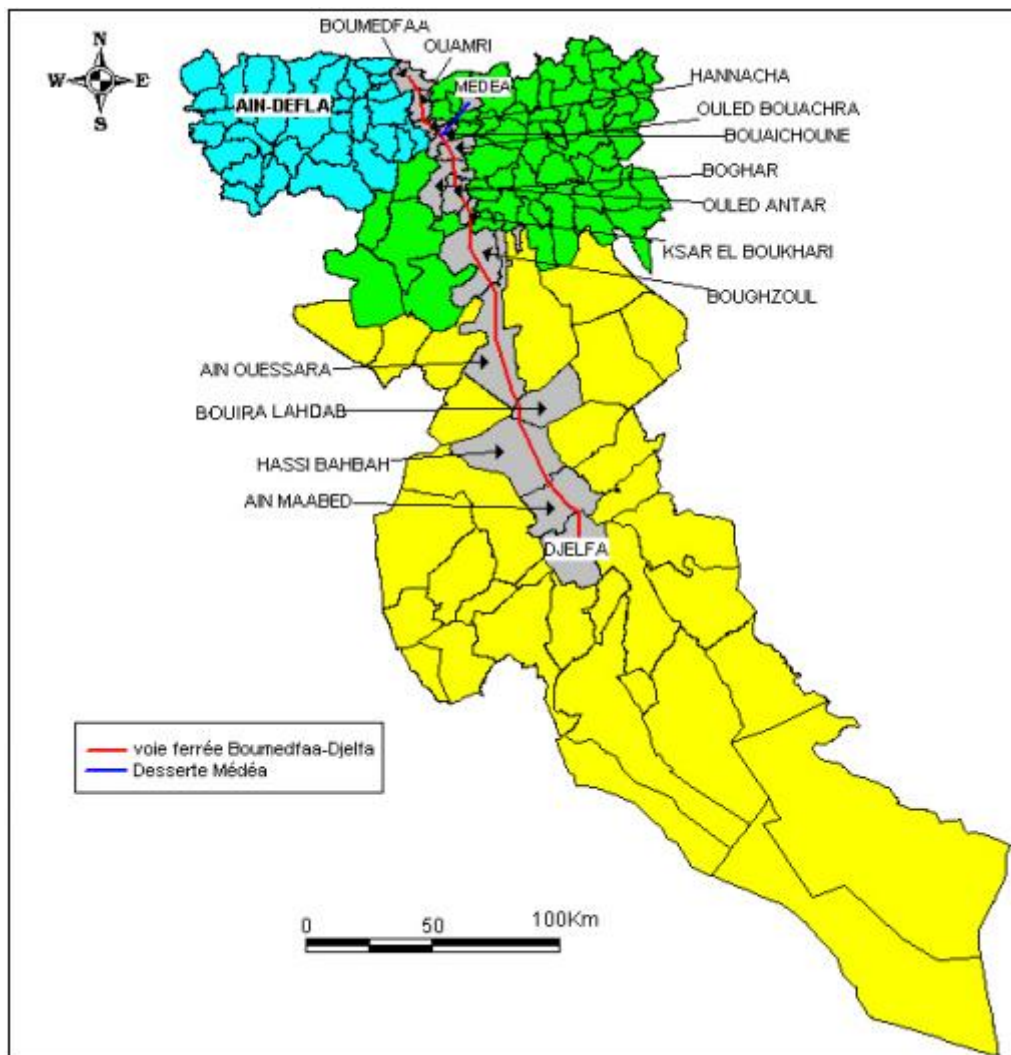


Fig I-6: Grands traits géologiques de l'Algérie

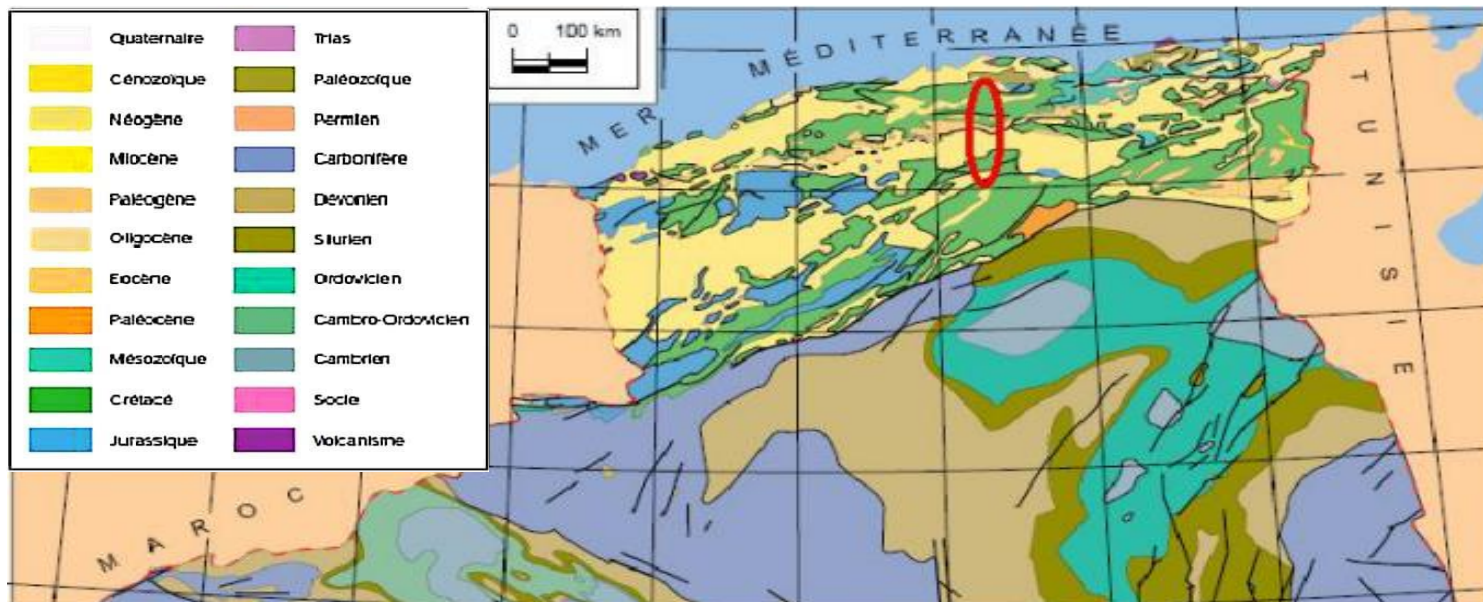


Fig I-7: Délimitation des wilayas de la zone d'étude

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE



**Fig I-8: Délimitation des communes traversées par la voie ferrée**



Zone d'étude

**Fig I-9: Situation de la zone d'étude sur la carte géologique de l'Algérie**

#### I.4 Données sismiques :

Les séismes resteront un phénomène que la science d'aujourd'hui ne peut empêcher comme les ouragans, tsunamis et autres phénomènes. C'est pourquoi il est nécessaire de réaliser des études sismiques d'ouvrages situés dans des zones sismiques afin de protéger l'ouvrage d'éventuels dommages causés par ces derniers et surtout d'éviter des pertes humaines.

L'évaluation des effets sismiques sur l'ouvrage a été réalisée conformément à la réglementation parasismique algérienne (RPOA, 2008).

- Catégorie pour l'ouvrage : Groupe 2 (Pont important)
- Coefficient d'accélération de la zone pour l'ouvrage :  $A = 0.12$
- Classification du site de l'ouvrage :  $S_1$
- Zone sismique : Zone I

**Tableau I-2 : Classification des ponts**

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

**Tableau I-3 : Coefficient d'accélération de zone A**

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

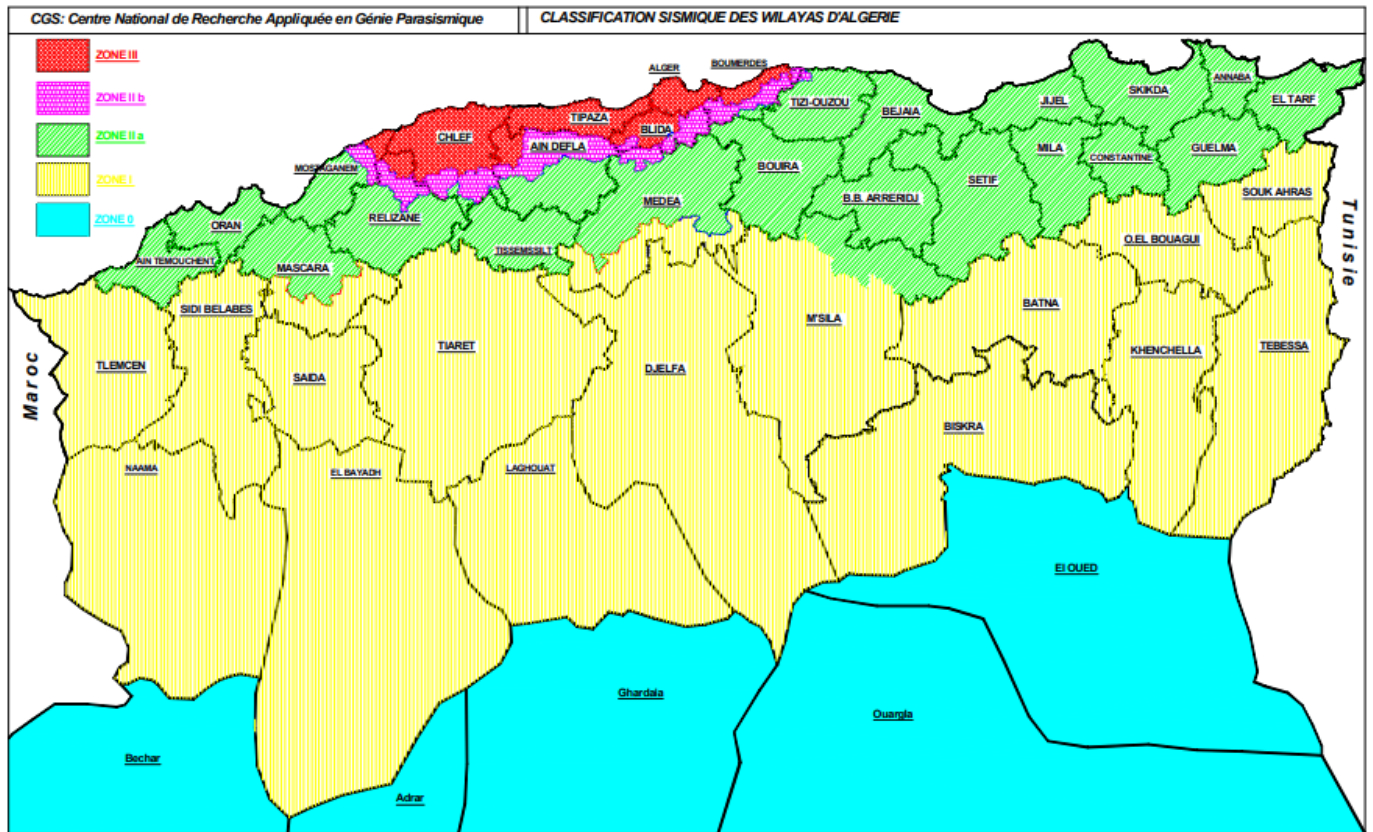


Fig I-10 : CARTE DE ZONAGE SISMIQUE DU TERRITOIRE NATIONAL- RPA99/ APRES ADDENDA

## I.5 Les caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux de construction détermine en grande partie la conception et les calculs du pont.

### I.5.1 Le béton :

- ✓ La qualité du béton dépend de la qualité de ces composants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.
- ✓ Le béton est défini par la valeur de résistance à la compression à 28 jours d'âge
- ✓ Le dosage du béton est de  $350 \text{ kg/m}^3$ .

**Poids volumique :** La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

#### I.5.1.1 Les caractéristiques mécaniques du béton :

##### a. La résistance caractéristique a la compression :

La résistance à la compression ( $f_{cj}$ ) du béton est la caractéristique la plus importante et est souvent utilisée seule pour caractériser le béton.

La résistance varie avec l'âge du béton j, et le calcul se réfère généralement à la résistance à 28 jours ( $f_{c28}$ ).

Lorsque le béton a plus de 28 jours (béton non traité thermiquement dont  $f_{c28}$  ne dépasse pas 40 MPa), on peut admettre que sa résistance est au plus égale à  $1.10 f_{c28}$ .

Pour le béton de la superstructure  $f_{c28} = 35$  MPa.

### b. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction au jour j est exprimée en  $f_{tj}$  généralement défini par la formule :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Dans laquelle  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  sont exprimées MPa.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa (pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa)}$$

### c. Contrainte admissible :

Nous fixons des valeurs pour des contraintes qui ne peuvent être dépassées en aucun point de l'ouvrage, ces contraintes sont appelées contraintes admissibles.

#### ❖ Contraintes admissibles à la compression :

##### ➤ Calcul à l'ELU :

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole-rectangle suivante :

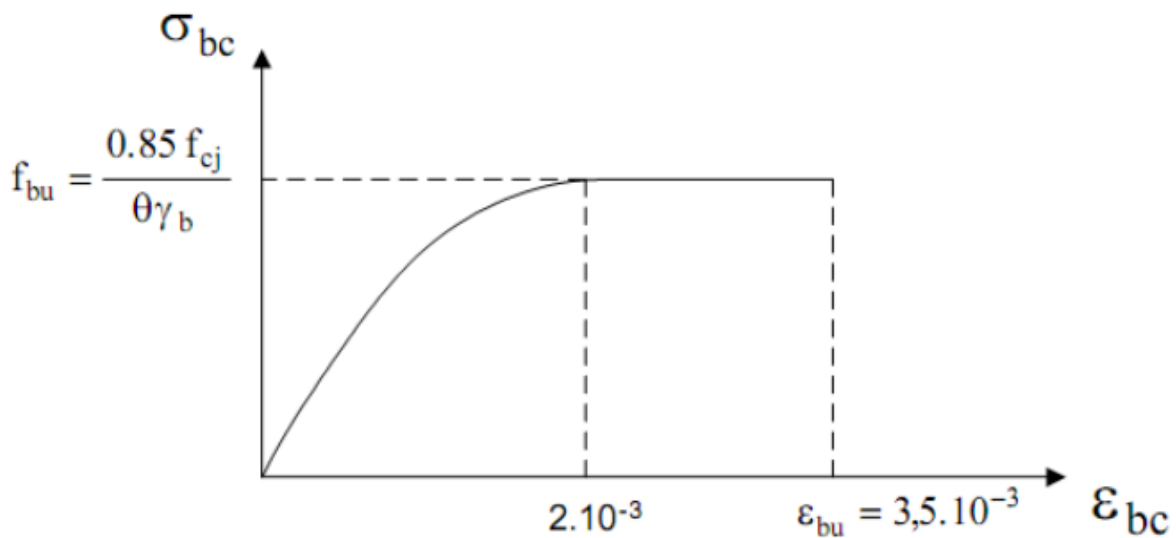


Fig I-11 : Diagramme parabole rectangle du béton

Le graphe de calcul a un arc parabolique quadratique de l'origine des coordonnées à un sommet de coordonnées  $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  et une contrainte de compression de béton donnée par :  $f_{bu} = 0,85 \times f_{c28}/\theta \times \gamma_b$

Le coefficient  $\theta$  prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heures} \\ 0,9 & 1h < t < 24h \\ 0,85 & t < 1h \end{cases} \quad t : \text{durée d'application de la charge.}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{En situations accidentelles.} \\ 1.5 & \text{En situations durables ou transitoires.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ MPa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 25,86 \text{ MPa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique

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

Pour notre cas on a le tableau suivant :

**Tableau I-4 : Contraintes à la compression**

$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_b$ en service (MPa)	$\sigma_b$ en construction (MPa)
35	17,5	21

**d. Déformation du béton :**

❖ **Déformation longitudinale E :**

On définit deux modules de déformation pour le béton donnés selon les règles B.A.E.L comme suit :

Module de déformation instantanée  $E_{ij}$  (courte durée < 24h) :  $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}}$

Module de déformation différée  $E_{vj}$  (longue durée > 24h) :  $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}}$

**Tableau I-5 : Modules de déformation**

$f_{c28}$ (MPa)	$E_{ij}$ (MPa)	$E_{vj}$ (MPa)
35	35982	12103

❖ **Déformations transversale G :**

Il est calculé par la formule suivante :  $G = E/2(1 + \nu)$

Où

$\nu$  : représente le coefficient de poisson

E : module élastique longitudinale

❖ **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul. On prend pour les calculs de béton la valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0.20 \text{ pour un béton non fissuré} \\ \nu = 0 \text{ pour un béton fissuré} \end{array} \right.$$

### I.5.2 Acier :

Les aciers utilisés dans les ouvrages mixtes (acier-béton) sont de deux natures différentes.

#### I.5.2.1 Armature du béton armé :

Les valeurs de la limite élastique sont identiques en traction et en compression.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **FeE50A type1**, sa limite élastique égale à  **$f_e=500$  MPa**.

#### I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

#### ❖ La limite élastique :

Dans les calculs relatifs à l'**ELU** on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1.15 \text{ en situation durable ou transitoire.} \end{array} \right.$$

#### ❖ Contraintes admissibles :

##### ➤ A L'ELU :

$$\sigma_s = f_e / 1,15 = 500 / 1,15 = 434,78 \text{ MPa}$$

##### ➤ A L'ELS :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa (fissuration préjudiciable) pour le tablier.}$$

#### I.5.2.3 Aciers des poutres métalliques :

En construction on définit un acier par :

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

Ils sont classés en trois catégories :

- ✓ Aciers normaux :  $\sigma_e \leq 300$  MPa
- ✓ Aciers à haute limite élastique :  $300 \text{ MPa} \leq \sigma_e \leq 400$  MPa
- ✓ Aciers à très haute limite élastique :  $\sigma_e \geq 400$  MPa

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :  $\sigma = 355 \text{ N/mm}^2$

**Tableau I-6 : Les Caractéristiques du matériau Acier pour la charpente**

Module d'élasticité longitudinale	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Module de cisaillement	$G = E/[2(1 + \nu)] = 81000 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0.3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

CHAPITRE II :  
ETUDE DES VARIANTES

## II.1 Choix du type de l'ouvrage :

Notre projet dans ce chapitre est d'identifier le type de structure le plus économique qui satisfait toutes les conditions de la meilleure façon possible. Pour cette raison, il est nécessaire de connaître toutes les contraintes à respecter et tous les types de structures envisageables. L'examen de ces deux groupes permet de retenir la solution qui semble la meilleure à première vue, qui fera ensuite l'objet d'une étude plus approfondie.

Pour choisir le type de structure, les facteurs suivants sont principalement pris en compte :

- Profil en long de la voie
- Position possibles des appuis
- Propriétés du sol « rapport hydrologique : hydrologie de l'Oued (débit) »
- La brèche de l'ouvrage

Cette opération nécessite l'expérience et les connaissances d'un ingénieur. Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencé par la proposition de trois variantes, qui seront pré-dimensionnés, et après l'analyse multicritère, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour un dimensionnement plus détaillé.

### II.1.1 Variante 1 : Pont mixte bipoutres à entretoise :

Parmi les formes de tablier mixte, la dalle bipoutres à entretoise est le plus économique. Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont comprises entre 25 –à 90 m environ pour les travées indépendantes.

Pour des largeurs de tabliers inférieures à 13 ou 14 m, l'écartement des poutres se situe entre 0,50 et 0,55 fois la largeur totale du tablier. La dalle, d'épaisseur constante ou variable (de 20 cm à 30 cm entre les poutres), est essentiellement appuyée sur les poutres.

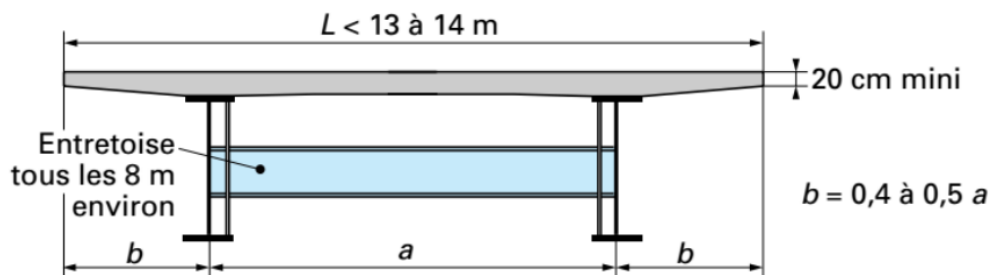


Fig II-1 : Coupe transversale d'ouvrage

### II.1.1.1 Les avantages et les inconvénients :

➤ **Les avantages :**

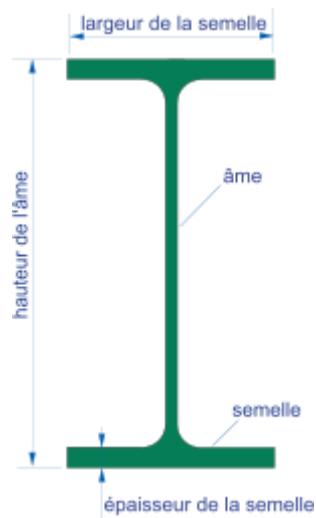
- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- Offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- Facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

➤ **Les inconvénients :**

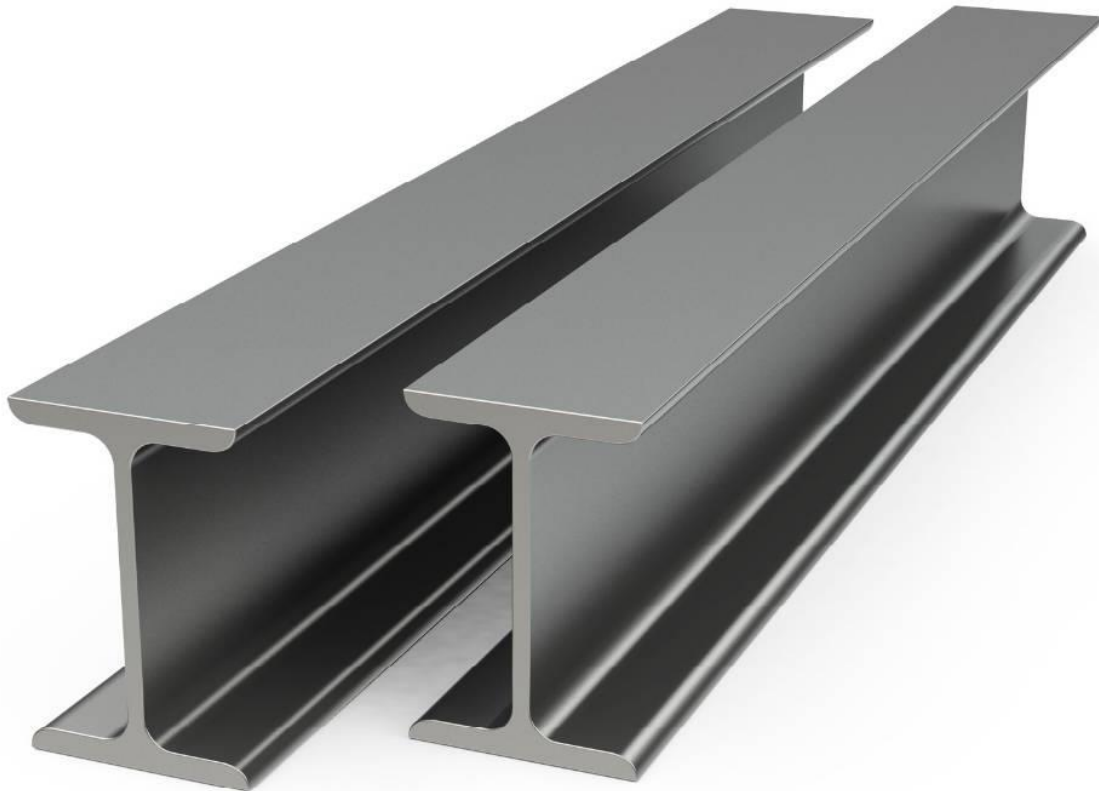
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

### II.1.1.2 Prédimensionnement de la poutre :

Actuellement, ce sont les poutres en I les plus populaires car leur fabrication est simple.



**Fig II-2 : Section d'une poutre métallique**



**Fig II-3 : Poutre métallique en I**

❖ **Elancement de poutres :**

Dans le cas des ponts ferroviaires, le rapport suivant  $L / h_t = 14$  à  $18$  peut être utilisé pour des portées comprises entre **30 m** et **80 m**. Dans ce cas, nous avons choisi  $L / h_t = 16$ .

Le viaduc est composé de **10 travées** de **35 m** mais en va essayer de faire juste **7 travées** de **50 m** pour des conditions économiques, donc soit  $h_t = 50 / 16 = 3,125$  m. ( $L/18 \leq h_t \leq L/14$ )

**On prendra  $h_t = 3$  m.**

❖ **Epaisseur de l'âme des poutres :**

L'épaisseur de l'âme doit respecter les exigences suivantes :

- Résistance à la corrosion.
- Résistance au cisaillement.
- Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- Fatigue.

Un élancement de  $70 < d / t_w < 200$  est généralement utilisé.

- ✓ En travée :  $t_w = 30$  mm
- ✓ Sur appui :  $t_w = 30$  mm

❖ **Semelles :**

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

- a) Résistance.
- b) Instabilité.

Les semelles sont généralement dimensionnées pour être pleinement efficaces à l'état limite ultime, ce qui, selon EN1993 [2], équivaut à  $c / t < 14\varepsilon$  avec  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

- ✓  $\varepsilon$  : coefficient de réduction plastique.
- ✓  $f_y$ : la valeur nominale de la limite élastique ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ )

$\varepsilon = \sqrt{235/355} = 0,81$ . Ceci conduit à utiliser des semelles d'épaisseurs généralement comprises entre 30 et 150 mm

❖ **Semelle supérieure en travée :**

La largeur de la semelle à mi- travée est fixée à 800 mm, l'épaisseur à 35 mm

❖ **Semelle supérieure sur appui :**

La largeur de la semelle est fixée à 800 mm et l'épaisseur à 70 mm

❖ **Semelle inférieure en travée :**

La largeur de la semelle à mi- travée est fixée à 1200 mm, l'épaisseur à 50 mm

❖ **Semelle inférieure sur appui :**

La largeur de la semelle à sur appui est fixée à 1200 mm, l'épaisseur à 90 mm

Dans les ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont prédéterminées par les conditions de montage et par les impératifs de service, car avant la réalisation de la liaison béton, les poutres métalliques assurent la résistance globale de l'ouvrage.

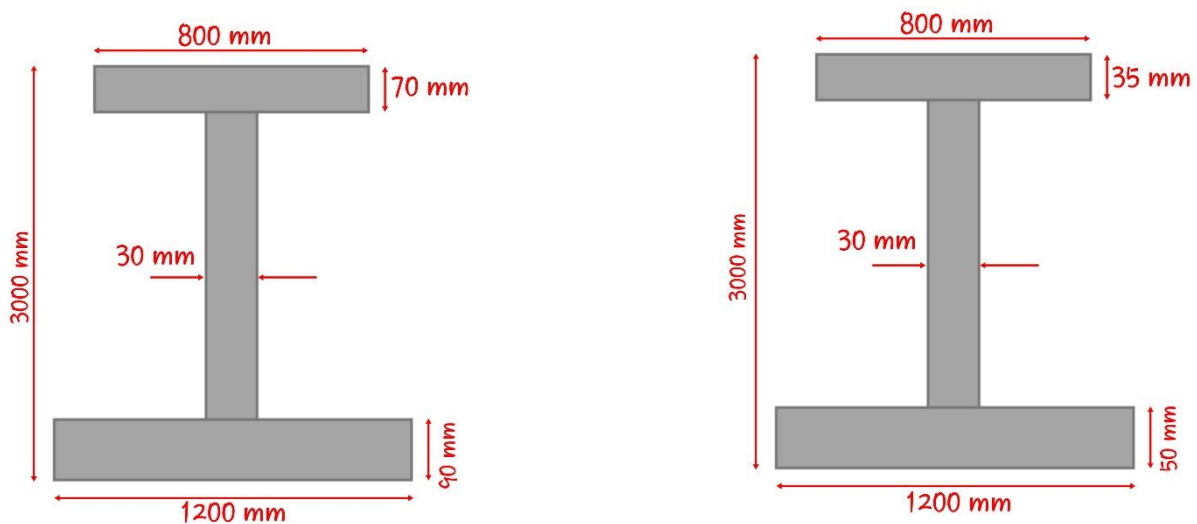


Fig II-4 : PRS à gauche (section sur appuis), à droite (section à mi-travée)

### II.1.2 Variante 2 : Pont mixte multi-poutres :

Les ouvrages multi-poutres sont composés de plusieurs poutres principales reliées par des entretoises. Ce type de pont est plus coûteux qu'un bipoutre. Ils ne sont donc utilisés que dans des cas précis (par exemple : pour une largeur de tablier supérieure à 25 m) ou dans le cas d'une contrainte d'épaisseur du tablier « tablier élancé » (avec 4 poutres le tablier sera plus fin qu'avec 2 poutres). Si l'ouvrage est très large et peu long, on choisira un multi poutre.

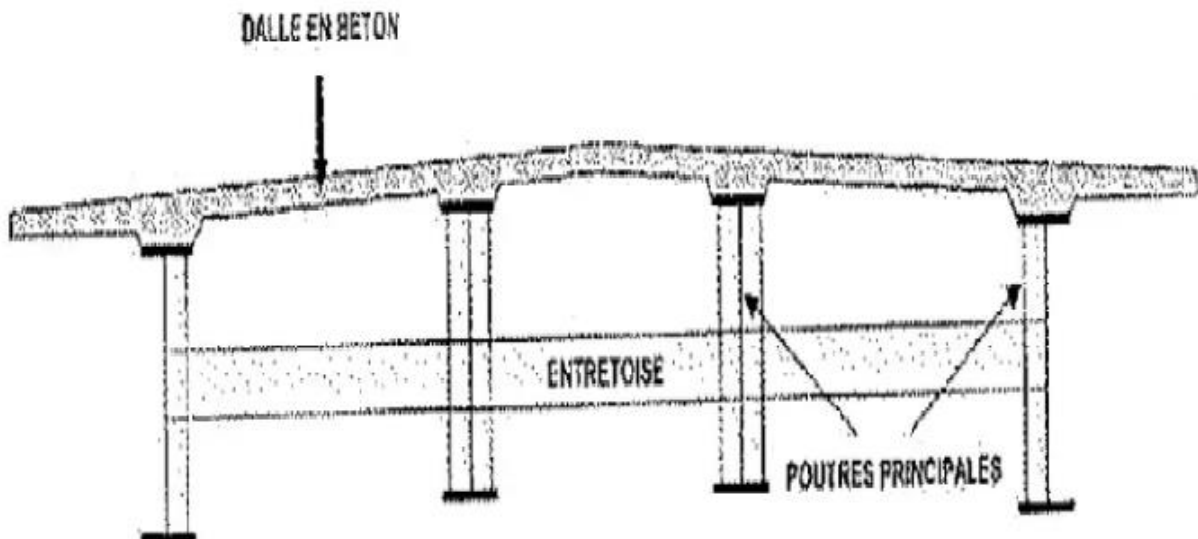


Fig II-5 : Pont multi-poutres

#### II.1.2.1 Les avantages et les inconvénients :

➤ **Les avantages :**

- Fiabilité.
- Maintenabilité.
- Faible épaisseur.
- Mise en œuvre.

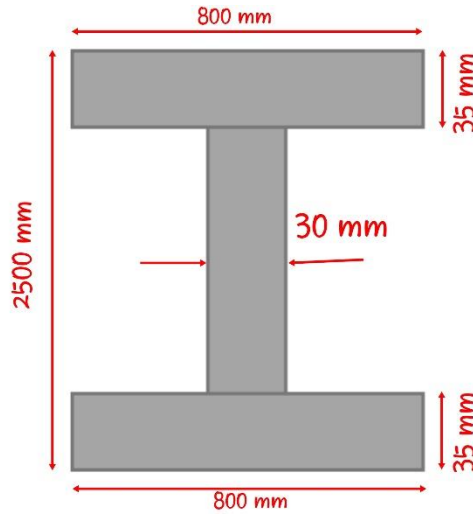
➤ **Les inconvénients :**

- Structures coûteuses.

#### II.1.2.2 Prédimensionnement de la poutre :

En raison des poutres d'âme solides, le concepteur a un contrôle total sur la taille de chaque semelle et de l'âme. Les semelles doivent avoir une largeur suffisante pour assurer leur stabilité lors de la construction. L'âme est relativement de faible épaisseur car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

Nous avons choisi 4 poutres soudées reconstituées qui possédaient les propriétés suivantes :



**Fig II-6 : Caractéristiques géométriques de la section de la poutre (PRS) du pont**

### **II.1.3 Variante 3 : Pont à poutres préfabriqué en béton précontraint par poste tension :**

La précontrainte est une technique de construction des ouvrages en béton, qui consiste à créer des efforts internes favorables. Ceux-ci sont soigneusement ajustés pour réduire les effets de la faiblesse du béton en traction. L'acier est mis en traction au moyen d'un dispositif qui sera décrit plus bas : cet effort est transmis au béton qui est ainsi mis en compression.

Le terme « précontrainte » indique que le béton est mis en compression avant que la structure entre en fonction. La précontrainte permet d'augmenter sensiblement la rigidité d'une structure en béton armé, tout en rendant possible la pleine utilisation du béton à très haute résistance.

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont généralement employés pour les portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post tension.

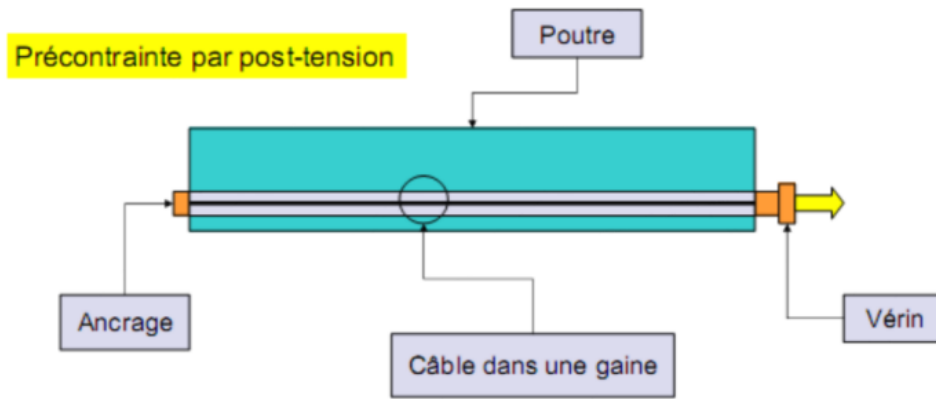


Fig II-7 : Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post tension

### II.1.3.1 Les avantages et les inconvénients :

#### ➤ Les avantages :

- Le mode de réalisation des poutres tel que le béton coulé en atelier ou sur chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité.
- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les coffrages des poutres peuvent être utilisés un grand nombre de fois.
- La préfabrication des poutres permet d'éviter l'encombrement des échafaudages gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu'à 30m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).

#### ➤ Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- La nécessité de qualification de la main d'œuvre pour l'exécution de la précontrainte (pré-tension et post tension) au même temps la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que le béton atteigne sa résistance voulue pour pouvoir faire la mise en tension.

### II.1.3.2 Prédimensionnement :

Dans ce cas, on prend  $L = 35$  m, donc on a 10 travées. ( $350/35 = 10$  travées)

❖ **Elancement des poutres :**

$$L/18 < h_t < L/14$$

$$1,94 < h_t < 2,5$$

**Donc on prend  $h_t = 2$  m**

❖ **Nombre des poutres (N) :**

Le nombre de poutre est déterminé entre le rapport de la largeur du tablier et l'espacement entre les poutres  $N = (L_a / E) + 1$

$L_a$  : La largeur du tablier 12,9 m

$E$  : l'espacement entre les poutres avec  $1,5 \leq E \leq 2,5$  m

On prend  $E = 2,08$  m

$$N = (12,9 / 2,08) + 1 = 7,20 \quad \text{on prend } N = 7 \text{ poutres}$$

❖ **Largeur de la table de compression :**

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

$$1,2 \leq b \leq 1,4$$

On prend  $b = 1,3$  m

❖ **Epaisseur de table de compression (e) :**

$$12 \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

On prend  $e = 12$  cm

❖ **Largeur du talon ( $L_t$ ) :**

$$50 \leq L_t \leq 80 \text{ cm}$$

On prend  $L_t = 60$  cm

❖ **Epaisseur du talon  $e_t$  :**

On prend  $e_t = 20$  cm

❖ **Epaisseur de l'âme en travée ( $b_o$ ) :**

$$18 \leq b_o \leq 25 \text{ cm}$$

On fixe  $b_o = 20$  cm

❖ **Epaisseur de l'âme à l'about ( $b_o$ ) :**

On fixe  $b_o = L_t = 60$  cm

❖ **Goussets :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints ( $45^\circ < \alpha < 60^\circ$ )

- Gousset du talon en travées :  $\alpha = 45^\circ$  et  $e_3 = 20$  cm
- Gousset de la table de compression en travée :  $\alpha = 6^\circ$  et  $e_1 = 10$  cm
- Sur appui :  $\alpha = 6^\circ$  et  $e_1 = 10$  cm

### ❖ Hourdis :

$$20 \leq h_o \leq 30 \text{ cm}$$

On fixe  $h_o = 25$  cm

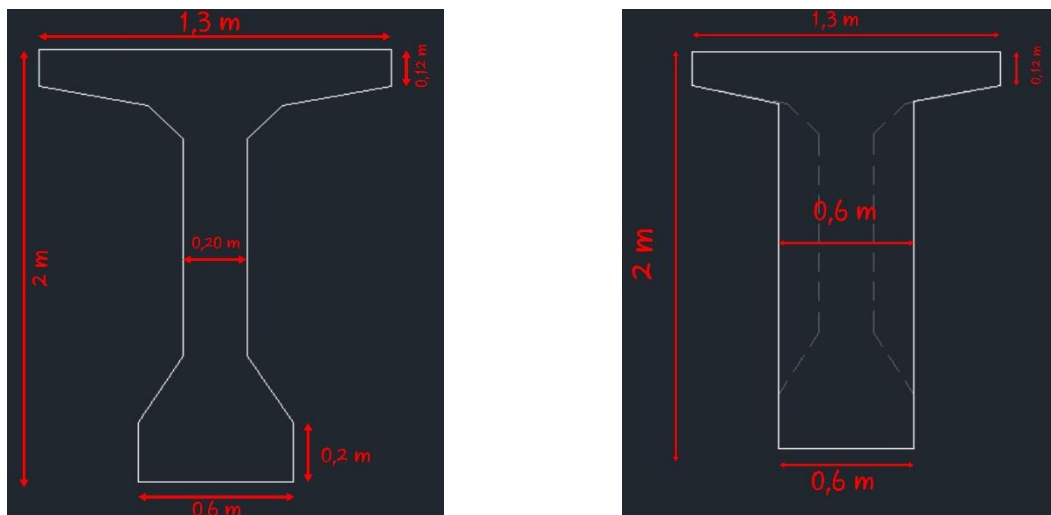


Fig II-8 : Coupe de section à mi-travée à gauche et coupe de section sur appui à droite

## II.2 Analyse multicritère :

Lors de la conception d'un pont, le processus de prise de décision de conception est influencé par des facteurs tels que la portée à traverser, le système structurel prévu, la méthode de construction, le coût et l'esthétique, qui sont tous importants dans un projet. Aucune séquence spécifique n'est présente, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de ponts ou de projets identiques concernant ces facteurs.

**Tableau II-1 : Critères de choix**

	Economie	Comportement structural	Aspect architectural	Entretien / durabilité	Méthode de construction, délais	Matériaux (monolithe, léger)	Totale
Variantes	25%	25%	15%	15%	10%	10%	100%
Mixte bipoutre	18	16	16	16	17	16	16,5
Mixte multi poutre	16	16	17	16	16	16	16,16
B-P	15	15	16	17	15	16	15,66

❖ **Explication du tableau :**

La première variante, qui est un pont mixte bipoutres, est évaluée selon plusieurs critères. Voici un résumé des résultats :

- Économie : La variante obtient une valeur de 18, ce qui indique qu'elle est économiquement avantageuse.
- Comportement structural : Elle obtient une valeur de 16, ce qui signifie qu'elle présente de bonnes performances en termes de stabilité et de support des charges.
- Aspect architectural : La variante obtient une valeur de 16, ce qui suggère qu'elle est esthétiquement attrayante et s'harmonise bien avec son environnement.
- Entretien / durabilité : Elle obtient une valeur de 16, ce qui indique qu'elle nécessite peu d'entretien et a une durée de vie prolongée.
- Méthode de construction, délais : La variante obtient une valeur de 17, ce qui montre qu'elle peut être construite rapidement et efficacement.
- Matériaux : Elle obtient une valeur de 16, ce qui suggère l'utilisation de matériaux de haute qualité et durables.

En résumé, la première variante du pont mixte bipoutres se distingue par son économie, son bon comportement structural, son aspect architectural attrayant, sa facilité d'entretien et sa durabilité, ainsi que par sa méthode de construction efficace et l'utilisation de matériaux de qualité.

**II.3 Conclusion :**

Vu les avantages du pont mixte (acier - béton), et parmi les trois solutions proposées, ma préférence s'est portée sur un pont mixte bipoutre (variante 1) qui sera l'objet de notre étude. Parce qu'il est le plus compétitif sur les ponts routiers et ferroviaires actuels, au détriment des solutions en béton armé précontraint qui étaient préférées jusqu'à récemment.

---

**DEUXIEM PARTIE :**

---

**ETUDE DE LA  
SUPERSTRUCTURE**

---

CHAPITRE III :  
PREDIMENSIONNEMENT DES  
ELEMENTS

### III.1 Pré dimensionnement :

De tous les différents types de tabliers métalliques, le bipoutre composite avec entretoises est le plus rentable, cette conception présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels à plusieurs entretoises.

Le but de ce chapitre est de pré dimensionner une dalle, des poutres et des entretoises de ce pont en type mixte.

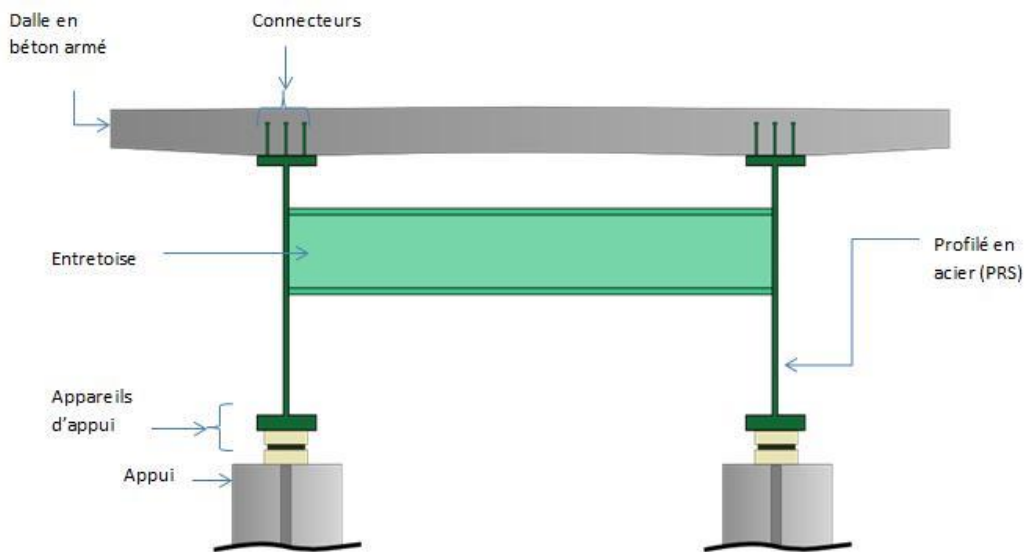


Fig III-1 : Tablier en bipoutre mixte à entretoise

#### III.1.1 Dalle :

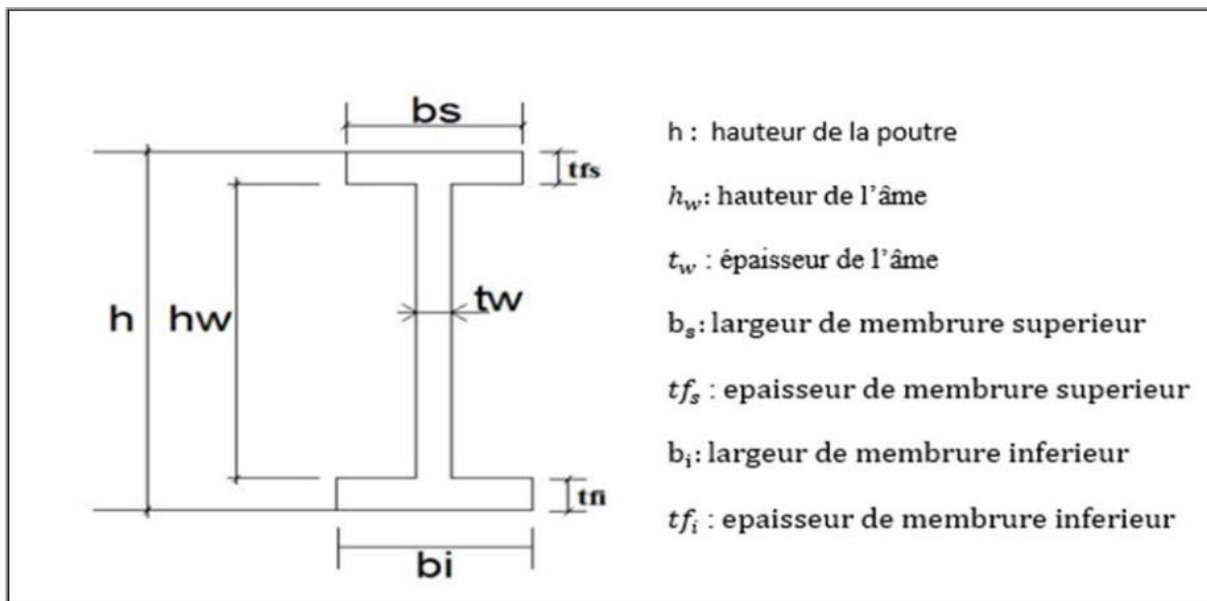
La dalle mixte est une solution pour répondre aux problématiques de volume, franchissements en pont-rail du fait qu'elle est légère. Dans notre étude, la dalle est construite en béton armé, elle fonctionne comme une table de compression, relié à la semelle supérieure des profilés métalliques au moyen de composants de connexion appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs de dalle par rapport aux poutres.

L'épaisseur pour les dalles des tabliers en bipoutres mixte à entretoise est minimum **20 cm**, pour notre projet on prend **une épaisseur de 25 cm**.

### III.1.2 Choix des poutres principales :

Nous avons choisi des poutres reconstituées soudées (PRS) avec des âmes pleines, cette option laisse au concepteur la liberté de choisir les dimensions exactes de chaque semelle et celle de l'âme. Les semelles doivent avoir une largeur suffisante pour assurer leur stabilité durant la construction. L'âme est également mince car elles n'apportent pas une contribution efficace dans la résistance à la traction.

Deux poutres de pleine épaisseur reliées à la dalle de béton par des connecteurs renforcés transversalement et longitudinalement.



**Fig III-2 : Caractéristiques géométriques d'une poutre métallique et leurs notations**

✚ L'écartement des poutres (a) est de l'ordre de **0,5 × la largeur du tablier**

$$a = 0,5 \times 12,9 = 6,45 \text{ m}$$

$$b = 0,5a = 0,5 \times 6,45 = 3,225 \text{ m}$$

Dans le système isostatique, le moment de flexion est négatif sur les appuis et maximal à mi travée, ainsi que l'effort tranchant, ce qui conduit au prédimensionnement suivant :

L'élancement de la poutre est compris entre **L/18** et **L/14** Avec **L** : longueur de travée = **50 m**

Donc on prend l'élancement de l'ordre **L / 16**, soit **h = 3 m**

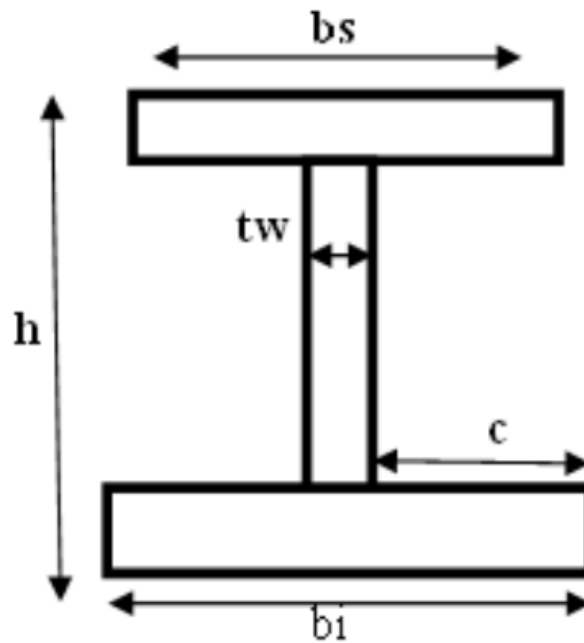


Fig III-3 : Section en I

- **L'épaisseur de l'âme dépend de :**
  - L'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
  - Esthétique (déformations des âmes perceptibles de l'extérieur).
- **L'épaisseur de l'âme de la poutre doit respecter ces exigences :**
  - Résistance à la corrosion.
  - Résistance au cisaillement.
  - Flambement.
  - Fatigue.
  - Voilement.

Les dimensions des poutres (PRS) sont répertoriées dans le tableau III-1 suivant :

**Tableau III-1 : Dimensions des éléments de structure (PRS)**

	Unité (mm)	Sur appui	Mi-travée
Semelle supérieure	Largeur ( $b_s$ )	800	800
	Epaisseur ( $t$ )	70	35
Ame	Hauteur ( $h_w$ )	2840	2915
	Epaisseur ( $t_w$ )	30	30
Semelle inférieure	Largeur ( $b_i$ )	1200	1200
	Epaisseur ( $t$ )	90	50

(Voir Fig II-3 la page 22)

### III.1.3 Variation de la section d'acier :

On considère des poutres métalliques d'hauteur constante. Les changements d'épaisseurs des semelles se font vers l'intérieur des poutres. Pour les portées considérées, les épaisseurs de tôles varient le long de l'ouvrage (épaisseur de la semelle inférieure, de la semelle supérieure, et de l'âme), pour nos travées, les changements d'épaisseurs se feront selon le schéma ci-dessous :

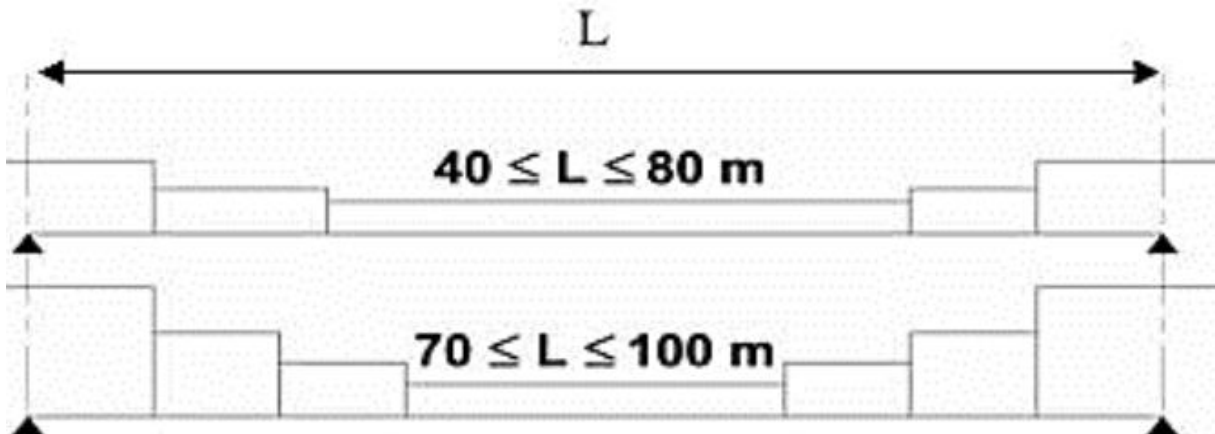


Fig III-4 : Schéma présentant les variations d'épaisseur de la membrure inférieure des poutres dans la travée

### III.1.4 Limitation des variations d'épaisseur des semelles :

Pour limiter les problèmes de fatigue, on limitera les variations d'épaisseur dans les semelles :  $t_{\max} \leq 1.5 t_{\min}$  avec :

$t_{\min}$  : épaisseur de la semelle inférieure dans un tronçon

$t_{\max}$  : épaisseur de la semelle inférieure dans le tronçon suivant

**Par exemple :** si une semelle inférieure mesure 60 mm d'épaisseur dans un tronçon, elle ne devra pas mesurer plus de 90 mm (ou moins de 40 mm) dans le tronçon voisin.

Dans le cadre de notre projet, la variation des épaisseurs de la poutre PRS se fait graduellement par des sections comme indiqué sur le tableau suivant :

**Tableau III-2 : Variation des épaisseurs de la poutre PRS (travée de 50 m)**

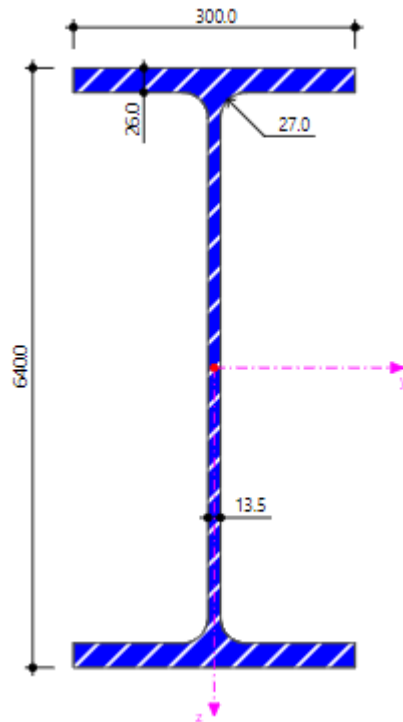
	Sections	0-5 (m)	5-10 (m)	10-15 (m)	15-20 (m)	20-25 (m)
	Unités (mm)	Sur appui				Mi-travée
Semelle supérieure	Largeur ( $b_s$ )	800	800	800	800	800
	Epaisseur (t)	70	50	50	35	35
Ame	Hauteur ( $h_w$ )	2840	2880	2880	2915	2915
	Epaisseur ( $t_w$ )	30	30	30	30	30
Semelle inférieure	Largeur ( $b_i$ )	1200	1200	1200	1200	1200
	Epaisseur (t)	90	70	70	50	50

### III.1.5 Entretoise :

Les entretoises réduisent la finesse de l'âme et augmentent par conséquent la résistance aux contraintes transversales. Les espacements entre entretoises doivent être minimum de l'ordre de 8 mètres, dans les zones de charges concentrées, telles que les appuis, des diaphragmes sont prévus.

Nous avons considéré que notre travée de pont doit être entretoisée tous les 8 mètres et donc on aura 44 entretoises.

Nous avons opté pour des profilés laminés du type HEA 650. Ce sont des profilés laminés normalisés.



**Fig III-5 : Caractéristiques géométriques du HEA650 (Selon la norme européenne EN10034)**

**Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques du HEA650**

▲ Géométrie				
Hauteur	$h$	640.0	mm	
Largeur	$b$	300.0	mm	
Épaisseur de l'âme	$t_w$	13.5	mm	
Épaisseur de semelle	$t_f$	26.0	mm	
Profondeur intérieure entre les semelles	$h_i$	588.0	mm	
Rayon de la courbe	$r_1$	27.0	mm	
Largeur de la partie droite de l'âme	$d$	534.0	mm	

### **III.2 Conclusion :**

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (dalle, poutres et entretoise) on passe au chapitre suivant pour l'étude d'évaluation des charges.

CHAPITRE IV :  
EVALUATION DES CHARGES ET  
DES SURCHARGES

## **IV.1 Evaluation des charges :**

Tous les ouvrages d'art sont soumis à des charges tout au long de leur durée de vie, et ces charges ont un impact sur le fonctionnement à long terme de l'ouvrage.

Dans ce chapitre, on va calculer les charges permanentes et les surcharges et déterminer les combinaisons des charges agissant sur notre pont pendant les phases de service et d'exécution.

L'ouvrage doit résister aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- Les charges permanentes (hors trafic).
- Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).
- Les charges accidentelles et sismique.

### **IV.1.1 Les charges permanentes (CP) :**

Ce sont le poids propre des poutres, des entretoises et de la dalle, plus les charges permanentes supplémentaires.

#### **IV.1.1.1 Poids propre des poutres principales (PRS) :**

La section transversale des poutres est variable tout au long des travées, avec une valeur maximale de poids propre sur appuis et une valeur minimum en travée :

- Poids de la poutre en fonction de la variation de la section pour une travée de 50 ml (**On procède par symétrie**) :

**Tableau IV-1 : Variations de section de la poutre de travée 50 ml**

	Sections	0-5 (m)	5-10 (m)	10-15 (m)	15-20 (m)	20-25 (m)
	Unité (mm)	Sur appui				Mi-travée
Semelle supérieure	Largeur	800	800	800	800	800
	Epaisseur	70	50	50	35	35
Ame	Hauteur	2840	2880	2880	2915	2915
	Epaisseur	30	30	30	30	30
Semelle inférieure	Largeur	1200	1200	1200	1200	1200
	Epaisseur	90	70	70	50	50
Aire de la section (m <sup>2</sup> )		0,2492	0,2104	0,2104	0,17545	0,17545
Poids de la poutre (kN par zone)		195,622	165,164	165,164	137,728	137,728
Poids total de la poutre (kN)		801,4065				

$$Poids_{total (PRS)} = 801,4065 \times 7 = \mathbf{5609,8455 \text{ kN}}$$

$$= 5609,8455 / 350 = \mathbf{16,028 \text{ kN/ml}}$$

$$\rightarrow 16,028 \times 2 = \mathbf{32,056 \text{ kN/ml (pour 2 poutres)}}$$

#### IV.1.1.2 Poids propre de la dalle :

Le poids de la dalle coulée sur place appliquée aux poutres du tablier :

$$P_{(dalle)} = 0,25 \times 12,9 \times 25 = \mathbf{80,625 \text{ kN/ml}}$$

#### IV.1.1.3 Poids propre des entretoises :

On a choisi des HEA 650 qui a chacune un poids de **1,897 kN/ml** et espacées de 8 m, au total on a 44 entretoises.

Le poids total des entretoises est :

$$P_{(entretoise)} = 1,897 \times 44 \times 6,45 = \mathbf{538,3686 \text{ kN}}$$

$$= 538,3686 / 350 = \mathbf{1,54 \text{ kN/ml}}$$

$$\mathbf{CP = 16,028 + 80,625 + 1,54 = 98,193 \text{ kN/ml}}$$

### IV.1.2 Les charges permanentes supplémentaires (CPS) :

Les charges permanentes supplémentaires sont celles des superstructures, qui contiennent les éléments suivants :

- Ballast
- Chape d'étanchéité
- Traverses en béton
- Rails
- Corniche et garde-corps

En ce qui concerne le ballast et la membrane d'étanchéité, on doit considérer un poids maximal et un poids minimal, avec une variation de plus ou moins 30% pour le ballast et 20% pour la membrane d'étanchéité, par rapport aux valeurs caractéristiques.

- Ballast:  $P_{\max} = (0,55 \times 10,9 \times 20) \times 1,3 = 155,87 \text{ kN/ml}$   
 $P_{\min} = (0,55 \times 10,9 \times 20) \times 0,7 = 83,93 \text{ kN/ml}$
- Chape d'étanchéité :  $P_{\max} = (0,04 \times 12,5 \times 24) \times 1,2 = 14,4 \text{ kN/ml}$   
 $P_{\min} = (0,04 \times 12,5 \times 24) \times 0,8 = 9,6 \text{ kN/ml}$
- Traverses en béton :  $P = 2 \times 4,8 = 9,6 \text{ kN/ml}$
- Rails :  $P = 2 \times 1,2 = 2,4 \text{ kN/ml}$
- Corniche et garde-corps :  $P = 2 \times 1,6 = 3,2 \text{ kN/ml}$

$$\text{CPS}_{\max} = 185,47 \text{ kN/ml}$$

$$\text{CPS}_{\min} = 108,73 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{(total max)}} = CP + \text{CPS}_{\max} = 283,663 \text{ kN/ml}$$

$$P_{\text{(total min)}} = CP + \text{CPS}_{\min} = 206,923 \text{ kN/ml}$$

## IV.2 Evaluation des surcharges :

### IV.2.1 Les surcharges dues au trafic ferroviaire [9] :

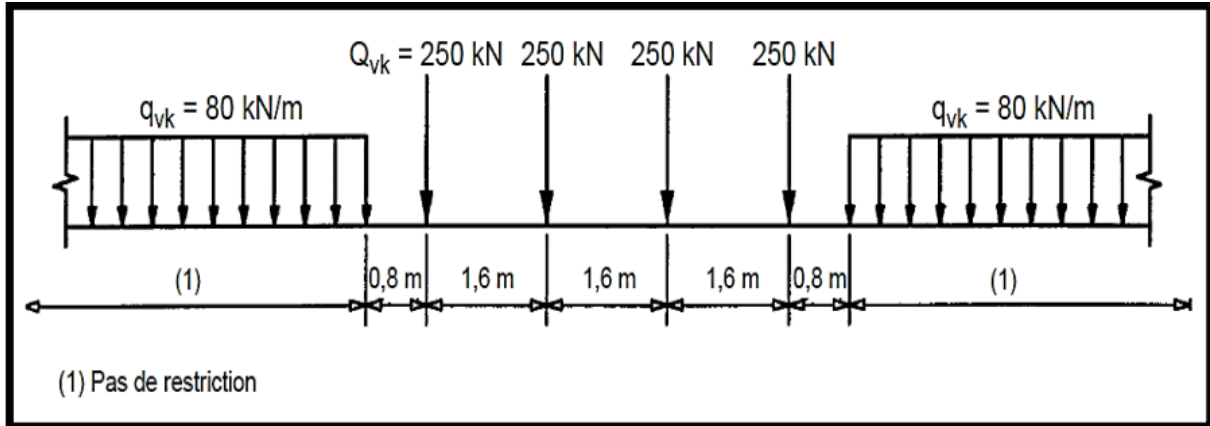
Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire, les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois (charges verticales, espacements d'essieux et vitesse des trains).

Pour représenter la circulation ferroviaire, et évaluer ses effets maximaux, on introduit trois schémas de charge UIC71, SW, Train à vide.

**IV.2.1.1 Surcharges verticales :**

**a) Modèle de charge LM71 :**

Le modèle de charge LM71 représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure suivante :

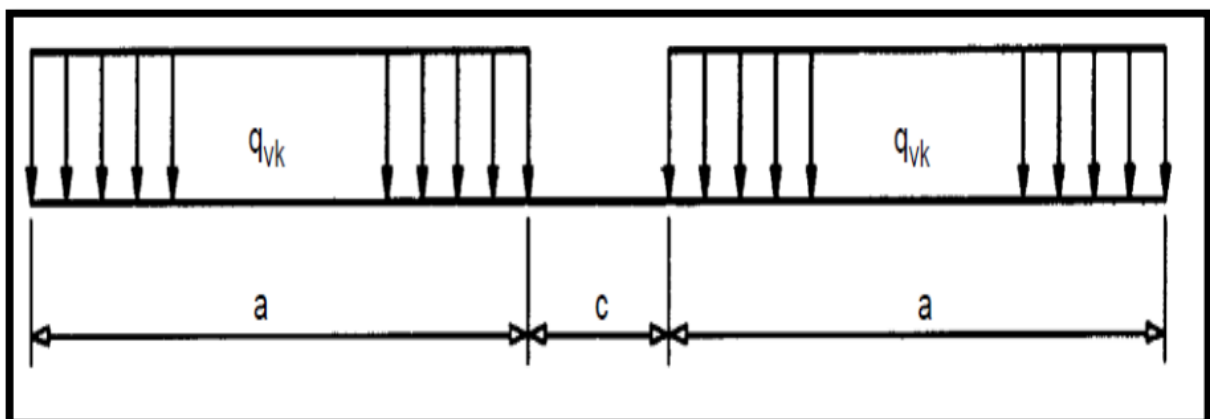


**Fig IV-1 : Schéma de charge LM71 [21]**

**b) Modèle de charge SW :**

- Le modèle de charge **SW/0** représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire standard sur des poutres continues.
- Le modèle de charge **SW/2** représente l'effet statique du chargement vertical dû à un trafic ferroviaire lourd.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles mentionnées dans le tableau.



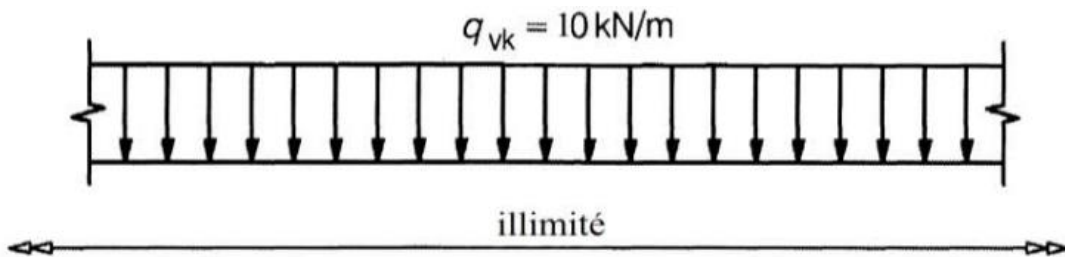
**Fig IV-2 : Modèle de charge SW/0 et SW/2 [22]**

**Tableau IV-2 : Valeurs caractéristiques des charges verticales pour schémas de charge SW [21]**

Classe de charge	$q_{vk}$ (kN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

**c) Train à vide :**

Pour certaines vérifications, un schéma de charges particulier est utilisé « Train à vide » Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 10 kN/ml et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.



**Fig IV-3 : modèle de charge train à vide [21]**

**d) Chargements verticaux :**

Les charges verticales à considérer systématiquement sont les trois suivantes :

- LM71 + SW/0
- SW/2
- Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable.

**NOTATION :**

LM71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets de LM71 et de SW/0.

e) Transmission des charges aux structures :

❖ Pose de voie ballastée :

On tient compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu :

La force d'essieu ponctuelle de **25 t** se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur  $a_1 = 2,25 + e/2$  où (e) défini sur le schéma ci-dessous (e en m).

La charge sur la bande est uniforme et égale à :  $P = 25/1,6 \times a_1$  [t/m<sup>2</sup>]

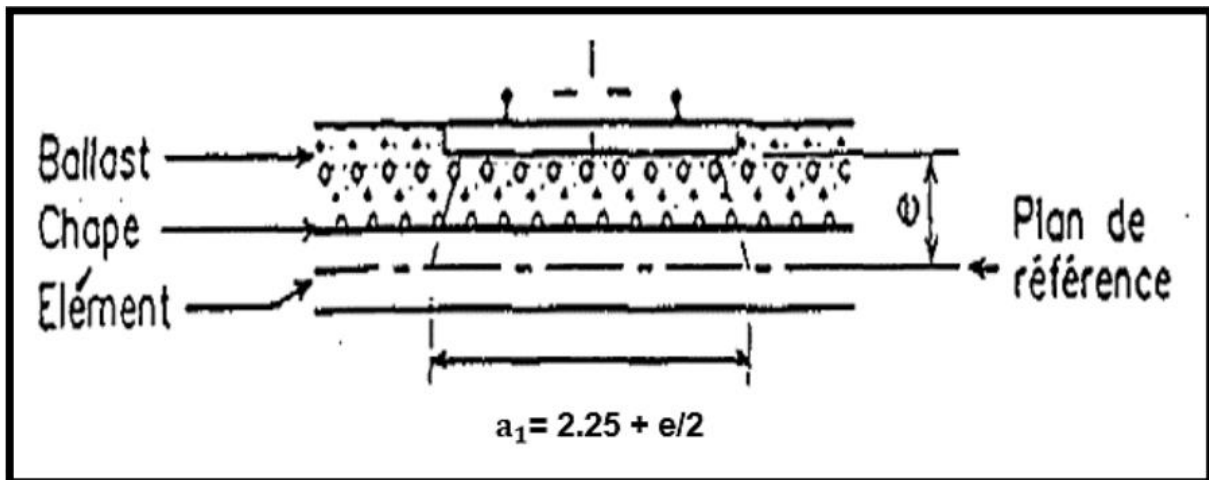


Fig IV-4 : Répartition de charge sur une bande  $a_1$  [21]

Avec  $a_1 = 2,25 + 0,59/2 = 2,545$  m donc  $P = 25/1,6 \times 2,545 = 6,14$  t/m<sup>2</sup>

La force d'essieu ponctuelle de 25 t se répartit sur 2 bandes longitudinales continues de largeur  $a_2 = 0,30 + e/2$  où (e) est défini sur le schéma ci-dessous (e en m).

La charge sur la bande est uniforme et égale à :  $P = 25/1,6 \times 2a_2$  [t/m<sup>2</sup>]

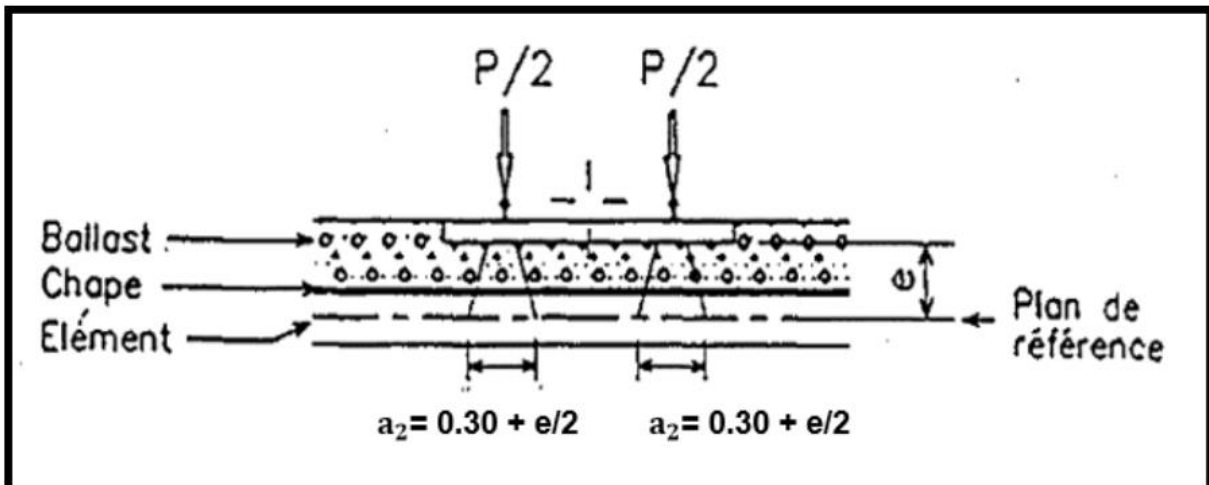


Fig IV-5 : Répartition de charge sur une bande  $a_2$  [21]

Avec  $a_2 = 0,3 + 0,59/2 = 0,595$  m donc  $P = 25/1,6 \times 2 \times 0,595 = 13,13$  t/m<sup>2</sup>

#### IV.2.1.2 Effets dynamiques :

Le comportement dynamique de la structure est influencé par les facteurs suivants :

- La fréquence propre de la structure.
- L'espace des essieux.
- La vitesse de franchissement.
- L'amortissement de la structure.
- L'espace régulier des éléments d'appui de la voie et de ceux de l'ouvrage (traverses, pièces de ponts).
- Les défauts verticaux de la voie.
- Les défauts des roues.

Ces effets dynamiques sont pris en compte au moyen de coefficients  $\phi_2$  ou  $\phi_3$ , si les 2 conditions correspondantes relatives à la flèche sous poids permanent (poids propre et poids des superstructures) et la vitesse sont toutes deux vérifiées [21].

##### a. Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique  $\phi$  qui augmente les effets de la charge statiques dans les modèles de charges LM71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que  $\phi_2$ ,  $\phi_3$ .

En général, le coefficient dynamique  $\phi$  est défini comme  $\phi_2$  ou  $\phi_3$  en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

##### 1. Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\phi_2 = 1,44/(\sqrt{L\phi} - 0,2) + 0,82 \quad \text{avec} \quad 1 \leq \phi_2 \leq 1,67$$

##### 2. Pour une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = 2,16/(\sqrt{L\phi} - 0,2) + 0,73 \quad \text{avec} \quad 1 \leq \phi_3 \leq 2$$

Où :  $L\phi$  est longueur caractéristique en m définie au tableau I.3. (**Chapitre 1, page 19, livret 2.01**) [10]

Dans notre cas on va utiliser une voie normalement entretenue :

$$\phi_3 = 2,16/(\sqrt{L\phi} - 0,2) + 0,73 = 1,044$$

**b. Effet de vent : NF EN 1991-1-4[11]**

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en service.
- $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$  pour les ouvrages en cours de construction.

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée.

**c. Action dues aux variations de température : NF EN 1991-1-5[12]**

❖ **La variation uniforme :**

Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température :

- Température extérieure maximale :  $T_{e \text{ max}} = +35^\circ\text{C}$
- Température extérieure minimale :  $T_{e \text{ min}} = -15^\circ\text{C}$

❖ **Le gradient thermique : NF EN 1991-1-5[12]**

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs caractéristiques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau suivant :

**Tableau IV-3 : les valeurs caractéristiques de gradient thermique**

	En phase de construction	En service
	Gradient (C°)	Gradient (C°)
Type 1 : tablier métallique	±18	±10
Type 2 : tablier mixte	±15	±8
Type 3 : tablier béton	±12	±7

### IV.2.1.3 Retrait :

Le retrait est un phénomène courant qui affecte les matériaux à base d'eau et de ciment. Cela est dû aux contraintes exercées sur ces matériaux de construction usagés et se produit lorsque la résistance de la structure n'est plus suffisante.



Fig IV-6 : Le phénomène de retrait

Tableau IV-4 : Variation linéaire qui provoque une diminution du volume du béton

Retrait initial	$\varepsilon_r = 1,5 \times 10^{-4}$	n = 6 (court terme)
Retrait final	$\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$	n = 18 (long terme)

### IV.2.1.4 Fluage :

Le fluage du béton est une déformation différée supplémentaire à la déformation élastique provoquée par l'application d'un chargement à une pièce en béton.

### IV.2.1.5 Fatigue :

La fatigue est un phénomène qui provoque l'évolution des propriétés d'un matériau soumis à des sollicitations variables, la répétition d'efforts cyclique peut conduire à la rupture. Cette rupture se produit pour des contraintes le plus souvent inférieures à la limite d'élasticité du matériau.

### IV.3 Action sismique :

L'analyse par le spectre de réponse est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects : Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, qui dépendent de la catégorie du site de, l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone (A) et du taux d'amortissement critique par le biais du facteur de correction d'amortissement  $\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)}$  quand ce taux est différent de 5%. (Selon le RPOA).

#### IV.3.1 Spectre de réponse élastique :

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

##### ❖ Composante Horizontale :

Le spectre de réponse élastique **Sae** pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (**T**) et du taux d'amortissement (**ζ**) de l'ouvrage par :

$$Sae(T, \zeta)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec : **g** : accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

**A** : coefficient d'accélération

**S** : coefficient de site

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-3 du Règlement parasismique algérien)

**ζ** : taux d'amortissement (défini en en 4-2-4 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrage d'art )

Pour béton armé : **ζ = 5 %**

**η**: facteur de correction de l'amortissement.

Tableau IV-5 : Valeurs de  $T_1$ ,  $T_2$  et  $S$  pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70
$S$	1	1,1	1,2	1,3

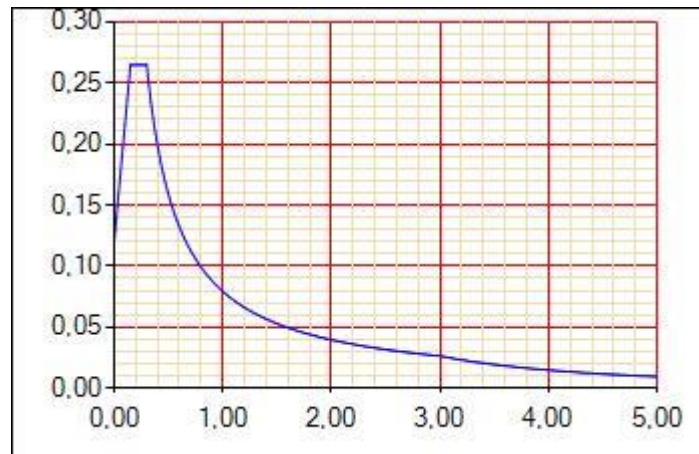


Fig IV-7 : spectre de réponse élastique, composante horizontale

❖ Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ( $\eta=1,0$ ) par :

$$S_{ae}(T, \zeta) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{1.5T}{T_1}\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

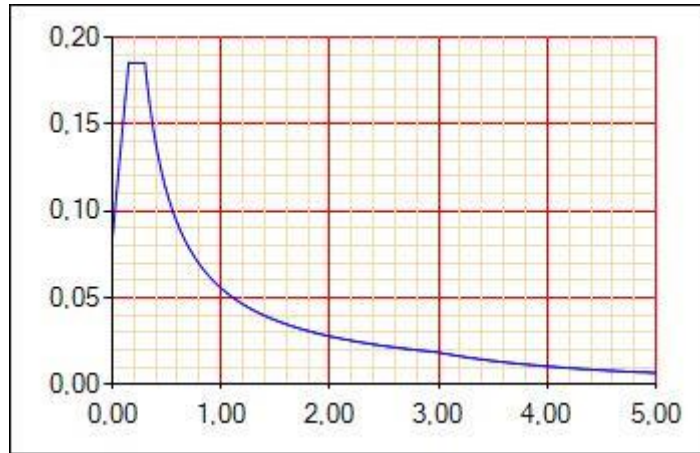
$A$  : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 3-1 du règlement parasismique)

$S$  : coefficient de site

$T_1, T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie de site

Tableau IV-6 : Valeurs de  $T_1$ ,  $T_2$  et  $S$  pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
$T_1$	0,15	0,15	0,20	0,20
$T_2$	0,30	0,40	0,50	0,70
$S$	1	1,1	1,2	1,3



**Fig IV-8 : Spectre de réponse élastique, composante verticale**

**IV.3.2 Spectre de dimensionnement :**

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par le calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement ( $q$ ) qui est introduit et pris en compte en 4.4 et 5.5.1 (selon le RPOA 2008) Pour la composante verticale, le coefficient de comportement  $q$  est pris égal à 1.

$$Sae(T, \zeta) = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Avec :

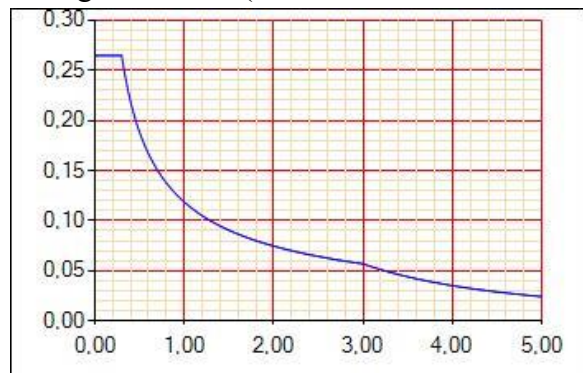
$\eta$  : est défini en 3.2 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrage d'art )

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$T_2$  : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau3-3 du Règlement parasismique algérien)

$A$  : coefficient d'accélération

$S$  : coefficient de site



**Fig IV-9 : spectre de dimensionnement**

#### IV.4 Les combinaisons des charges :

##### IV.4.1 Combinaisons des actions :

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques.

On distingue les combinaisons suivantes :

**Tableau IV-7 : Combinaison d'action à l'état limite ultime et a l'état limite de service**

ELU	ELS
1,35G+1,5LM71+1,5×0,6T	G+LM71+0,6T
1,35G+1,5 SW/0+1,5×0,6T	G+SW/0+0,6T
1,35G+1,5 SW/2+1,5×0,6T	G+SW/2+0,6T
1,35G+1,35LM71+1,5×0,6T	G+T
1,35G+1,35 SW/0+1,5×0,6T	G+0,6T
1,35G+1,35 SW/2+1,5×0,6T	
1,35G+1,5LM71	
1,35G+1,5 SW/0	
1,35G+1,5 SW/2	
1,35G+1,35LM71	
1,35G+1,35 SW/0	
1,35G+1,35 SW/2	

##### IV.4.2 Combinaison des composantes des actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E, de l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit : Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3E_z$$

$$E_2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3E_z$$

$$E_3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3E_y$$

$E_x, E_y$  et  $E_z$  : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

**Tableau IV-8 : combinaisons sismiques**

G+Ex+ΦLM71
G+Ey+ΦLM71
G+Ez+Φ LM71
G+Ex+ΦSW/0
G+Ey+ΦSW/0
G+Ez+ΦSW/0
G+Ex+ΦSW/2
G+Ey+ΦSW/2
G+Ez+ΦSW/2

#### **IV.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons pu énumérer les différentes actions agissant sur le tablier, ainsi que les différentes combinaisons de charges à l'E.L.U et à l'E.L.S à prendre en compte pour le calcul des sollicitations.

CHAPITRE V :  
MODELISATION NUMERIQUE EN  
3D

## V.1 Logiciel de calcul :

La modélisation, l'analyse et la conception des structures de pont ont été intégrées à **CSiBridge** pour créer le nec plus ultra des outils informatisés adaptés aux besoins des professionnels de l'ingénierie. La facilité avec laquelle toutes ces tâches peuvent être accomplies fait de **CSiBridge** le programme logiciel le plus polyvalent et le plus productif de l'industrie.

Grâce à ce logiciel, les ingénieurs peuvent facilement définir des géométries de pont complexes, des conditions aux limites et des cas de charge. Les modèles de ponts sont définis de manière paramétrique, en utilisant des termes familiers aux ingénieurs de ponts, tels que les lignes de tracé, les travées, les appuis, les culées, les coudes, les charnières et la post-tension. Le logiciel crée des modèles d'épine dorsale, de coque ou d'objet solide qui se mettent à jour automatiquement lorsque les paramètres de définition du pont sont modifiés.

Le **CSiBridge** comprend un assistant facile à suivre qui décrit les étapes nécessaires pour créer un modèle de pont. Complètement intégré dans le package de conception CSiBridge est la puissance du moteur d'analyse SAPFire, y compris la construction par étapes, le fluage et le retrait analyse, tension des câbles aux forces cibles, recherche de cambrure et de forme, non-linéarité géométrique (P-delta et grands déplacements), non-linéarité des matériaux (superstructure, appuis, sous-structure et supports de sol), flambage et analyse statique et dynamique. Tous ces éléments s'appliquent à un seul modèle complet. De plus, les conceptions AASHTO LRFD, CAN/CSA-S6, EUROCODE, JTG-D62, SNIp russe et IRC sont incluses avec des combinaisons de charges automatisées et une conception de superstructure. La dernière charge nominale AASHTO et la conception sismique sont également contenues dans ce programme logiciel.

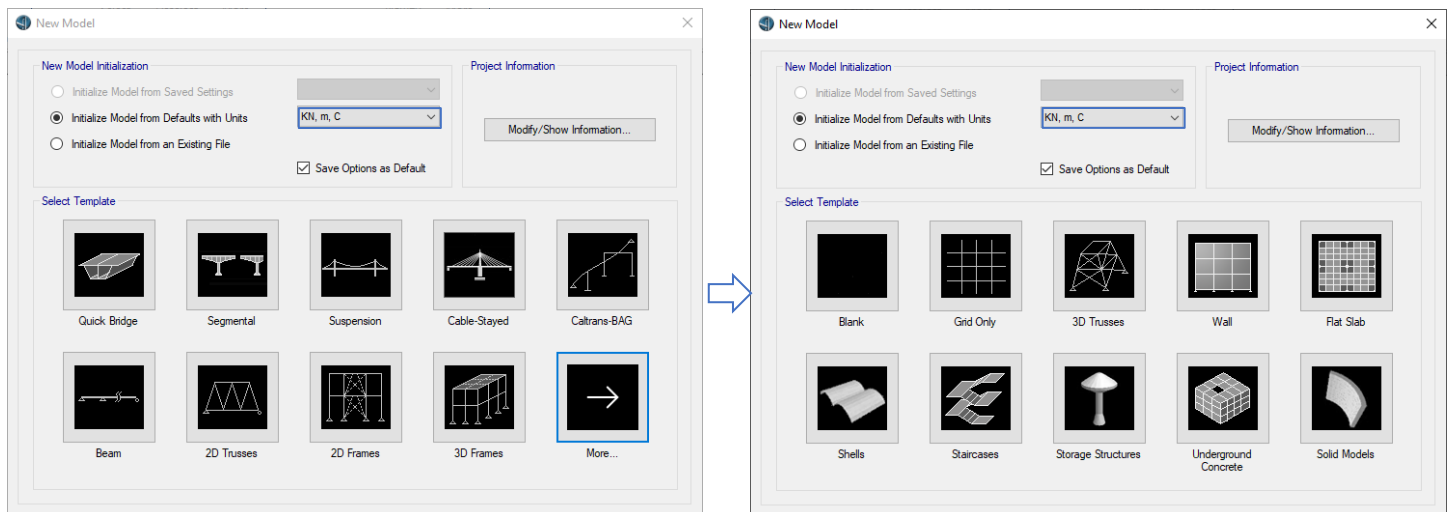


Fig V-1 : Tableaux de modèles (CSiBridge V21)

## V.2 Modélisation :

Notre ouvrage est isostatique avec 7 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (Une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 2 poutres en PRS).

### V.2.1 Le choix de type d'ouvrage :

L'ouvrage a été réalisé en choisissant le modèle « **Blank** », les étapes suivies par la modélisation sont indiquées comme suit :

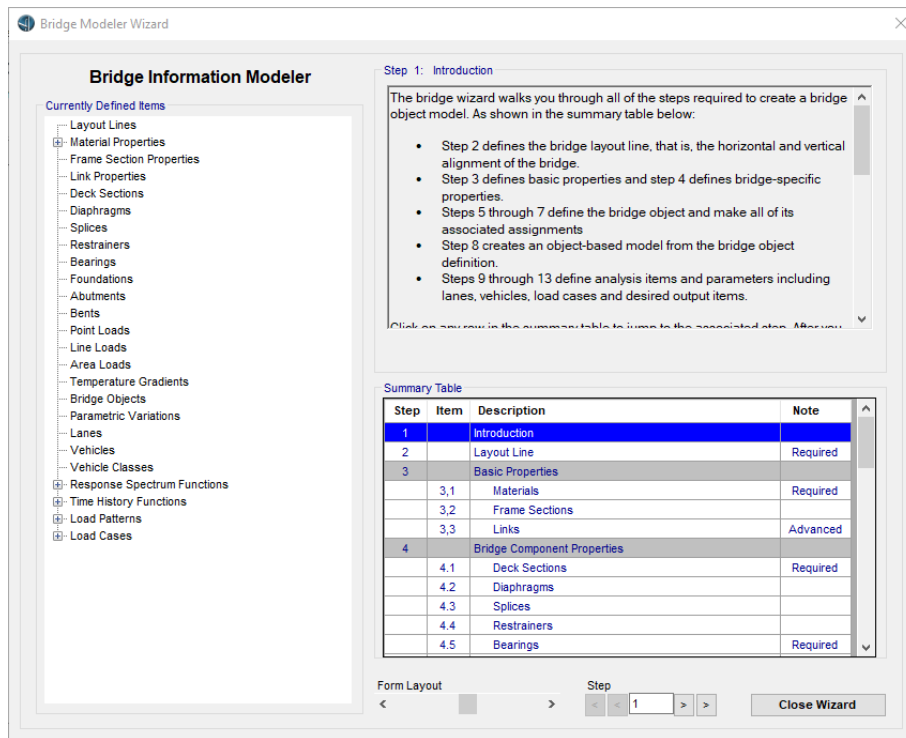


Fig V-2 : Représentation de la fenêtre « Bridge Wizard »

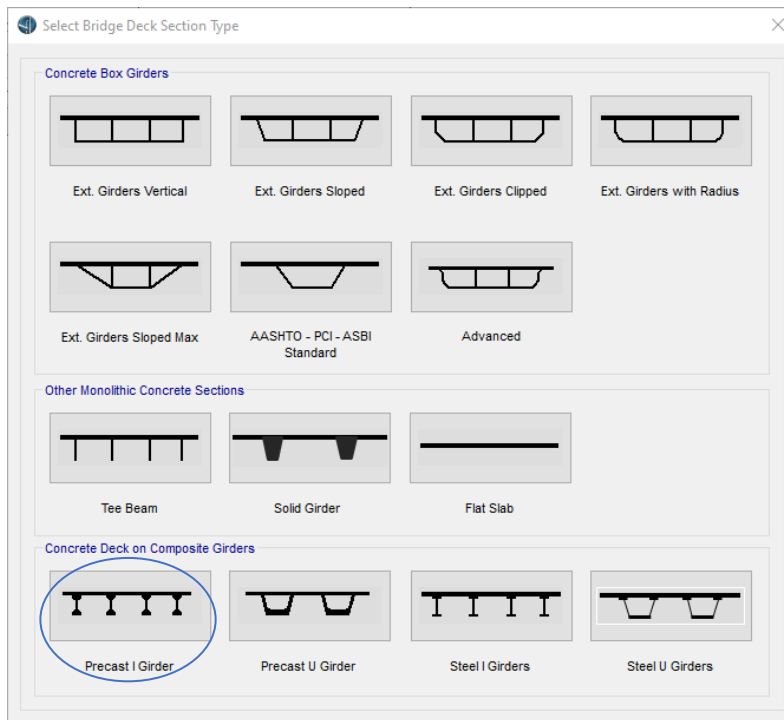
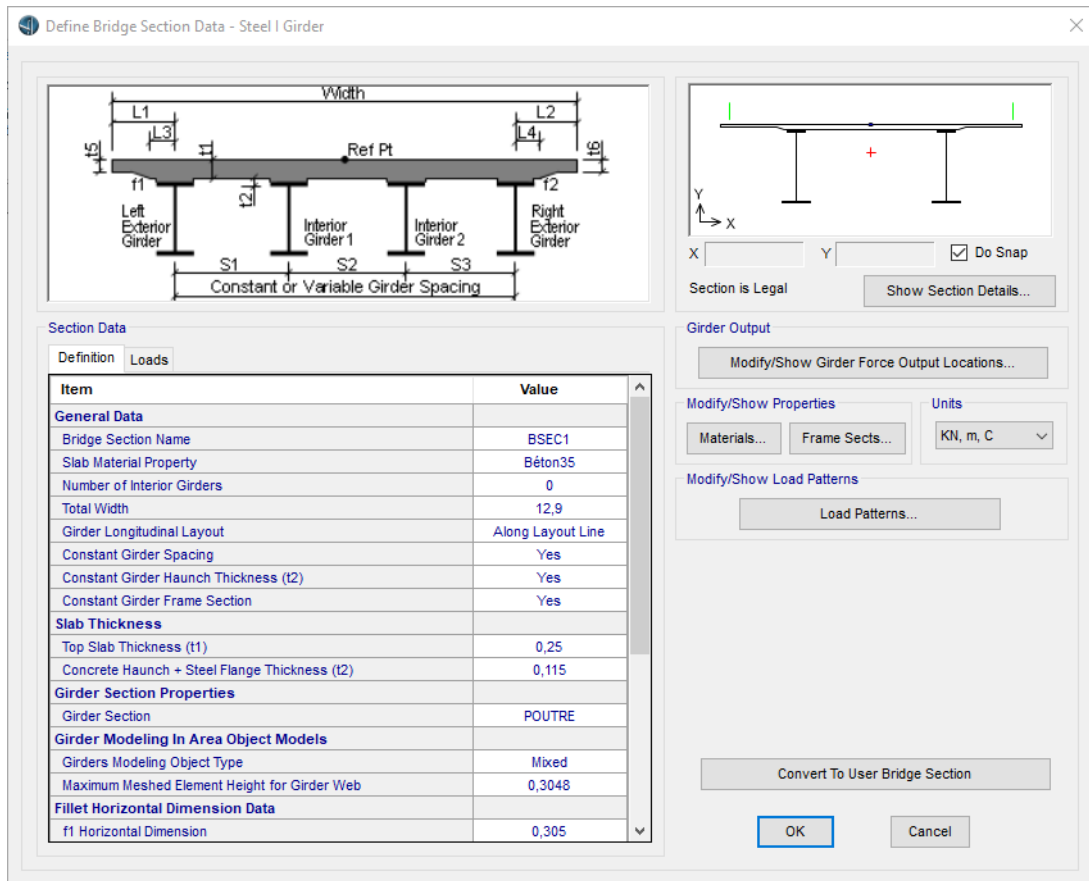
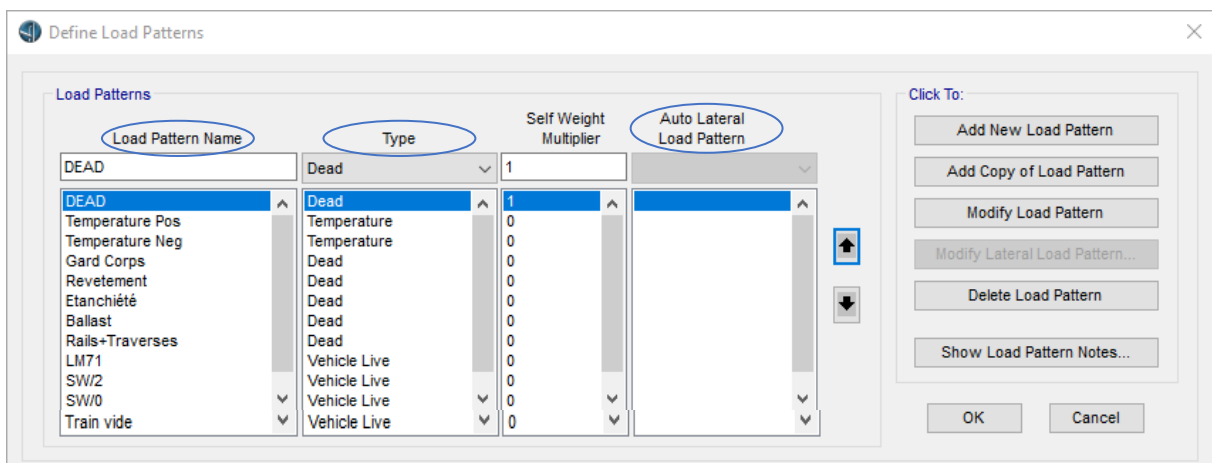


Fig V-3 : Choix du type de tablier



**Fig V-4 : Dimension des sections du tablier**

Pour bien analyser le tablier, il faut des combinaisons à l'état limite (ELU) et d'autres combinaisons à l'état limite de service (ELS), ainsi que des combinaisons d'actions sismiques, et pour les définir il faut d'abord passer par la notation de les charges nécessaires à l'étude, sont calculées dans le chapitre relatif aux charges et surcharges.



**Fig V-5 : Les charges et les surcharges**

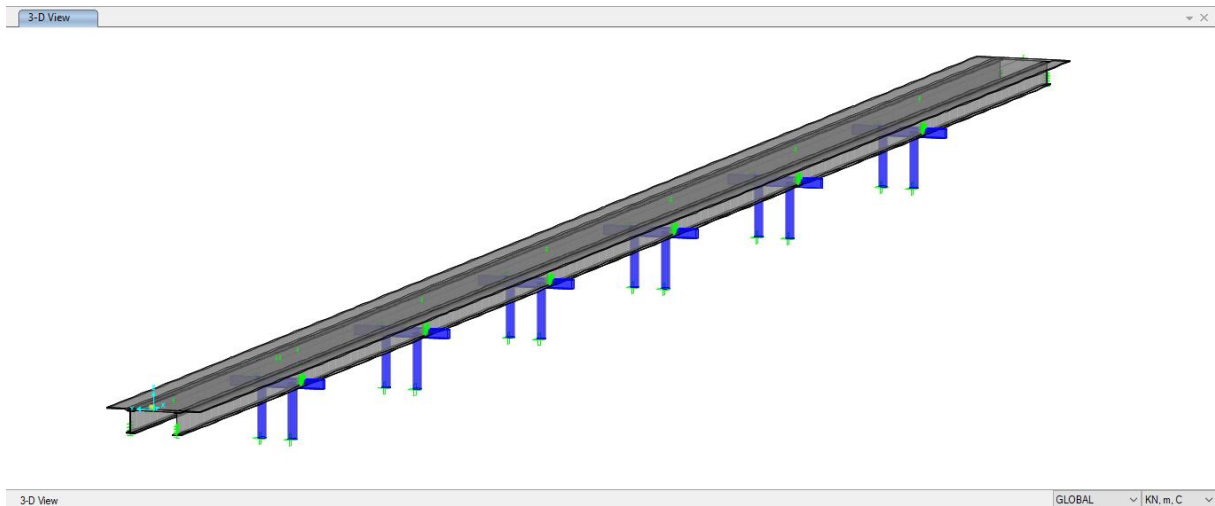


Fig V-6 : Vue en 3D du modèle du tablier

➤ Définition des matériaux utilisés :

Material Property Data

**General Data**

Material Name and Display Color: Béton25

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 25, Units: KN, m, C

Mass per Unit Volume: 2,5493

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 26000000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 10833333,

**Other Properties For Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 25000,

Expected Concrete Compressive Strength: 25000,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Material Property Data

**General Data**

Material Name and Display Color: Béton35

Material Type: Concrete

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 35, Units: KN, m, C

Mass per Unit Volume: 3,569

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 33000000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 13750000,

**Other Properties For Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, f<sub>c</sub>: 35000,

Expected Concrete Compressive Strength: 35000,

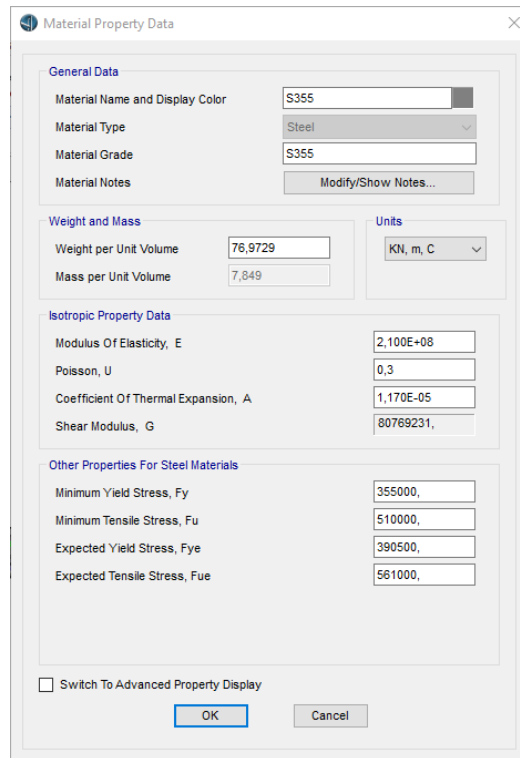
Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

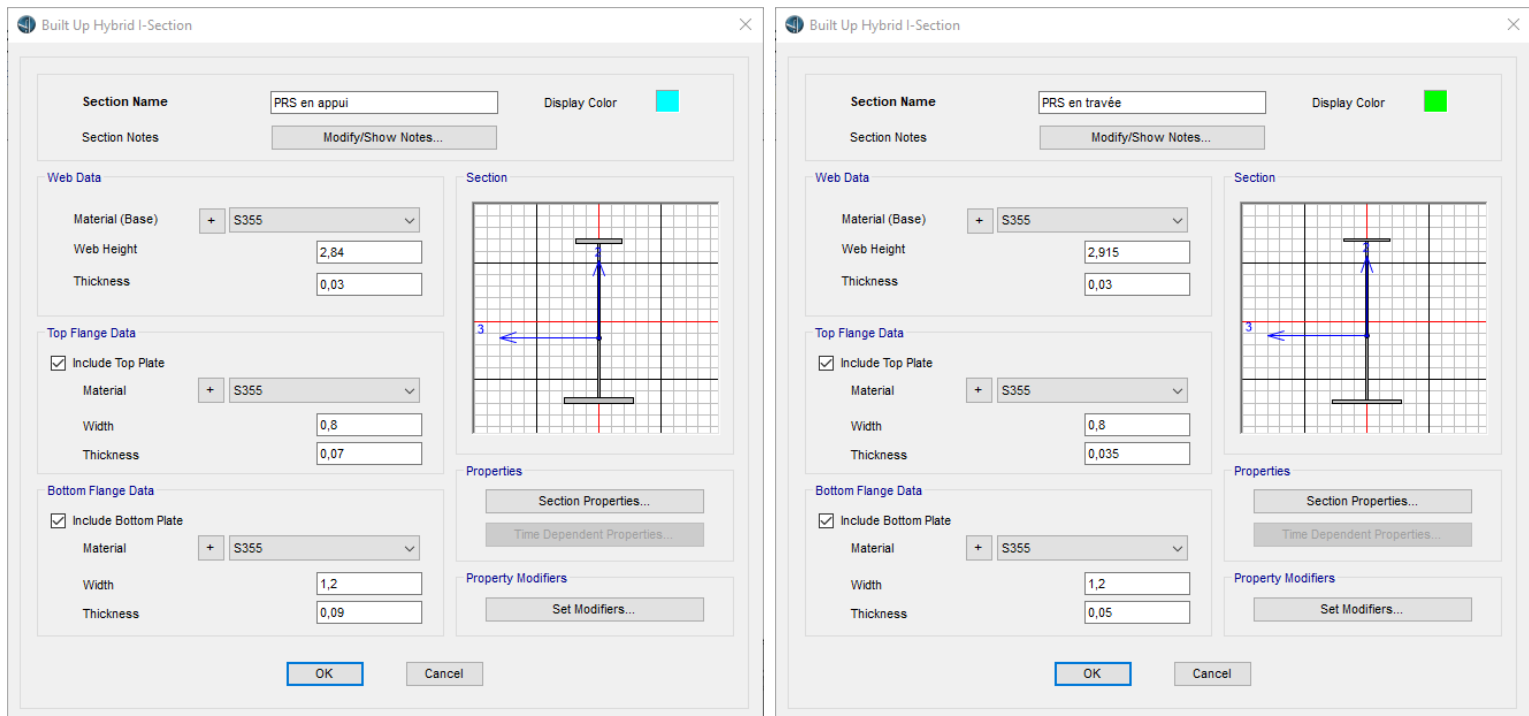
OK Cancel

Fig V-7 : Matériaux utilisés (Béton 35 pour la superstructure et béton 25 pour l'infrastructure)

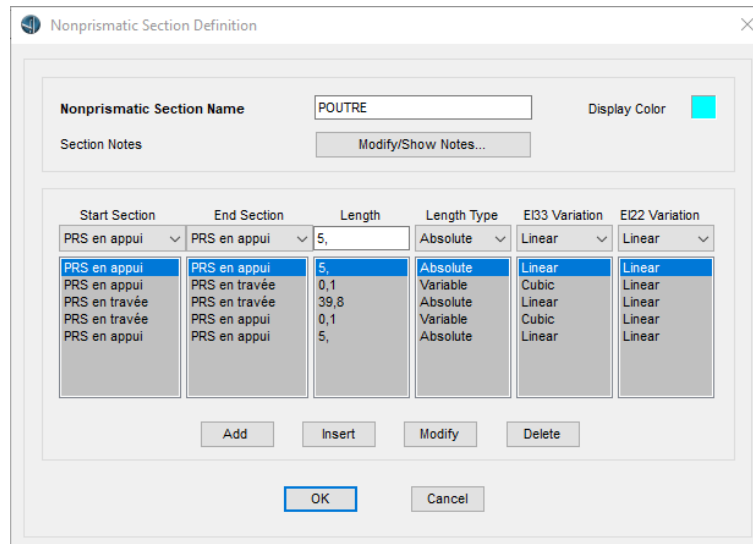


**Fig V-8 : Matériau utilisé (Acier S355)**

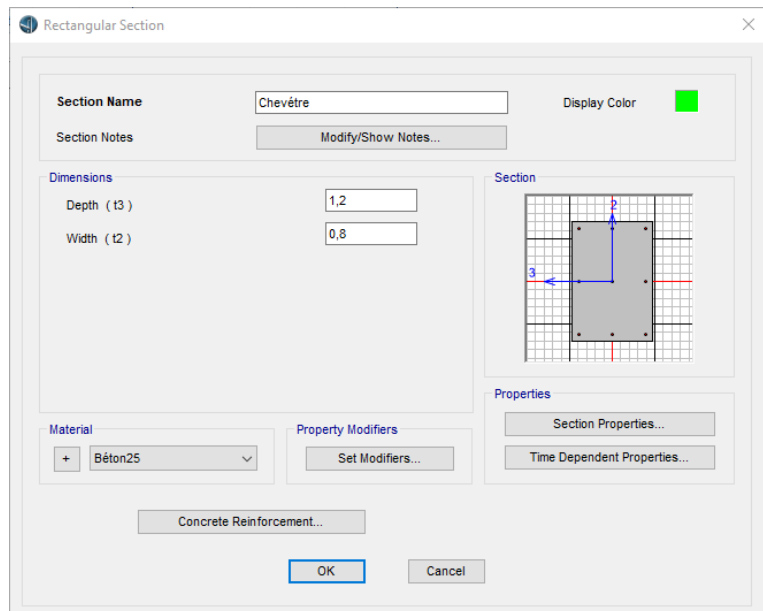
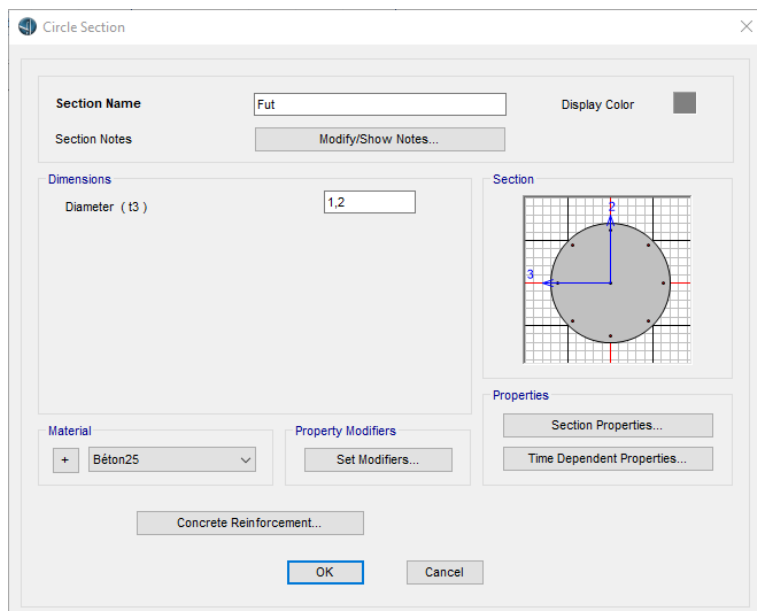
➤ **Définition des différentes parties de l'ouvrage :**



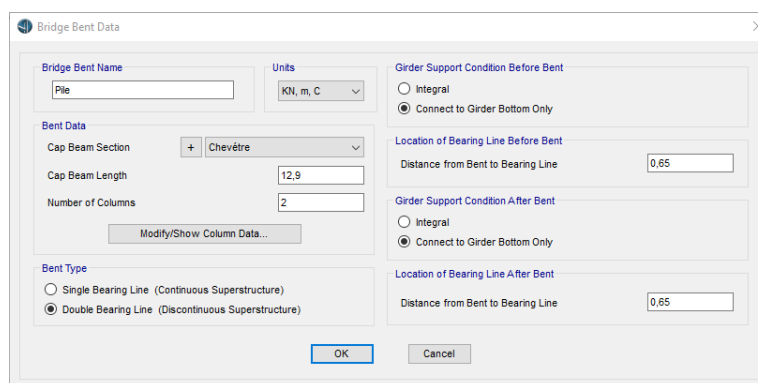
**Fig V-9 : Poutre (PRS) en appui (à gauche) et poutre (PRS) en travée (à droite)**



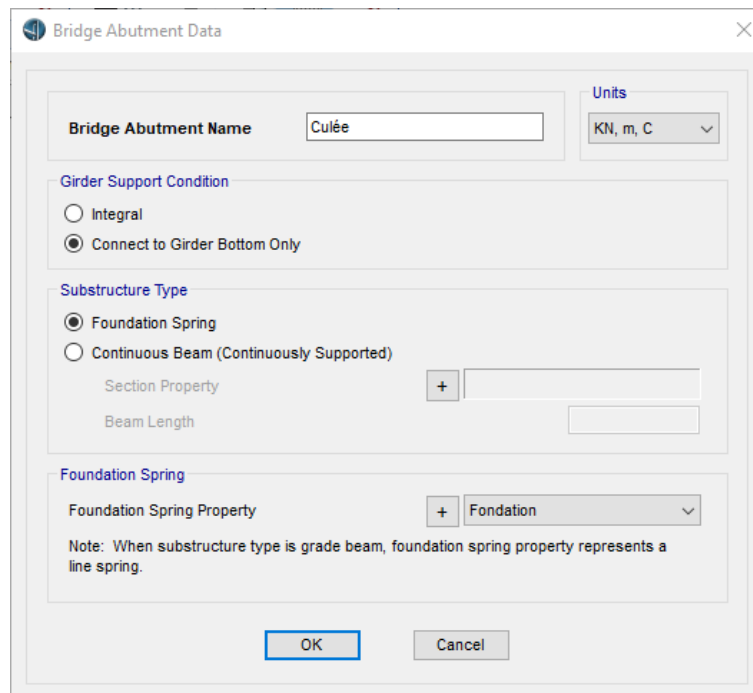
**Fig V-10 : Poutre variable en fonction de PRS en appui et en fonction de PRS en travée**



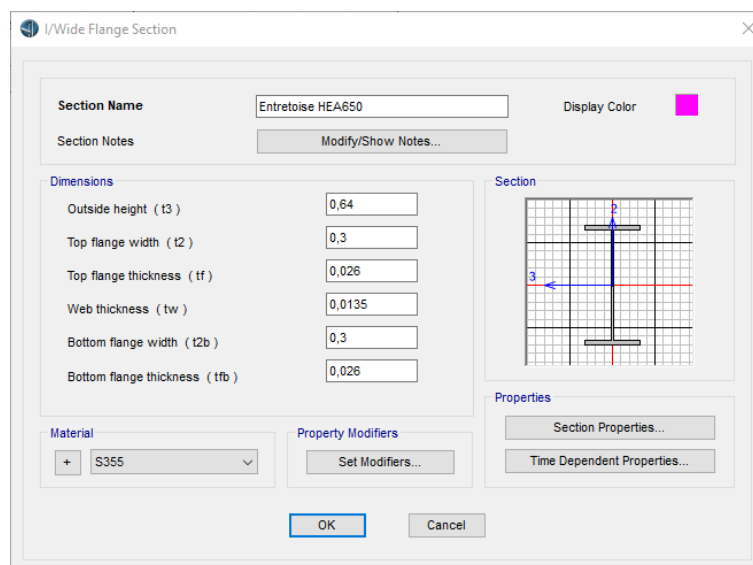
**Fig V-11 : Fut et Chevêtre**



**Fig V-12 : Pile**



**Fig V-13 : Culée**



**Fig V-14 : Entretoise HEA 650**

### V.3 Les différents cas de charges :

Une fois la structure modélisée par le CSiBridge, cela nous permettra de bien comprendre le comportement de notre structure en analysant numériquement les contraintes exercées par les efforts internes résultant de différents cas de charges.

Tableau V-1 : Les différents cas de charges

Cas de charge		Nature de charge
CP	Charge permanente	Statique linéaire
CPS	Charge permanente supplémentaire	Statique linéaire
LM71	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
SW/2	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
SW/0	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
Train à vide	Surcharge	Analyse de cas de charges roulantes
Température	Surcharge	Statique linéaire
Retrait	Surcharge	Statique linéaire

### V.4 Affectation des charges :

Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre CP
- Charges permanentes supplémentaires CPS
- Surcharges

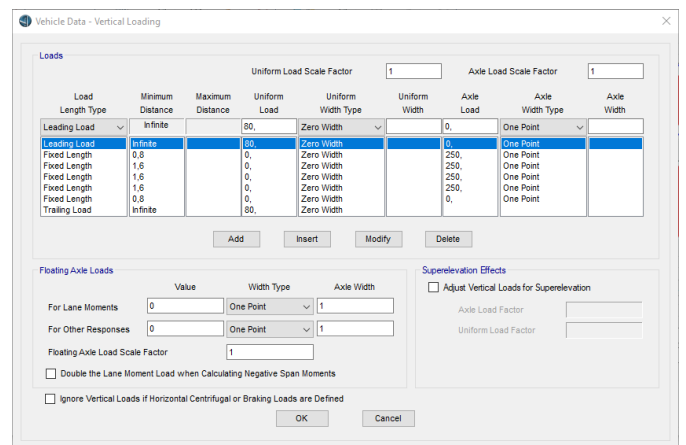
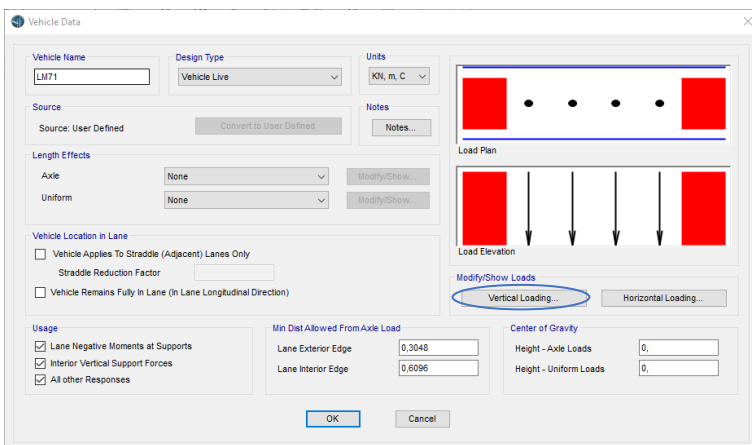
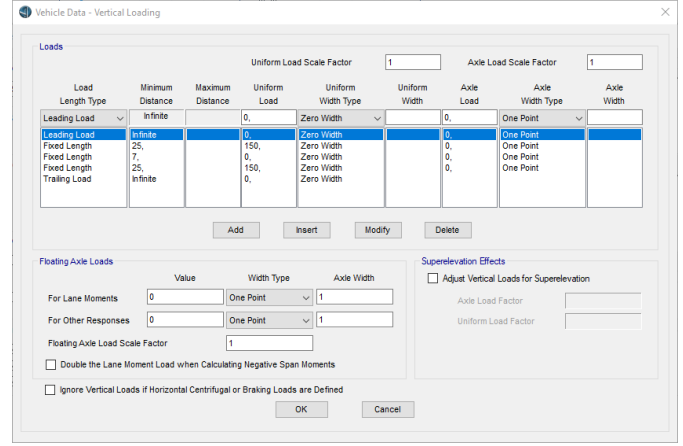
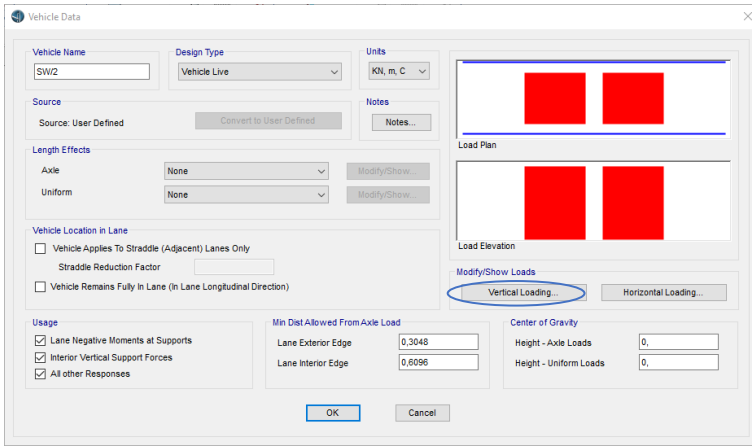
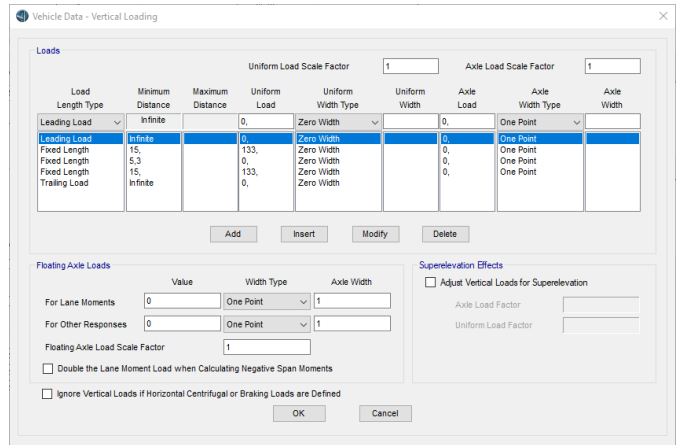
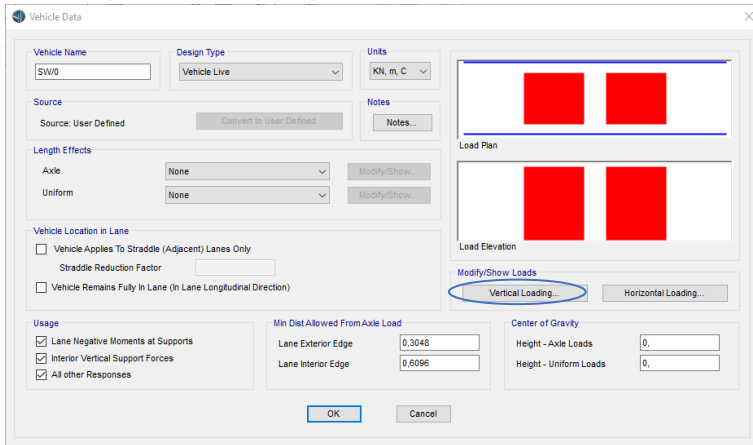


Fig V-15 : Modélisation du modèle LM71

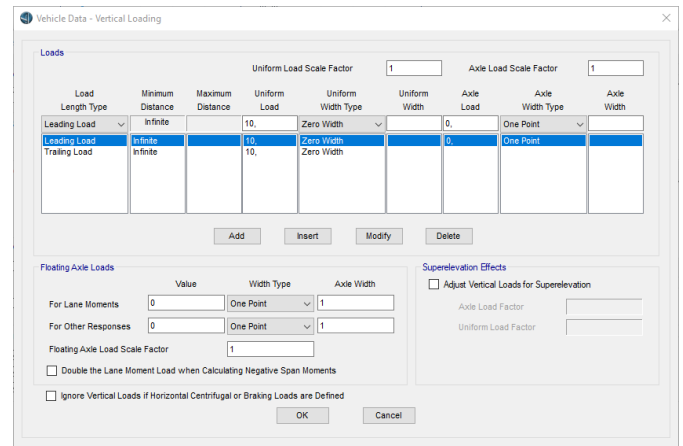
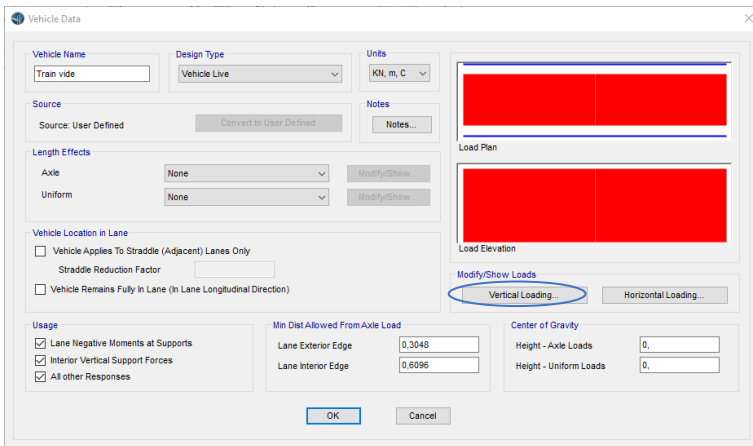
# CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE EN 3D



**Fig V-16 : Modélisation du modèle SW/2**

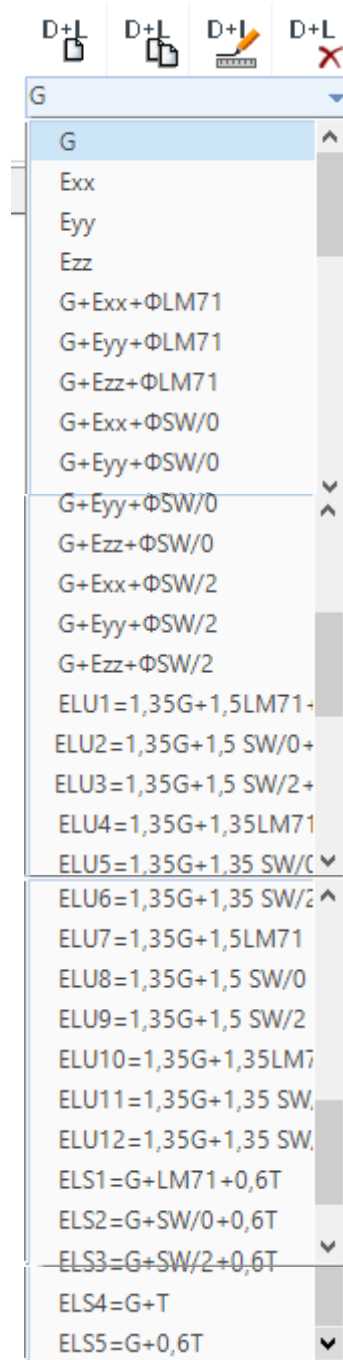


**Fig V-17 : Modélisation du modèle SW/0**



**Fig V-18 : Modélisation du modèle Train à vide**

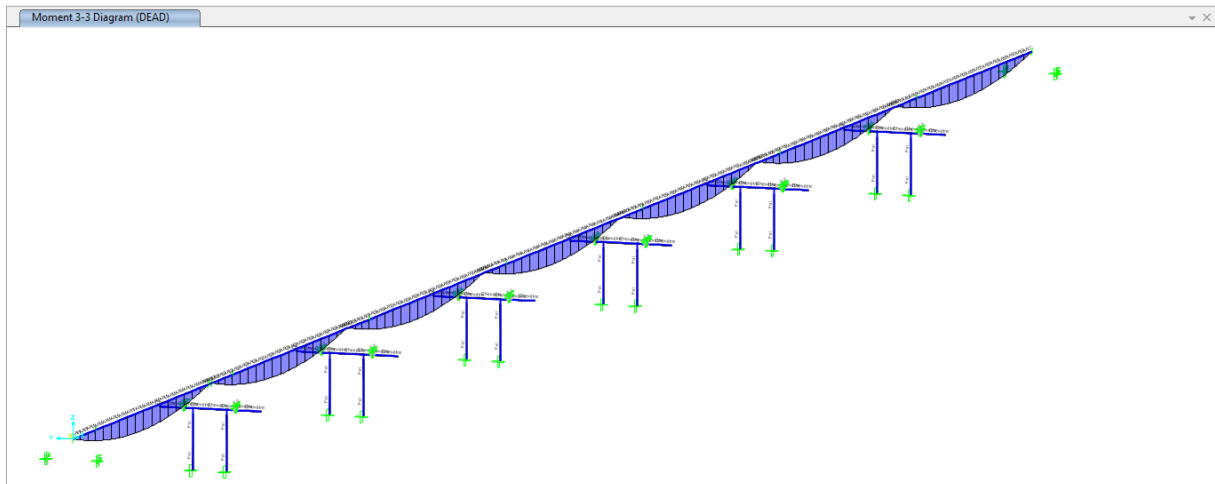
➤ **Les combinaisons de calcul :**



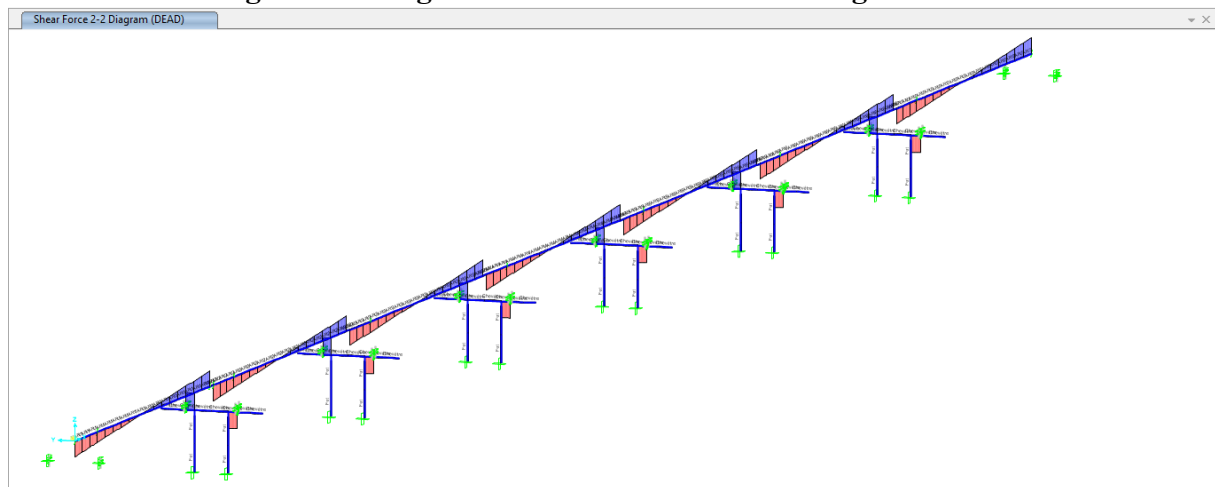
**Fig V-19 : Les combinaisons de calcul**

**V.5 Résultats de la modélisation :**

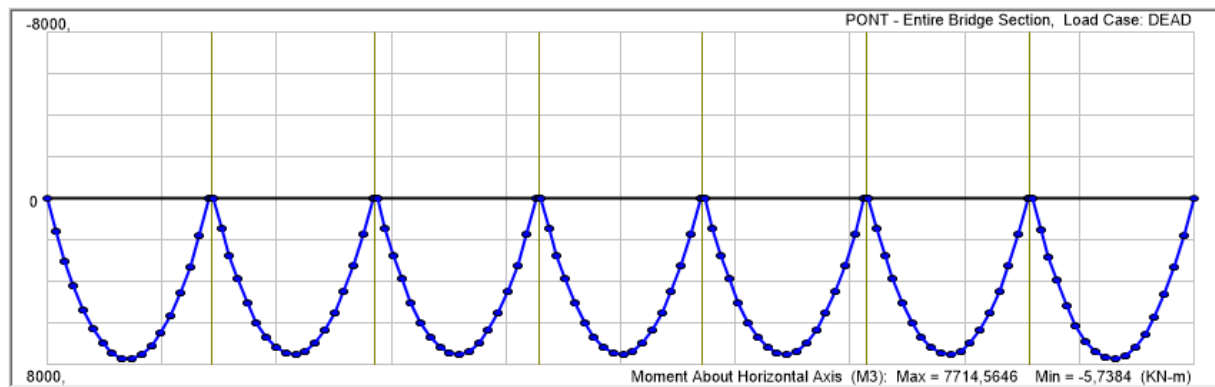
Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous, nous considérons les moments fléchissant et les efforts tranchants obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS).



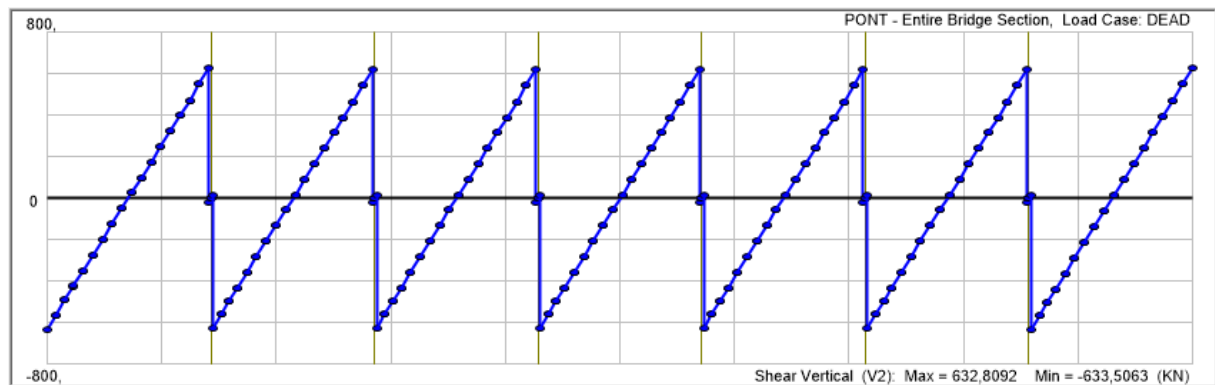
**Fig V-20 : Diagramme des moments sous charge DEAD**



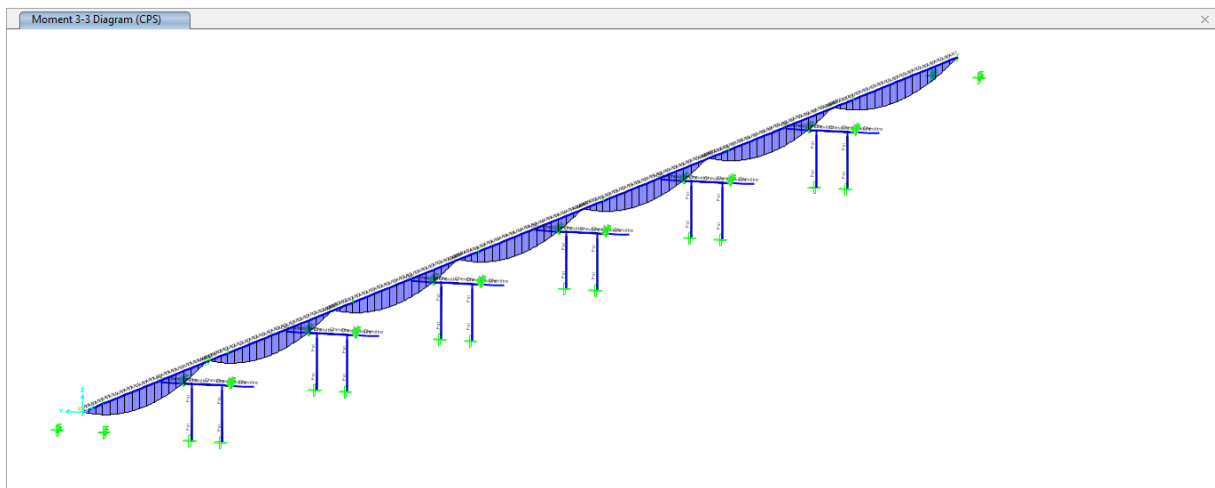
**Fig V-21 : Diagramme des efforts tranchant sous charge DEAD**



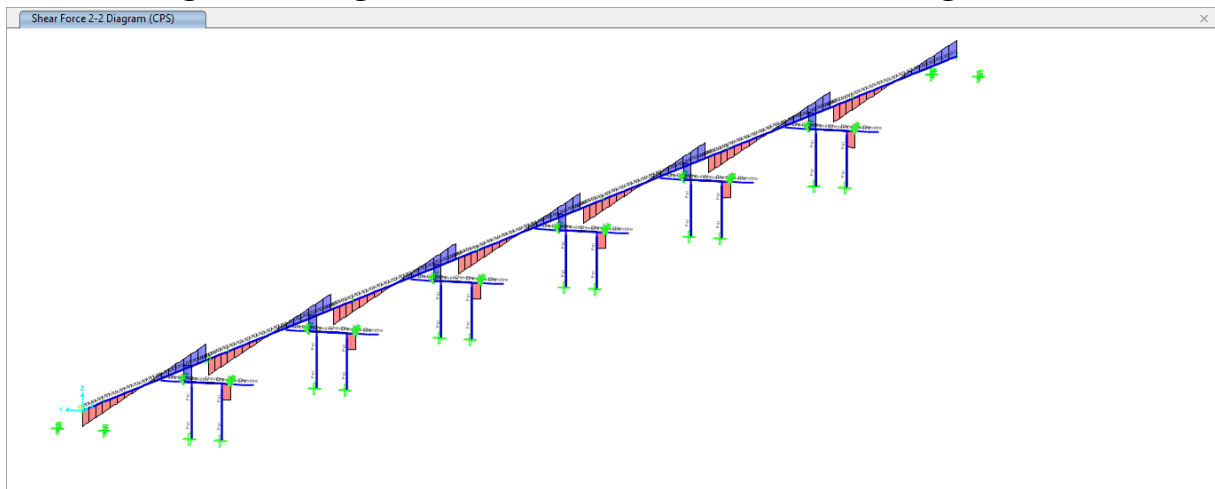
**Fig V-22 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge DEAD**



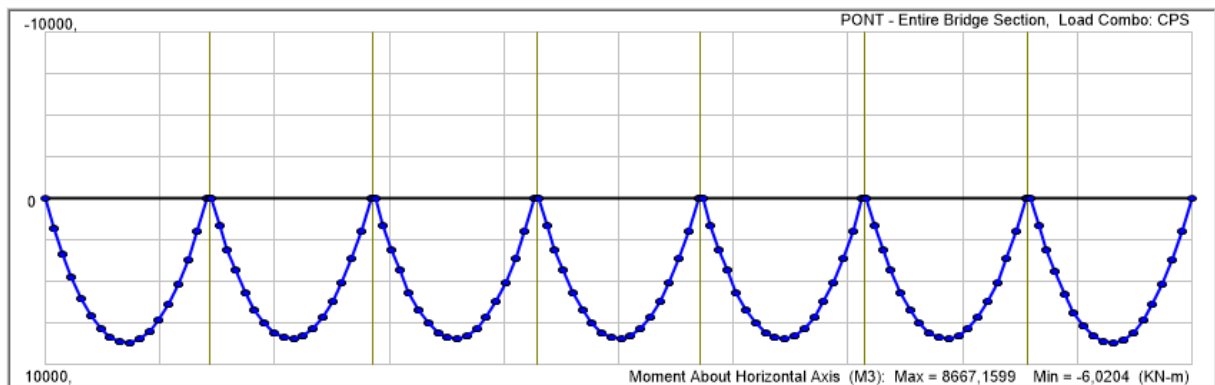
**Fig V-23 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge DEAD**



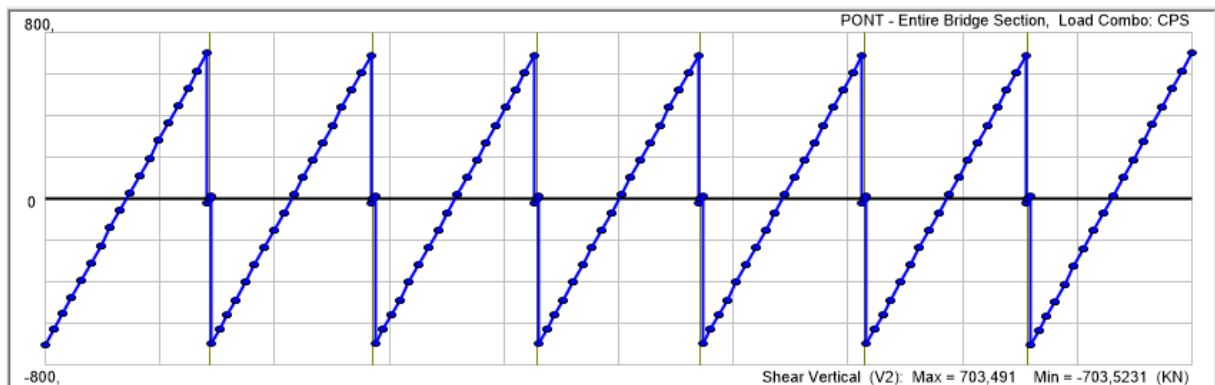
**Fig V-24 : Diagramme des moments fléchissant sous charge CPS**



**Fig V-25 : Diagramme des efforts tranchant sous charge CPS**

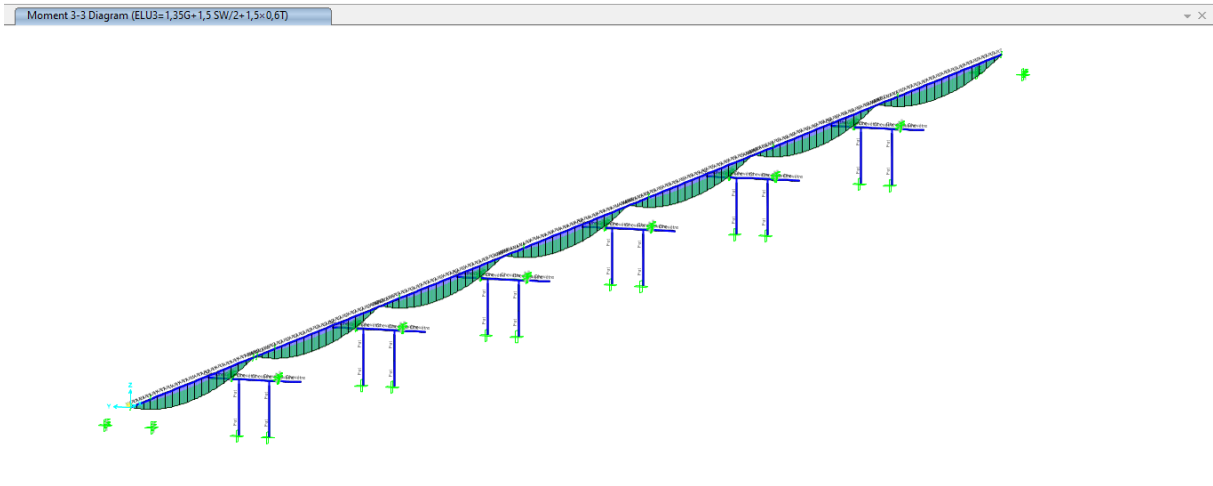


**Fig V-26 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge CPS**

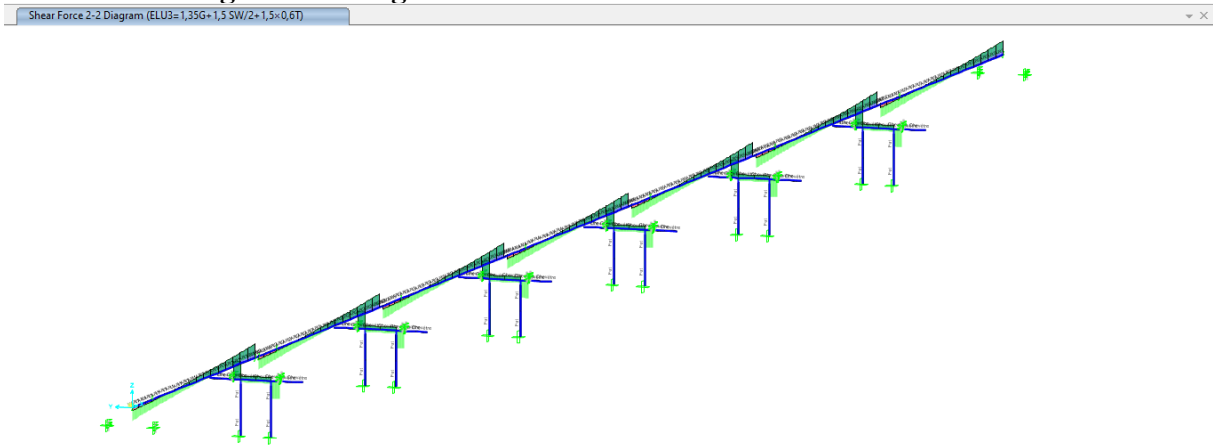


**Fig V-27 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge CPS**

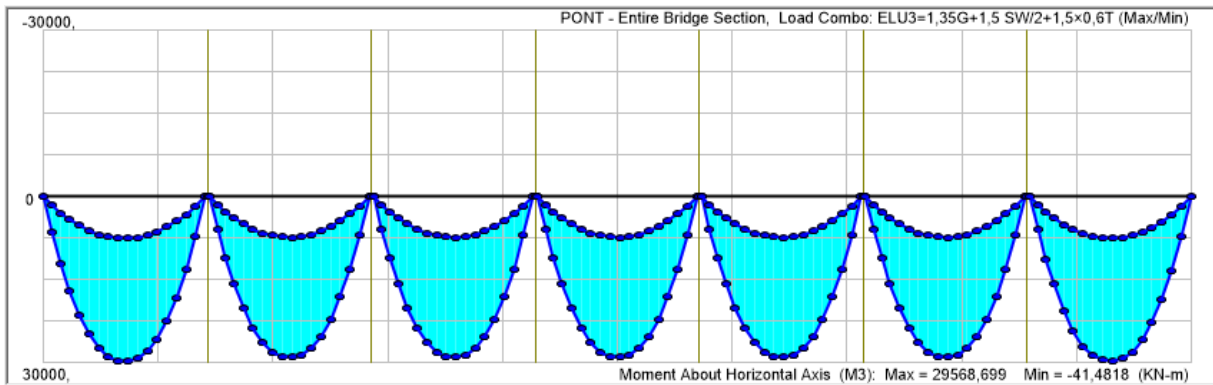
# CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE EN 3D



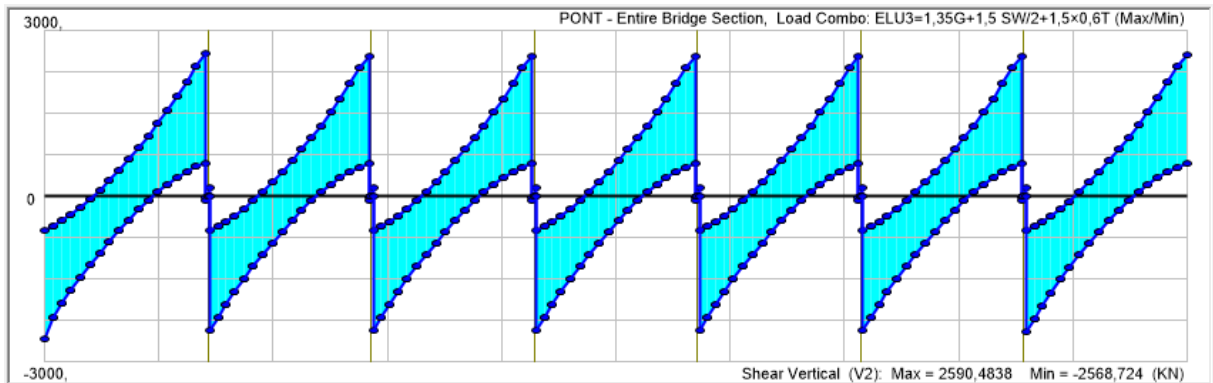
**Fig V-28 : Diagramme des moments fléchissant sous ELU3**



**Fig V-29 : Diagramme des efforts tranchant sous ELU3**



**Fig V-30 : Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous ELU3**



**Fig V-31 : Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous ELU3**

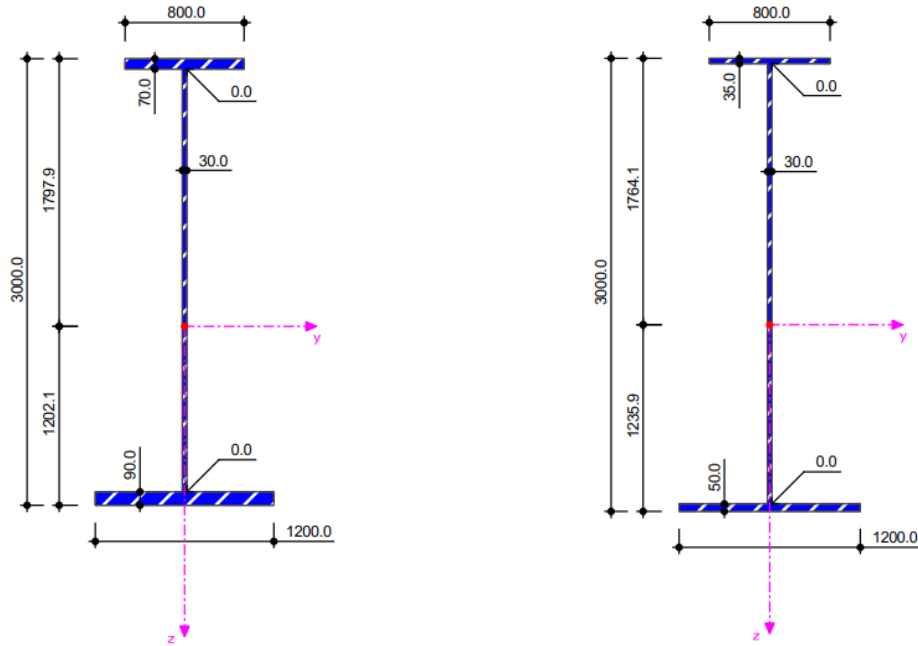
### **V.6 Conclusion :**

Le logiciel de calcul nous a permis d'avoir l'enveloppe du moment et de l'effort tranchant résultants des différentes combinaisons de charges, et déterminer ainsi celles qui sont les plus défavorables. Nous pouvons donc passer à l'étude de la section mixte.

CHAPITRE VI :  
ETUDE DE LA SECTION MIXTE

**VI.1 Vérification de la section d'acier :**

**VI.1.1 Classification de la section :**



**Fig VI-1 : Dimensions du PRS**

**VI.1.1.1 Classe de résistance :**

Classification de la section en phase de construction selon les dispositions de la norme EN 1993-1-1 en considérant pour l'acier S355 une valeur de  $\epsilon = 0,81$ .

$$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$$

Avec :

$\epsilon$  : coefficient de réduction plastique.

$f_y$  : la valeur nominale de la limite élastique ( $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ )

**VI.1.1.1.1 Dans la section sur appui :**

- **Semelles :** nous avons la semelle supérieure et la semelle inférieure de **classe 1** comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-1 : Limite d'élancement de la semelle inférieure dans la section d'appui**

c (mm)	t (mm)	c/t	Classe 1 $c/t = 9 \epsilon$	Classe 2 $c/t = 10 \epsilon$	Classe 3 $c/t = 14 \epsilon$
585	90	6,5	7,29	8,1	11,34
385	70	5,5			

- **Ame :**

$$d/t_w \leq 124 \epsilon = 2840/30 = 94,67 \leq 100,44 \quad \Rightarrow \quad \text{Classe 3}$$

VI.1.1.1.2 Dans la section de mi-travée :

- **Semelles** : nous avons la semelle supérieure et la semelle inférieure de **classe 3**
- **Ame** :  $2915 / 30 = 97,17 \leq 100,44 \quad \Rightarrow \quad \text{Classe 3}$

VI.1.1.2 Détermination de la largeur efficace de la dalle (Selon EN 1994-2) [16] :

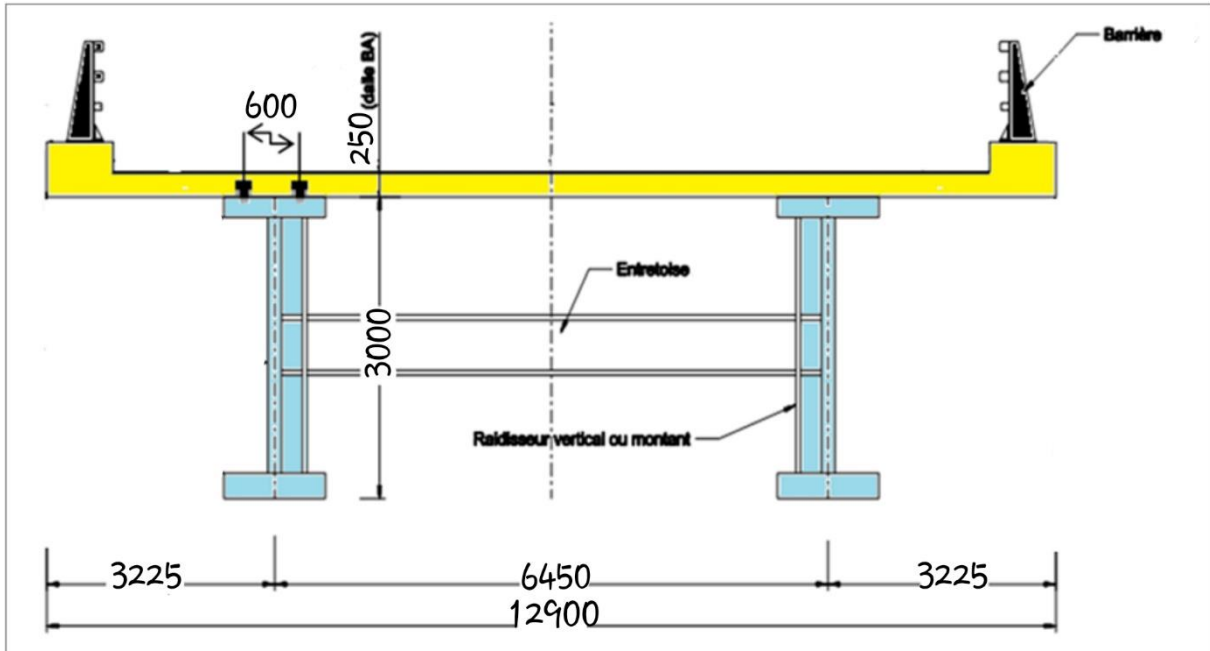


Fig VI-2 : Coupe transversale du pont



Fig VI-3 : Schéma statique du pont

Tableau VI-2 : Largeurs effectives de la dalle dans les sections sur appuis

Appuis	$b_0$ (m)	$L_e$ (m)	$b_{ei}$ (m)	$b_1$ (m)	$b_2$ (m)	$b_{eff}$ (m)
A	0,6	42,5	5,3125	2,925	2,925	5,94105
B	0,6	25	3,125	2,925	2,925	5,06355
C	0,6	25	3,125	2,925	2,925	5,06355
E	0,6	25	3,125	2,925	2,925	5,06355
F	0,6	25	3,125	2,925	2,925	5,06355
G	0,6	25	3,125	2,925	2,925	5,06355
H	0,6	42,5	5,3125	2,925	2,925	5,94105

NOTATION : Par symétrie les valeurs sont égales

**Tableau VI-3 : Largeurs effectives de la dalle dans les sections de mi-travée**

Travées	$b_0$ (m)	$L_e$ (m)	$b_{ei}$ (m)	$b_1$ (m)	$b_2$ (m)	$b_{eff}$ (m)
(A-B)	0,6	42,5	5,3125	2,925	2,925	6,45
(B-C)	0,6	35	4,375	2,925	2,925	6,45
(C-D)	0,6	35	4,375	2,925	2,925	6,45
(D-E)	0,6	35	4,375	2,925	2,925	6,45
(E-F)	0,6	35	4,375	2,925	2,925	6,45
(F-G)	0,6	35	4,375	2,925	2,925	6,45
(G-H)	0,6	42,5	5,3125	2,925	2,925	6,45

NOTATION : Par symétrie les valeurs sont égales

### VI.1.2 Vérification à l'état limite ultime :

#### VI.1.2.1 Vérification vis-à-vis du moment fléchissant selon (EN 1994-2) :

Condition à vérifier :  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$

Avec :

$M_{Ed}$  : Moment de dimensionnement

$M_{pl,Rd}$  : Moment résistant plastique

On calcule d'abord :

$$F_a = A_a \times (\sigma_e / \gamma_a) \quad (\text{Acier})$$

$$F_b = h_b \times b_{eff} \times ((0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b) \quad (\text{Béton})$$

Où  $A_a$  est l'aire de la section de la poutre en acier et  $b_{eff}$  la largeur efficace de la dalle

#### Application numérique :

➤ Pour la dalle en béton :

$$F_b = 0,25 \times 6,45 \times 0,85 \times 35000 / 1,5 = 31981,25 \text{ kN}$$

➤ Pour les poutres en acier (S355) :

**Tableau VI-4 : Les limites d'élasticité de l'acier en fonction des épaisseurs**

Epaisseur (mm)	$\leq 16$	$16 \leq e \leq 40$	$40 \leq e \leq 63$
S355 ( $\sigma_e$ en MPa)	355	345	335
Epaisseur (mm)	$63 \leq e \leq 80$	$80 \leq e \leq 100$	$100 \leq e \leq 150$
S355 ( $\sigma_e$ en Mpa)	325	315	295

- **Semelle supérieure :**

$$F_{a1} = (800 \times 35 \times 345 \times 10^{-3}) / 1,1 = \mathbf{8781,81 \text{ kN}}$$

- **Ame :**

$$F_{a2} = (2915 \times 30 \times 345 \times 10^{-3}) / 1,1 = \mathbf{27427,5 \text{ kN}}$$

- **Semelle inférieure :**

$$F_{a3} = (1200 \times 50 \times 335 \times 10^{-3}) / 1,1 = \mathbf{18272,72 \text{ kN}}$$

**D'où**  $F_a = F_{a1} + F_{a2} + F_{a3} = \mathbf{54482,03 \text{ kN}}$

**On remarque bien que :**

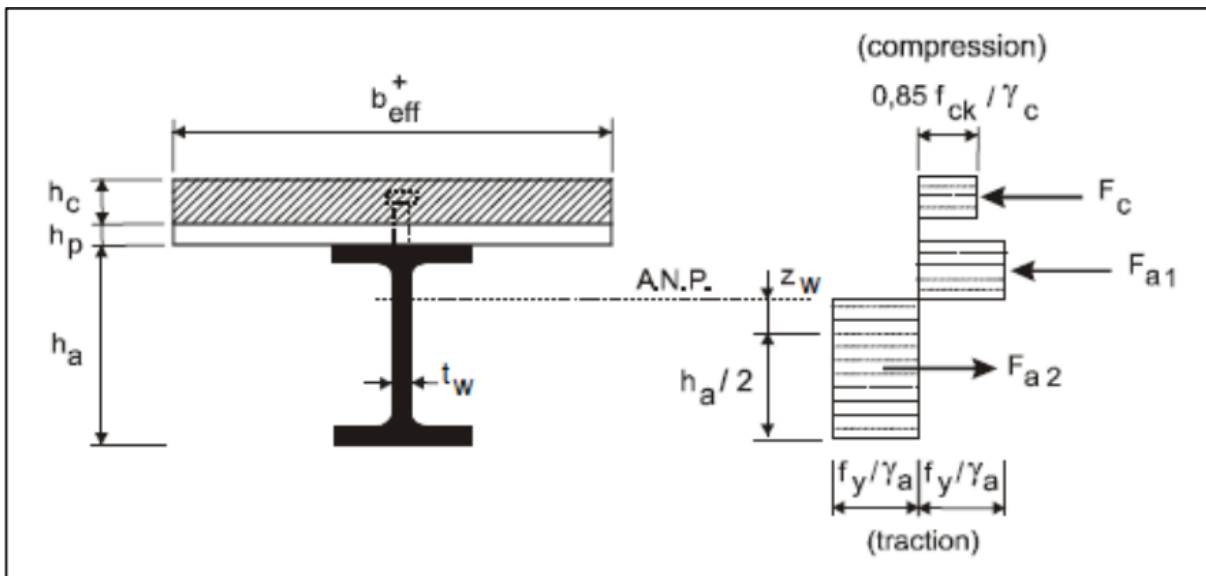
$$F_a = 54482,03 \text{ kN} > F_b = 31981,25 \text{ kN} \rightarrow \text{Axe neutre dans la poutre m\u00e9tallique}$$

Donc :

- $F_b \times F_a \leq (2b_f \times t_f) \times (f_y / \gamma_a) \rightarrow$  Axe neutre plastique dans la semelle
- $F_b \times F_a \geq (2b_f \times t_f) \times (f_y / \gamma_a) \rightarrow$  Axe neutre plastique dans l'âme

$$(2b_f \times t_f) \times (f_y / \gamma_a) = ((800 \times 35) + (1200 \times 50)) \times (355 / 1,1) = 2,84 \times 10^7 \text{ N}$$

$$F_b \times F_a = 1,74 \times 10^{12} \text{ N} \geq 2,84 \times 10^7 \text{ N} \rightarrow \text{Axe neutre plastique dans l'âme}$$



**Fig VI-4 : Pr\u00e9sentation de la distribution plastique des contraintes normales (cas de l'axe neutre plastique dans l'âme (flexion positive))**

$$Z_w = F_b / ((2 \times t_w) \times (f_y / \gamma_a)) = 1651,61 \text{ mm}$$

➤ **Calcul du moment de résistance plastique :**

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_b (0,5h_a + 0,5h_c + h_p) - 0,5F_b \times Z_w \rightarrow \text{Dans notre cas } h_p = 0$$

Avec :

$M_{apl,Rd}$  : moment de résistance plastique dans la poutre en acier

$F_b$  : Force de compression agissant au niveau de la dalle en béton armé

$$M_{pl,Rd} = 85407,6885 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 29568,699 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VI.1.2.2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier :  $T_{Ed} < T_{Rd,pl}$

$T_{Ed}$  : Effort tranchant de dimensionnement

$T_{Rd,pl}$  : Effort tranchant résistant plastique

$$T_{Rd,pl} = 0,58 \times f_y \times A_v / \gamma_{M0}$$

Avec :

$f_y$  : représente la limite élastique de l'acier

$A_v$  : Aire de cisaillement

$\gamma_{M0}$ : représente le coefficient partiel de sécurité pour l'acier pris égal à 1,1

$$T_{Rd,pl} = 16000,11464 \text{ kN} > T_{Ed} = 2590,4838 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VI.1.2.3 Vérification vis-à-vis de flambage vertical :**

Condition à vérifier :  $h_w / t_w \leq 240$  pour l'acier S355

- **Pour section en appui :**  $2840 / 30 = 94,67 \leq 240 \rightarrow$  condition vérifiée
- **Pour section à mi-travée :**  $2915 / 30 = 97,17 \leq 240 \rightarrow$  condition vérifiée

**VI.1.2.4 Vérification vis-à-vis de flambage par rotation de la semelle comprimée :**

Condition à vérifier :  $(b / 2) / t_r \leq 14$  pour l'acier S355

- **Pour section en appui (semelle inférieure) :**  
 $(1200 / 2) / 90 = 6,67 \leq 14 \rightarrow$  condition vérifiée
- **Pour section à mi-travée (semelle supérieure) :**  
 $(800 / 2) / 35 = 11,42 \leq 14 \rightarrow$  condition vérifiée

**VI.1.2.5 Vérification vis-à-vis de voilement de l'âme :**

Condition à vérifier :  $h_w / t_w \leq 102$  pour l'acier S355

- **Pour section en appui :**  $2840 / 30 = 94,67 \leq 102 \rightarrow$  condition vérifiée
- **Pour section à mi-travée :**  $2915 / 30 = 97,17 \leq 102 \rightarrow$  condition vérifiée

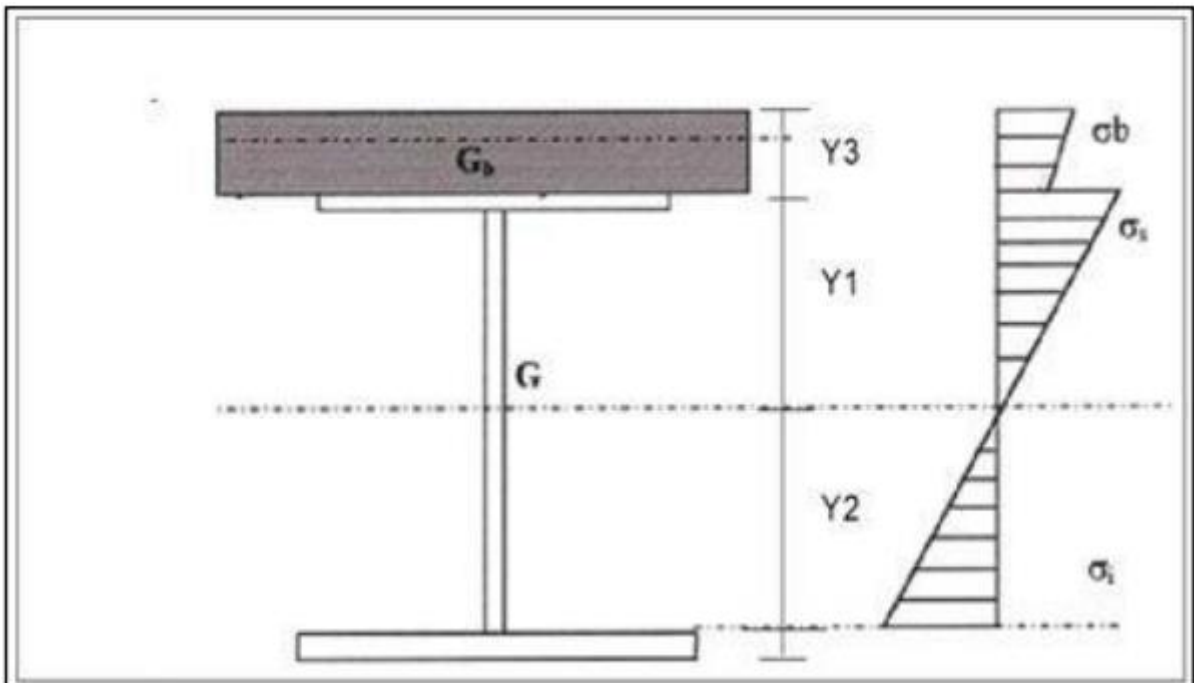
**VI.1.2.6 Vérification au déversement :**

La semelle est solidairement connectée à la dalle en béton par des connecteurs ductiles de type goujons et les poutres sont entretoisés tous les 8 mètres par des profilés normalisés du type HEA 650. On peut dire donc qu'il n'y a pas de risque de déversement des poutres métalliques.

**VI.2 Les hypothèses de calcul d'une section mixte :**

Les hypothèses de calcul d'une section mixte sont basées sur le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « Connecteurs ».
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook, la variation relative de la longueur est :
  - Pour l'acier :  $\varepsilon_a = \sigma_a / E_a$
  - Pour le béton :  $\varepsilon_b = \sigma_b / E_b$



**Fig VI-5 : Diagramme des contraintes dans la section mixte**

D'après la première hypothèse on a :

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b \rightarrow (\sigma_b / E_b) = (\sigma_a / E_a) = n$$

$n$  : Coefficient d'équivalence qui varie en fonction de  $E_a$  et  $E_b$  ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente (effet de fluage). Ainsi afin de tenir compte des variations de  $E_b$ , on définit plusieurs valeurs de  $n$  correspondant à tous les types de sollicitation.

**Tableau VI-5 : La variation du coefficient  $n$  en fonction de la charge appliquée**

Sollicitation	Champ d'application	$n$
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de long durée	Ccp	18
Effet différés	Retrait	15
Charge de longue durée	Cp	$\infty$

### VI.3 Calcul de la section mixte :

#### VI.3.1 Position du centre de gravité de la section mixte :

##### VI.3.1.1 Centre de gravité de la section d'acier (sur appui) :

$$y_{Ga} = (\sum S_i \times y_i) / \sum S_i$$

$$y_{Ga} = 1202,05 \text{ mm}$$

##### VI.3.1.2 Centre de gravité de la section du béton :

$$y_{Gb} = (\sum S_i \times y_i) / \sum S_i$$

$$y_{Gb} = 125 \text{ mm}$$

##### VI.3.1.3 Centre de gravité de la section mixte :

$$y_{Gab} = (\sum S_i \times y_i) / \sum S_i$$

$$y_{Gab} = 2848,71 \text{ mm}$$

- Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :  $C = 1077,05 \text{ mm}$

#### VI.3.2 Inertie d'une section mixte :

##### VI.3.2.1 Caractéristiques géométriques de la section mixte :

$$\text{Section homogénéisée : } S = S_a + (S_b / n)$$

$S_a$  : section d'acier.

$S_b$  : section du béton

$n$  : coefficient d'équivalence acier -béton

$I_A$  : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_a$

$I_B$  : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_b$

**Notation :**

( $\Delta$ ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieur extrême

$I_\Delta$  : Moment d'inertie /  $\Delta$

$S_\Delta$  : Moment statique /  $\Delta$

$V' = (S/\Delta) / S_b$  : Distance du CDG de la fibre inférieure

$V = h_t - V'$  : Distance du CDG de la fibre supérieure

$I_0$  : Moment d'inertie / CDG

Pour une section rectangulaire :  $I_0 = b \times h^3 / 2$

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

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

$$I = I_A + (I_B / n) + ((S_a \times S_b) / (n \times S)) \times C^2$$

Ou bien :  $I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$

Prenons comme exemple de calcul des caractéristiques géométriques et statiques de la section mixte en appui (c'est-à-dire section fissurée, où il a été pris en considération seulement la poutre métallique et la participation des aciers passifs de la dalle avec une double nappe de 47 T20, qui donnent une surface d'armature de 295,30 cm<sup>2</sup>)

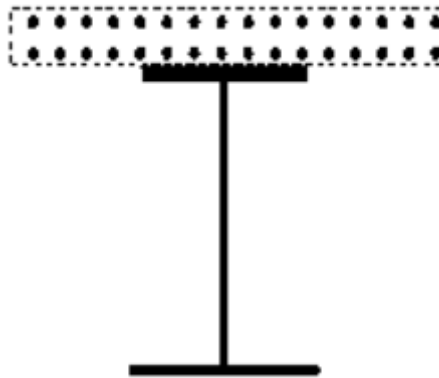


Fig VI-6 : Section d'appui (section fissurée)

Tableau VI-6 : Caractéristiques géométriques de la poutre métallique :

Désignation	Dimensions (cm)	B <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	Z <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>Δ</sub> = B×Z (cm <sup>3</sup> )	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>Δ</sub> (cm <sup>4</sup> )
1	80 × 7	560	296,5	87912,25	166040	2286,67	49233146,67
2	3 × 284	852	151	22801	128652	5726576	25153028
3	120 × 9	1080	4,5	20,25	4860	7290	29160
B		2492					
S <sub>Δ</sub>					299552		
I <sub>Δ</sub>							74415334,67

**Tableau VI-7 : Caractéristiques statiques de la poutre métallique :**

Hauteur totale (cm)	$B_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{net}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )	$V' = S_{\Delta} / B$ (cm)	$V = ht - V'$ (cm)	$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$ (cm <sup>4</sup> )
300	2492	299552	74415334,67	120,205	179,795	38407686,51

**Tableau VI-8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte (dalle + poutre métalliques)**

Désignation	Hauteur totale (cm)	Aires (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	$S_{\Delta} = B \times Z$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )
Poutre	325	2492		299552	74415334,67
Dalle (25cm)		295,30	312,5	92281,25	28853270,83

**Tableau VI-9 : Caractéristiques statiques de la section mixte (dalle + poutre métalliques)**

Hauteur totale (cm)	$B_{net}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_{net}$ (cm <sup>3</sup> )	$I_{\Delta}$ (cm <sup>4</sup> )	$V' = S_{\Delta} / B$ (cm)	$V = ht - V'$ (cm)	$I_G = I_{\Delta} - S_{\Delta} \times V'$ (cm <sup>4</sup> )
325	2787,3	391833,25	103268545,5	140,578	184,422	48185410,88

#### VI.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

Justification à l'effort tranchant :  $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Effort tranchant maximal positif :  $T = 2590,4838$  kN

$$\tau_{max} = T / (b \times e)$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \sigma_e$$

Épaisseur de l'âme  $e = 30$  mm donc  $\sigma_e = 345$  MPa

$$b = 2840$$
 mm

$$\bar{\tau} = 0,6 \times 34,5 = 20,70$$
 kg/mm<sup>2</sup>

$$\tau_{max} = 2590,4838 / (2840 \times 30) = 0,03040$$
 kN/mm<sup>2</sup> = 3,04 kg/mm<sup>2</sup>

On a bien :  $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

$$3,04 \text{ kg/mm}^2 \leq 20,70 \text{ kg/mm}^2$$

D'où le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié.

### VI.5 Vérifications des entretoises :

Les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettent :

- La répartition des charges et surcharges sur les poutres.
- La solidarisation des poutres, ainsi de produire un bon contreventement

Les entretoises dans notre cas sont des poutres en acier de type HEA650 profilé laminé qui a une limite élastique de 355 MPa.

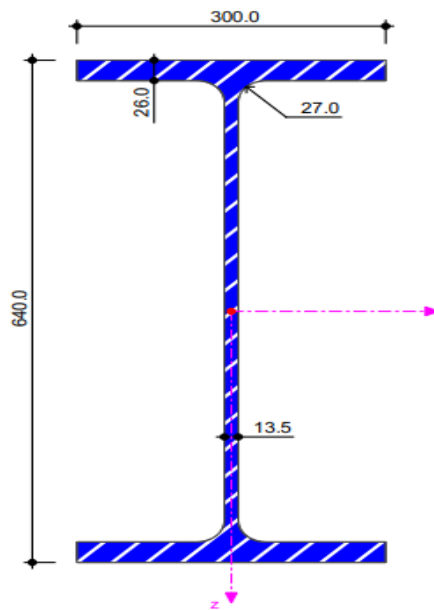


Fig VI-7 : Section de l'entretoise HEA 650

L'effort tranchant et le moment fléchissant provoqué par les combinaisons de charges sur les entretoises, nous est donné par le logiciel de calcul, les résultats de l'effort et du moment transversal max sont les suivants :

Tableau VI-10 : L'effort tranchant et moment fléchissant de l'entretoise

	$M_{max}$ (kN.m)	$T_{max}$ (kN)
<b>Entretoise</b>	311,166	124,352

❖ **Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :**

Condition à vérifier :  $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = 311,166 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = (W_{pl} \times f_y) / \gamma_{M0}$$

Avec :

$\gamma_{M0}$  : Coefficient partiel de sécurité (pour l'acier), pris égal à 1.1 (selon CCM97)

$W_{pl}$  : Module de flexion plastique, égal à  $6136 \times 10^3 \text{ mm}^3$  (Abaque HEA 650)

$$M_{pl,Rd} = (6136 \times 10^3 \times 355 \times 10^{-3}) / 1,1 = 1980,2545 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 311,166 \text{ kN.m} < M_{pl,Rd} = 1980,2545 \text{ kN.m} \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification vis-à-vis a l'effort tranchant :**

Condition à vérifier :  $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 124,352 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = (0,58 \times f_y \times A_v) / \gamma_{M0}$$

Avec :

$A_v$  = Aire de cisaillement égal à  $156 \text{ cm}^2$  (Abaque de HEA 650)

$$V_{pl,Rd} = (0,58 \times 355 \times 156 \times 10^2) / 1,1 = 2920,036 \text{ kN}$$

Donc :

$V_{sd} = 124,352 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 2920,036 \text{ kN} \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement :**

Condition à vérifier :  $\tau = T_u / h_w \times t_w \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = 0,6 \times \frac{2}{3} \sigma_c = 0,6 \times \frac{2 \times 355}{3} = 142 \text{ N/mm}^2$$

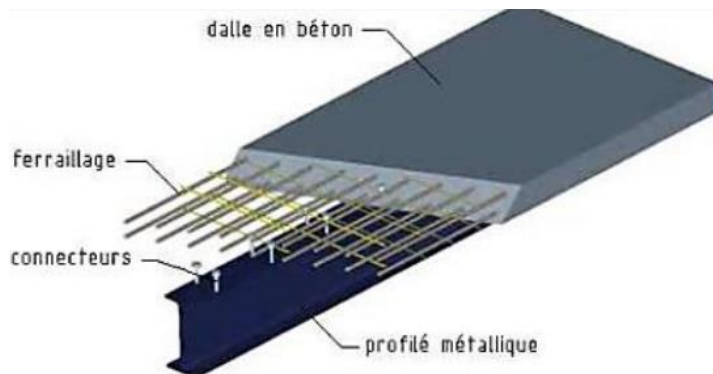
$$\tau = \frac{124,352 \times 10^3}{588 \times 13,5} = 15,66 \text{ N/mm}^2$$

$\tau = 15,66 \text{ N/mm}^2 < \tau_{adm} = 142 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

### VI.6 Les connecteurs :

L'adhérence du béton sur des poutres métalliques ne peut être considérée comme une liaison, car elle est non seulement trop faible mais également peu durable (fatigue des matériaux), d'où la nécessité de prévoir des moyens de liaison.

Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier – béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.



**Fig VI-8 : Liaison entre l'acier et le béton**

#### VI.6.1 Le choix du connecteur :

Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type goujons car c'est le plus fréquemment utilisé à cause de la facilité et la rapidité de pose, de plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions, ce qui permet une bonne redistribution de l'effort rasant (effort tranchant).

Les goujons sont des connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.



**Fig VI-9 : connecteurs de type goujons**

**VI.6.2 Dimensionnement d'un goujon :**

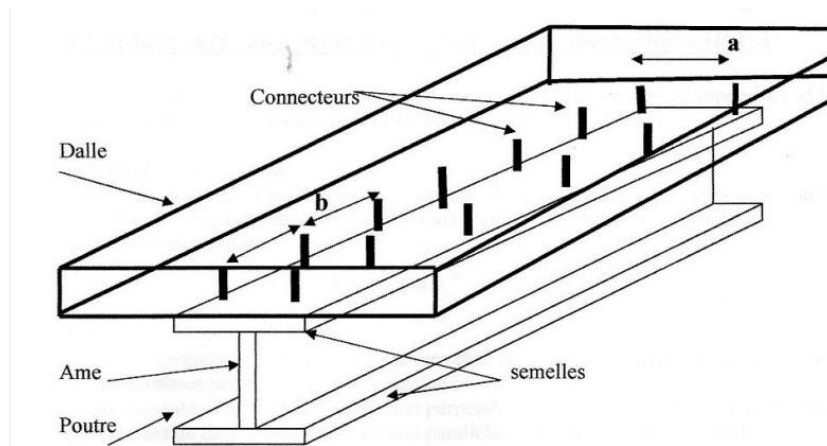
$d$  : le diamètre se situe dans les gammes allant de 16 à 22 mm

$$16 \leq d \leq 22 \rightarrow \text{soit } d = 22 \text{ mm}$$

$h$  : la hauteur du connecteur  $h \geq 4 \times d$

$$h \geq 4 \times 22 \rightarrow h \geq 88 \text{ donc on prend } h = 100 \text{ mm}$$

**VI.6.2.1 Espacement des connecteurs :**



**Fig VI-10 : La connexion de la dalle avec la poutre**

❖ **Espacement longitudinal entre deux connecteurs successifs :**

$$b \leq \min (4 \times ed ; 80) \text{ cm}$$

$ed$  : épaisseur de la dalle

$$b \leq \min (4 \times 25 ; 80) \text{ cm}$$

$$b \leq \min (100 ; 80) \text{ cm}$$

$$b = 80 \text{ cm}$$

❖ **Espacement transversal entre deux connecteurs opposés :**

L'espacement ( $a'$ ) entre l'axe du connecteur et le bord voisin de la semelle doit :

$$a' = \min (100 \text{ mm} ; 9 \times t_f \sqrt{235/f_y})$$

La limite élastique de l'acier utilisé  $f_y = 355 \text{ MPa}$

$$a' = \min (100 \text{ mm} ; 512,57 \text{ mm})$$

$$a' = 100 \text{ mm}$$

Donc :

$$a = 800 - (2 \times a')$$

$$a = 800 - (2 \times 100) = 600 \text{ mm}$$

**VI.6.2.2 Le nombre total des connecteurs :**

$$F = \sigma_e \times A_g$$

F : la force d'un connecteur

$\sigma_e$  : la limite élastique

$A_g$  : la section d'un connecteur

$$F = \frac{\pi \times d^2}{4} \times 355 \times 10^{-3} = 134,94 \text{ KN}$$

$$E_p = F / V_p \rightarrow 134,94 / 2590,4838 = 0,052 \text{ m} = 52 \text{ mm}$$

On prendra un espacement de 60 mm (2 files de connecteurs)

Le nombre de connecteur :  $N = (350 / 0,060) \times 2 = \mathbf{11666 \text{ connecteurs}}$

**VI.7 Ferrailage de la dalle :**

**Tableau VI-11 : Récapitulatif des moments fléchissant dans la dalle (kN.m)**

	ELU		ELS	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Moment (kN.m)	352,28	266,11	220,59	155

**Tableau VI-12 : Récapitulatif des efforts tranchants dans la dalle (kN)**

	ELU	ELS
Effort tranchant (kN)	419,18	307,53

En va étudier une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment longitudinal le plus défavorable sous combinaisons, en prenant une bande de 1 m :

- Fissuration préjudiciable
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

On a une dalle de (25) cm d'épaisseur, on détermine le ferrailage par un mètre linéaire, pour cela, on prend la largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

- **En travée :**

$$M_{ELU} = 352,28 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = (0,85 \times f_{cj}) / \gamma \times \theta = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,25 = 0,225 \text{ m}$$

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bu}) = \frac{352,28}{1 \times 0,225^2 \times 19830} = 0,35 < \mu_L = 0,371$$

$\mu_u$  : le moment ultime réduit

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0,565 < \alpha_L = 0,616$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 17,415 \text{ cm}$$

$$A_s = M / z \times \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = f_c / \gamma_s = 434,78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{352,28 \times 10^2}{17,415 \times 43,478} = 46,52 \text{ cm}^2$$

On adopte alors un ferrailage 6 HA 32 = 48,25 cm<sup>2</sup>

**Tableau VI-13 : Récapitulatif des résultats de calcul de ferrailage à l'ELU en travée et appui**

	Travée	Appui
$M_u$ (kN-m)	352,28	266,11
$\mu_u$	0,35	0,059
$\alpha$	0,565	0,076
$z$ (cm)	17,415	21,816
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	46,52	28,055
Ferrailage adopté	6 HA 32 (48,25 cm <sup>2</sup> )	6 HA 25 (29,45 cm <sup>2</sup> )

❖ **Vérifications à l'ELS :**

$$M_s = 220,59 \text{ kN.m}$$

➤ **Détermination de la position de l'axe neutre :**

$$b \times \frac{x^2}{2} + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

Avec :

$$A_{sc} = 0$$

$n$  : coefficient d'équivalence = 15

$$50x^2 - 723,75 (22,5 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1944,40$$

$$x = 12,12 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des contraintes :**

$$M_S = 220,59 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I \quad \text{avec : } I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

Donc :

$$I = 137325,3471 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{220,59 \times 10^4 \times 12,12}{137325,3471} = 194,68 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 19,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

On a  $\sigma_{bc} = 19,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = n \times M_s \times (d - x) / I = \frac{15 \times 220,59 (22,5 - 12,12) \times 10^4}{137325,3471} = 2501,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 245,26 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition non vérifiée

On augmente la section d'armature, on adopte  $A_s = 7 \text{ HA } 32 (56,30 \text{ cm}^2)$

$$\sigma_{bc} = 17,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

$$\sigma_{st} = 224,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 228,63 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

Les choix de ferrailage de la dalle, après vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI-14 : Choix de ferrailage de la dalle après vérification des contraintes**

	Travée	Appui
Ferrailage adopté	7 HA 32 (56,30 cm <sup>2</sup> )	7 HA 25 (34,36 cm <sup>2</sup> )

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28} / f_c)$$

$$D'où A_{min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{2,7}{500} = 2,7945 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,7945 \text{ cm}^2 \rightarrow$$
 Condition vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_u < \tau_{ad}$**

$$T_u = 419,18 \text{ kN}$$

$$\tau_u = T_u / b_0 \times d = 419,18 / 225 = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = \min ((0,15 \times f_{c28}) / 1,5) ; 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ad} = 3,5 \text{ MPa} > \tau_u = 1,86 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

### **VI.8 Conclusion :**

Ce chapitre est consacré à l'étude de la section mixte de l'ouvrage en fonction de résultats du logiciel de calcul. Cette partie consistée à vérifier les poutres, les entretoises, la section mixte et dimensionner les connecteurs du pont, en plus le calcul de ferrailage de la dalle.

Nous traitons dans le chapitre suivant le résumé sur l'étude des équipements.

CHAPITRE VII :  
ETUDE DES EQUIPEMENTS DU  
PONT

### VII.1 Etude des équipements :

Les principaux équipements des ponts sont les appareils d'appuis et les joints de chaussée. Dans cette partie nous traitons puis nous vérifions le dimensionnement.

#### VII.1.1 Les appareils d'appuis :

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur la maçonnerie des appuis (culées ou piles). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « appareils d'appuis » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.

Donc, ce sont des éléments de structure qui assurent la liaison entre le tablier et les appuis.



Photo VII-1 : Photo réelle d'un appareil d'appuis en élastomère fretté

#### VII.1.1.1 Le rôle des appareils d'appuis :

Transférer les charges du tablier vers les piles et les culées, en même temps ils doivent assurer le mouvement du tablier.

#### VII.1.1.2 Les types des appareils d'appuis :

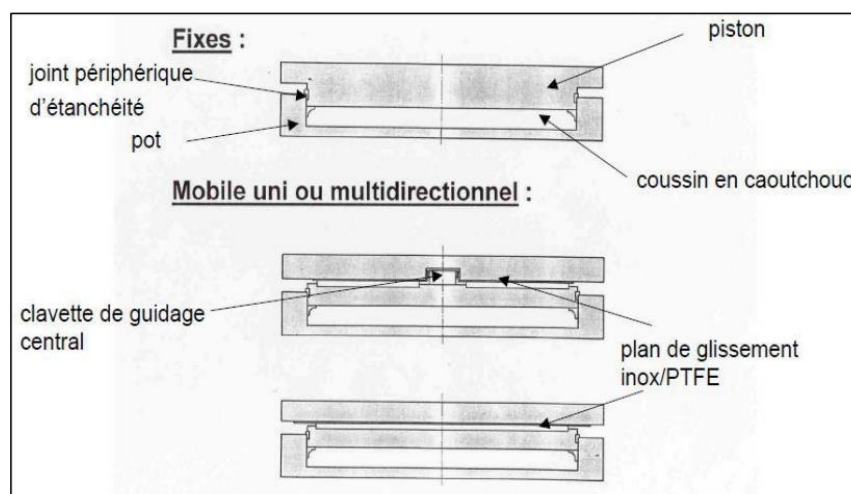


Fig VII-1 : Appareils d'appuis à pot

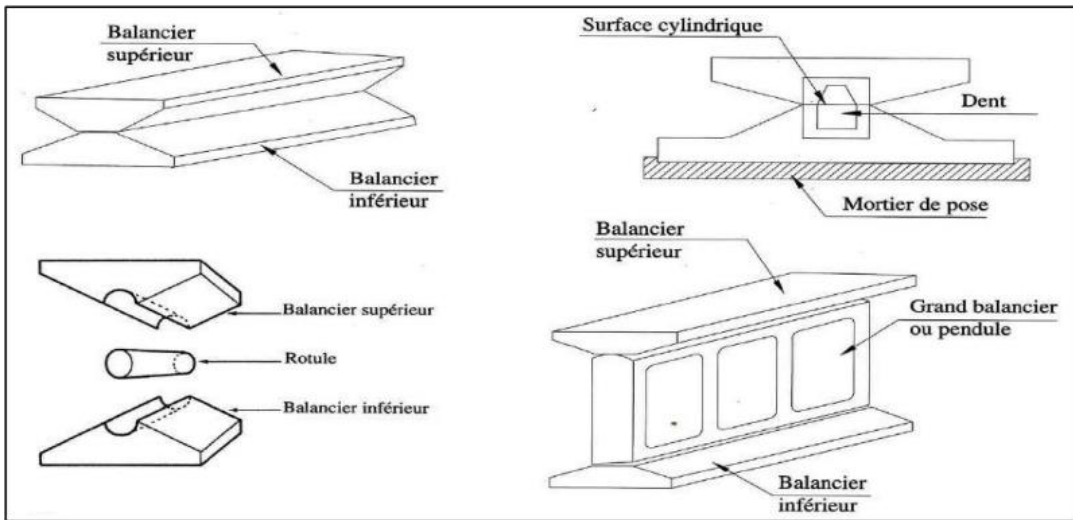


Fig VII-2 : Appareils d'appuis mobiles à balancier

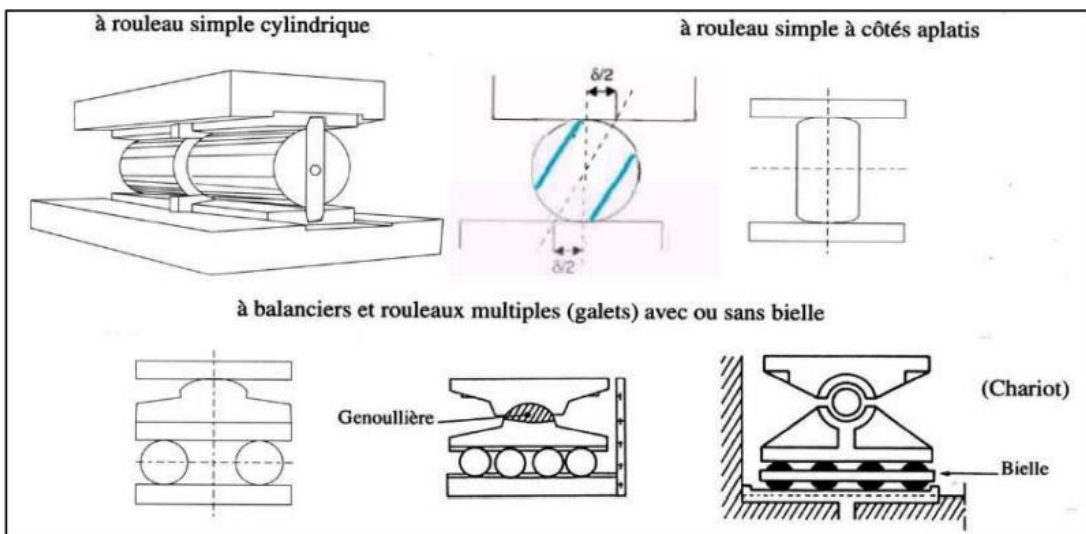


Fig VII-3 : Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple

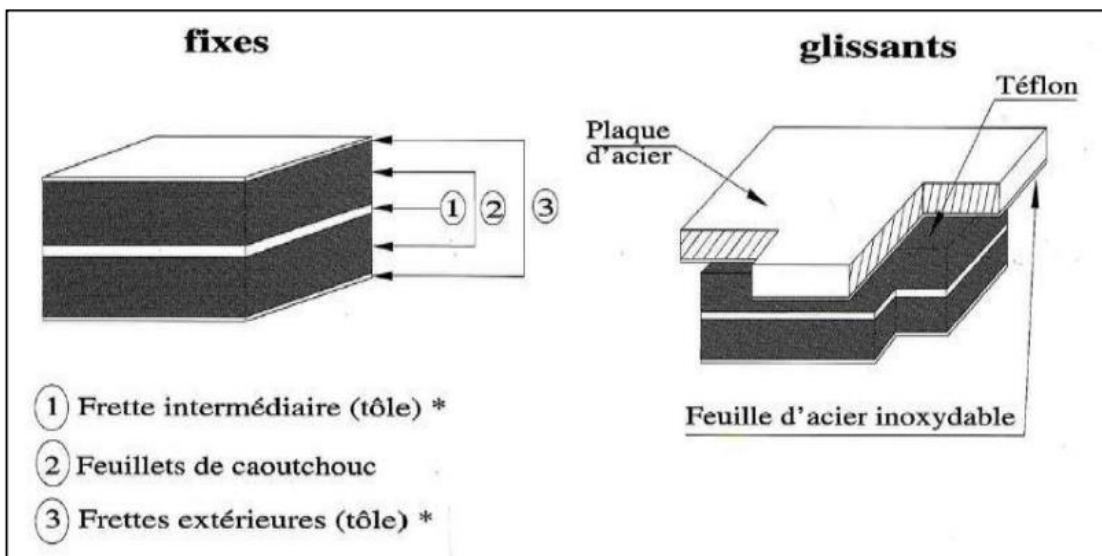


Fig VII-4 : Appareils d'appuis en élastomère fretté

## CHAPITRE VII : LES APPAREILS D'APPUI

Dans notre projet, on utilise des appareils d'appuis glissant. Ces derniers sont constitués de dispositifs de support structural avec un disque d'élastomère confiné. Les rotations autour de tout axe horizontal sont assurées par la déformabilité d'un disque, ou palier, élastomère non armé, confiné dans une base en acier monolithique (cup).

L'élastomère se comporte comme un fluide qui soumis à une pression triaxiale, offre une faible résistance aux déformations et une rigidité verticale élevée simultanée, en plus des charges de compression verticales, les Vasoflon peuvent transférer des forces et / ou permettre le glissement dans une ou plusieurs directions du plan horizontal selon les différents types.

Dans les supports de type mobile, les mouvements de translation sont obtenus par le glissement mutuel de deux surfaces planes en contact, l'une en acier inoxydable, l'autre en PTFE.

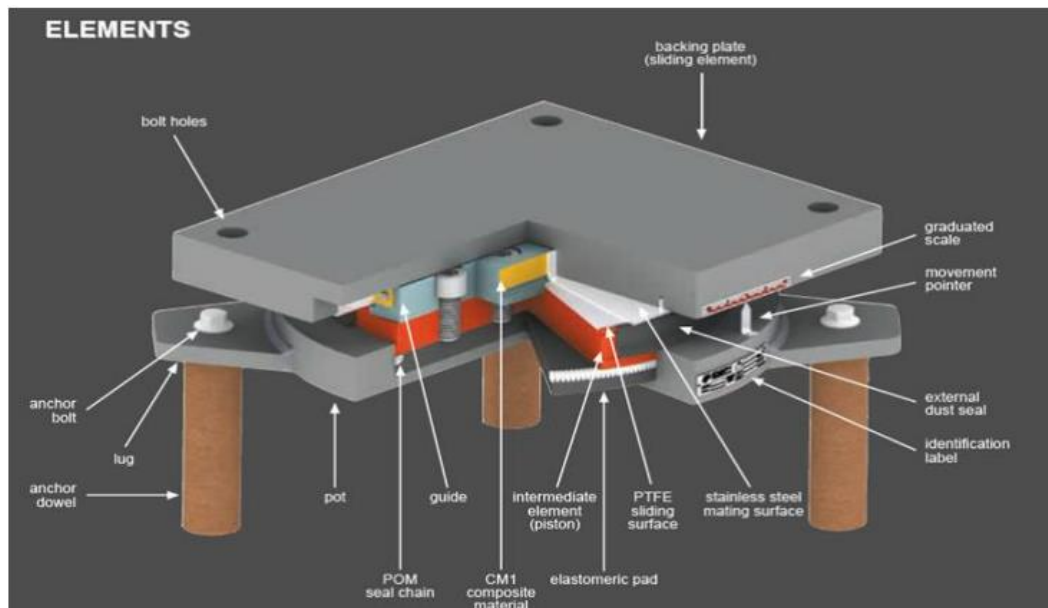


Fig VII-5 : les différents éléments constructifs de l'appareils d'appuis

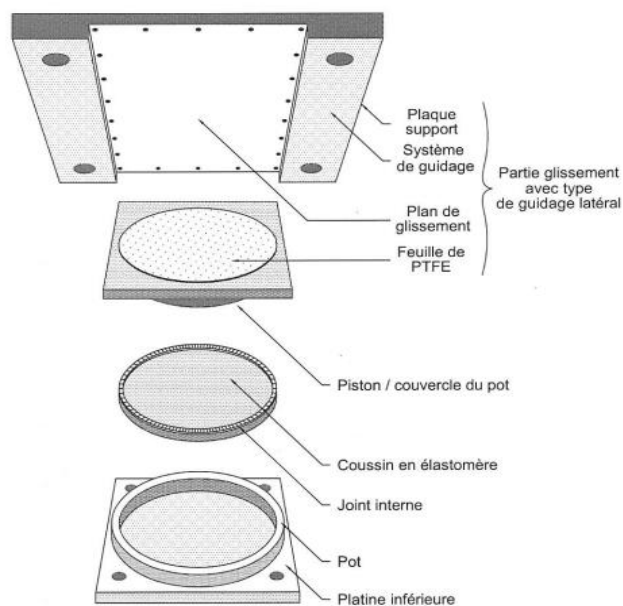


Fig VII-6 : Schéma détaillé des éléments d'appareils d'appuis glissant

## CHAPITRE VII : LES APPAREILS D'APPUI

### VII.1.1.3 Dimensionnement des appareils d'appuis :

Pour la détermination de l'appareil d'appuis, nous considérons les efforts normaux et l'effort tranchant comme suit :

$$N_{\max} = 11650,2293 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 2590,4838 \text{ kN}$$

D'après le tableau VI-1 du document technique « VASOFLAN BEARINGS », page 11, on adopte un appareil d'appuis VF1200-360 qui a un effort normal et un effort tranchant résistants de :

$$N_{\text{res}} = 12000 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{\text{res}} = 3600 \text{ KN}$$

Tableau VII-1 : Des caractéristiques des appareils d'appuis

VF HIGH	DESIGN VERTICAL LOAD	MAXIMUM HORIZONTAL LOAD	BASE ELEMENT DIAMETER	DOWELS (UPPER/LOWER)	UPPER ELEMENT DIAMETER	UPPER OVERALL DIMENSIONS		LOWER OVERALL DIMENSIONS		BEARING TOTAL HEIGHT	BEARING WEIGHT (EXCEPT ANCHORING)	
						TRANSVERSAL	LONGITUDINAL	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL			
BEARING TYPE	$N_{\text{DES}}$ kN	$H_N$ mm	$D_b$ mm	$n_b$ type	$B$ mm	$C$ mm	$D$ mm	$G$ mm	$F$ mm	$H_{\text{net}}$ mm	$W$ kg	
VF 50-15	500	150	150	4/4	1	150	210	210	220	220	69	8
VF 100-30	1.000	300	225	4/4	2	200	280	280	300	300	77	19
VF 150-45	1.500	450	280	4/4	2	255	320	320	350	350	76	29
VF 200-60	2.000	600	325	4/4	3	265	380	380	440	440	90	41
VF 250-75	2.500	750	365	4/4	3	315	530	530	470	470	89	53
VF 300-90	3.000	900	400	4/4	3	350	570	570	500	500	93	71
VF 350-105	3.500	1.050	440	4/4	3	385	600	600	530	530	92	85
VF 400-120	4.000	1.200	465	4/4	3	405	630	630	550	550	97	100
VF 450-135	4.500	1.350	495	6/6	3	425	600	650	670	730	96	110
VF 500-150	5.000	1.500	520	6/6	3	450	620	680	690	760	100	129
VF 600-180	6.000	1.800	570	6/6	3	500	670	730	730	810	108	178
VF 700-210	7.000	2.100	620	8/8	3	580	580	760	800	620	112	215
VF 800-240	8.000	2.400	670	8/8	3	630	630	810	850	670	111	246
VF 900-270	9.000	2.700	705	12/12	3	645	650	870	930	710	119	304
VF 1000-300	10.000	3.000	740	12/12	3	680	700	900	960	740	123	330
VF 1100-330	11.000	3.300	785	12/12	3	720	950	720	990	790	132	367
VF 1200-360	12.000	3.600	815	12/12	3	780	980	780	1.020	820	135	411
VF 1300-390	13.000	3.900	850	12/12	4	815	1.030	820	1.050	850	134	487
VF 1400-420	14.000	4.200	885	16/16	4	850	1.070	850	1.110	890	144	524
VF 1500-450	15.000	4.500	920	16/16	4	920	1.140	920	1.140	920	143	573
VF 1600-480	16.000	4.800	940	6/6	4	830	1.210	1.090	1.200	1.330	167	654
VF 1700-510	17.000	5.100	985	6/6	4	875	1.250	1.130	1.240	1.380	175	776
VF 1800-540	18.000	5.400	1.020	6/6	4	910	1.290	1.160	1.270	1.410	174	833
VF 1900-570	19.000	5.700	1.045	6/6	4	935	1.320	1.190	1.290	1.440	173	867
VF 2000-600	20.000	6.000	1.075	6/6	4	965	1.350	1.210	1.320	1.470	192	999
VF 2250-630	22.500	6.300	1.125	6/6	4	1.015	1.400	1.260	1.360	1.520	191	1.113
VF 2500-660	25.000	6.600	1.245	8/8	4	1.135	1.440	1.440	1.640	1.640	190	1.363
VF 2750-690	27.500	6.900	1.225	8/8	4	1.115	1.420	1.420	1.620	1.620	199	1.278
VF 3000-720	30.000	7.200	1.265	8/8	4	1.155	1.460	1.460	1.660	1.660	197	1.443
VF 3250-750	32.500	7.500	1.310	8/8	4	1.200	1.500	1.500	1.710	1.710	205	1.522
VF 3500-780	35.000	7.800	1.350	8/8	4	1.240	1.540	1.540	1.750	1.750	204	1.713
VF 3750-820	37.500	8.200	1.400	8/8	4	1.290	1.590	1.590	1.800	1.800	205	1.842
VF 4000-860	40.000	8.600	1.440	8/8	4	1.330	1.620	1.620	1.840	1.840	225	2.015
VF 4500-900	45.000	9.000	1.520	8/8	4	1.410	1.780	1.780	1.890	1.890	231	2.319
VF 5000-1000	50.000	10.000	1.605	12/12	4	1.495	1.870	1.870	1.980	1.980	240	2.556
VF 5500-1100	55.000	11.000	1.690	12/12	4	1.580	1.950	1.950	2.060	2.060	239	2.977
VF 6000-1200	60.000	12.000	1.765	12/12	4	1.655	2.030	2.030	2.140	2.140	247	3.207
VF 6500-1300	65.000	13.000	1.840	16/16	4	1.730	2.100	2.100	2.210	2.210	246	3.656
VF 7000-1400	70.000	14.000	1.905	16/16	4	1.795	2.170	2.170	2.280	2.280	254	3.867
VF 7500-1500	75.000	15.000	1.980	16/16	4	1.870	2.240	2.240	2.350	2.350	273	4.512
VF 8000-1600	80.000	16.000	2.055	16/16	4	1.945	2.320	2.320	2.430	2.430	272	4.800
VF 9000-1700	90.000	17.000	2.170	16/16	4	2.060	2.430	2.430	2.540	2.540	280	5.548
VF 10000-1800	100.000	18.000	2.275	20/20	4	2.165	2.540	2.540	2.650	2.650	288	6.306

Donc, on peut dire que L'appareil d'appui joue un rôle important dans les ponts, malgré ses dimensions relativement faibles, il commande les systèmes de liaison et transmet la totalité des charges du tablier vers les appuis.

### VII.1.2 Joints de dilatation :

Les joints de chaussée 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.

Comme les joints de pont routier, les joints de pont ferroviaire, ont pour fonction de permettre la dilatation du pont, mais l'armement de la voie doit être considéré et la continuité de la voie doit être assurée.

L'interaction de la voie et de l'ouvrage d'art est une considération importante dans la conception de tout projet ferroviaire. Les joints de ponts rails se trouvent principalement sur des ponts relativement nouveaux.

En effet, les anciens ponts étaient soit en maçonnerie et donc sans joints, soit en métal avec des voies directes. Dans ce cas, l'extrémité du tablier du côté d'appui mobile permet la dilatation à travers les rails normalement coupés sans joints particulier, en dehors de toute manipulation d'écart vis-à-vis de la sécurité des personnes. Pour les ponts plus récents, en général à pose de voie ballastée, la conception du joint de tablier dépend de la longueur dilatable de ce tablier, qui peut nécessiter la présence d'appareil de dilatation de la voie elle-même. En fonction de la longueur dilatable des tabliers et de la nature de ces derniers, il est fait usage de différents types de joints dont certains peuvent permettre également la coupure du ballast. Les joints les plus simples réalisés à partir de simple porte-à-faux du tablier sur le mur garde grève permettent la dilatation, pour les longueurs les plus faibles, du tablier vers le remblai sur des ouvrages plus anciens, de simples tôles peuvent faire la liaison entre le tablier et le muret d'about. Pour des longueurs plus importantes, il est fait usage de joints sous ballast. Différents modèles de joints de ce type sont également utilisés en cas de pose de voie directe sans ballast.

Enfin, pour des viaducs de longueurs importantes, il est fait usage de joints coupe ballast. Ces joints très spécifiques se situent au droit des joints de dilatation de la voie. Il est bien sûr souhaitable que la zone de joint ne soit pas un point de passage privilégié de l'eau. Des dispositions techniques indépendantes du joint peuvent être adaptées.



**Photo VII-2 : Joint couteau (joint spécial ferroviaire pour ouvrage  $\leq 60$  mètres)**

### **VII.2 Conclusion :**

On adopte pour un appareil d'appui de type : VF1200-360 et lorsque on a une longueur de travées 50 m on a choisir des joints de dilatations pour notre ouvrage de type joint couteau spécialement pour les ponts rails de travées inférieure ou égal à 60 mètres.

# CONCLUSION GENERALE

### CONCLUSION GENERALE

Tout au long de la préparation de notre projet de fin d'études, nous avons essayé de mettre en pratique les connaissances acquises durant nos études universitaires, et cela dans le but de l'étude de la superstructure d'un pont mixte ferroviaire.

Au cours de ce mémoire, nous avons dimensionné et modélisé l'ouvrage, on a aussi observé son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations.

Notre projet nous permet également de bien voir les différentes étapes de réalisation d'un ouvrage d'art, d'appliquer toutes les réglementations (BAEL et RPOA ...etc.) et par la suite, de maîtriser les logiciels dans ce domaine tels que CSi-Bridge, AutoCAD, COVADIS et AutoPISTE, ainsi que ceux de la base à l'instar de Microsoft Office.

Malgré les obstacles rencontrés tout au long du projet, nos meilleurs efforts ont été faits pour fournir une étude approfondie et pour garder ce travail exempt d'éventuelles erreurs, car aucun travail humain n'est parfait.

Finalement, à travers ce projet, nous avons compris que la structure mixte est une solution intéressante dans le cas des ponts de chemins de fer, et une véritable innovation et optimisation des ouvrages bipoutres ferroviaires, et l'utilisation de cette technique rend plus facile à exécuter, gain économique, la ponctualité et le besoin de moins de main-d'œuvre tout en assurant une meilleure qualité ont grandement guidé la conception des ponts modernes.

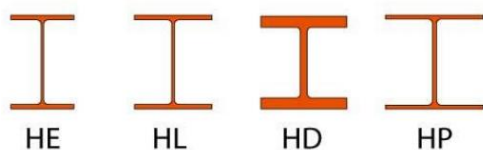
En perspective, nous espérons qu'ils construisent d'autres ponts quelque soit leurs types en Algérie pour faciliter le transport.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : DUCOUT, Jean-Pierre. Ponts métalliques-conception générale. Construction/travaux publics, Techniques de l'ingénieur. 1997.
- [2] : AFNOR Norme française ENV 1993-1-5. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- [3] : SIEFERT, Yannick. L'entretoisement des ponts mixtes ferroviaires. INSA de Lyon, Thèse en génie civil.2004.
- [4] : MUZEAU, Jean-Pierre. Construction mixte/ponts mixtes. Les cahiers de l'APK.
- [5] : AFNOR. Norme française EN 206-1. BETON, partie1 : Spécifications ; performances et Conformité
- [6] : AFNOR. Norme française EN1993-1-1. Eurocode 3 : Calcul des structures en acier Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [7] : Aude PETEL - Gilles LACOSTE - Jean-Michel LACOMBE. (2012) PROJET DE PONT : Partie 3/3 POA Pont mixte acier béton, (2012)
- [8] : Normes européenne EN10034Structural steel I and H sections - Tolerances on shape and dimensions
- [9] : AFNOR. Norme française EN 1991-2. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic
- [10] : Cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'art et autres constructions Livret 2.01 : Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton ; en métal ou mixtes
- [11] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-4. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-4 : Actions générales-Actions du vent
- [12] : AFNOR Norme française ENV 1991-1-5. Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-5 : Actions générales-Actions thermiques
- [13] : THOMAS BOOS, Etude de pont à poutres mixtes utilisant le principe de la double action. INSA STRASBOURG-Génie civil, Mémoire finale ,2015
- [14] : Ministère des travaux publics. Document technique réglementaire D.T.R Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA. Algérie. 2008. 178
- [15] : AFNOR Norme française EN 1990. Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- [16] : AFNOR Norme française EN 1994-2. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes Acier-Béton Partie 2 : Règles générales et règles pour les ponts
- [17] : CCM97 : Règles de conception et de calcul des structures en acier Partie 1-5 : Règles générales - Règles supplémentaires pour les plaques planes, raidies ou non, chargées dans leur plan.
- [18] : AFNOR Norme française EN 1994-1-1. Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes Acier-Béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les ponts
- [19] : AFNOR Norme française EN 1992-1-1. Eurocode 2 : Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [20] : Recommandations sur l'emploi des dispositifs pour le pont, 2014
- [21] : LIVRET 2.01, SNCF (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris.271 p
- [22] : UIC (Union Internationale des Chemin de Fer), Aout 2006.Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails - Fiche technique CODE UIC 776-1

# **ANNEXES**

**PROFILE** Données générales



Type de profilé	Masse G (kg/ml)	Dimensions					Aire S (cm2)	Inertie Iy (cm4)	Modules de flexion		Rayon de giration iy (cm)	Inertie Iz (cm4)	Modules de flexion		Rayon de giration iz (cm)	Aire de cisaillement	
		h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r (mm)			Wely (cm3)	Wply (cm3)			Welz (cm3)	Wplz (cm3)		Ayz (cm2)	Azy (cm2)
HEA 100	16.7	96	100	5	8	12	21.24	349.2	72.76	83.01	4.06	133.8	26.76	41.14	2.51	7.56	16
HEA 120	19.9	114	120	5	8	12	25.34	606.2	106.3	119.5	4.89	230.9	38.48	58.85	3.02	8.46	19.2
HEA 140	24.7	133	140	5.5	8.5	12	31.42	1033	155.4	173.5	5.73	389.3	55.62	84.85	3.52	10.12	23.8
HEA 160	30.4	152	160	6	9	15	38.77	1673	220.1	245.1	6.57	615.6	76.95	117.6	3.98	13.21	28.8
HEA 180	35.5	171	180	6	9.5	15	45.25	2510	293.6	324.9	7.45	924.6	102.7	156.5	4.52	14.47	34.2
HEA 200	42.3	190	200	6.5	10	16	53.83	3692	388.6	429.5	8.28	1336	133.6	203.8	4.98	18.08	40
HEA 220	50.5	210	220	7	11	18	64.34	5410	515.2	568.5	9.17	1955	177.7	270.6	5.51	20.67	48.4
HEA 240	60.3	230	240	7.5	12	21	76.84	7763	675.1	744.6	10.05	2769	230.7	351.7	6	25.18	57.6
HEA 260	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.82	10450	836.4	919.8	10.97	3668	282.1	430.2	6.5	28.76	65
HEA 280	76.4	270	280	8	13	24	97.26	13670	1013	1112	11.86	4763	340.2	518.1	7	31.74	72.8
HEA 300	88.3	290	300	8.5	14	27	112.5	18260	1260	1383	12.74	6310	420.6	641.2	7.49	37.28	84
HEA 320	97.6	310	300	9	15.5	27	124.4	22930	1479	1628	13.58	6985	465.7	709.7	7.49	41.13	93
HEA 340	105	330	300	9.5	16.5	27	133.5	27690	1678	1850	14.4	7436	495.7	755.9	7.46	44.95	99
HEA 360	112	350	300	10	17.5	27	142.8	33090	1891	2088	15.22	7887	525.8	802.3	7.43	48.96	105
HEA 400	125	390	300	11	19	27	159	45070	2311	2562	16.84	8564	570.9	872.9	7.34	57.33	114
HEA 450	140	440	300	11.5	21	27	178	63720	2896	3216	18.92	9465	631	965.5	7.29	65.78	126
HEA 500	155	490	300	12	23	27	197.5	86970	3550	3949	20.98	10370	691.1	1059	7.24	74.72	138
HEA 550	166	540	300	12.5	24	27	211.8	111900	4146	4622	22.99	10820	721.3	1107	7.15	83.72	144
HEA 600	178	590	300	13	25	27	226.5	141200	4787	5350	24.97	11270	751.4	1156	7.05	93.21	150
HEA 650	190	640	300	13.5	26	27	241.6	175200	5474	6136	26.93	11720	781.6	1205	6.97	103.2	156
HEA 700	204	690	300	14.5	27	27	260.5	215300	6241	7032	28.75	12180	811.9	1257	6.84	117	162

**Tableau : Critères pour la classification des semelles pour un profilé métallique**

(c) Parois de semelles en console :

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 9 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c / t_f \leq 11 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 10 \epsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c / t_f \leq 15 \epsilon$	$c / t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c / t_f \leq 14 \epsilon$	$c / t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3					
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

**Tableau :** Critères pour la classification des âmes pour un profilé métallique

(a) Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

**Tableau :** Les classes de l'Eurocode

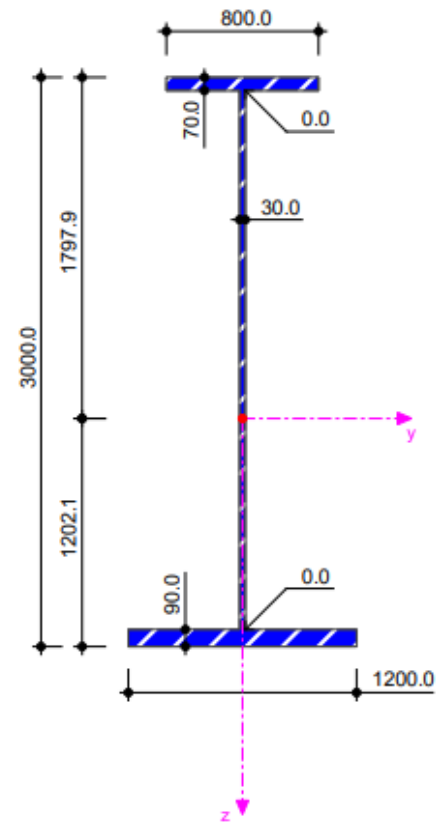
Classe 1	classe la plus performante	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique	valeurs plastiques prises en compte dans les calculs
Classe 2	classes intermédiaires	sections transversales pouvant atteindre leur résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée	
Classe 3		sections transversales pouvant atteindre leur résistance élastique en fibre extrême, mais non leur résistance plastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques prises en compte dans les calculs
Classe 4	classe la plus fragile	sections transversales ne pouvant atteindre leur résistance élastique, du fait des risques de voilement local	valeurs élastiques efficaces prises en compte dans les calculs

**Tableau :** Tableau des sections des barres indépendantes

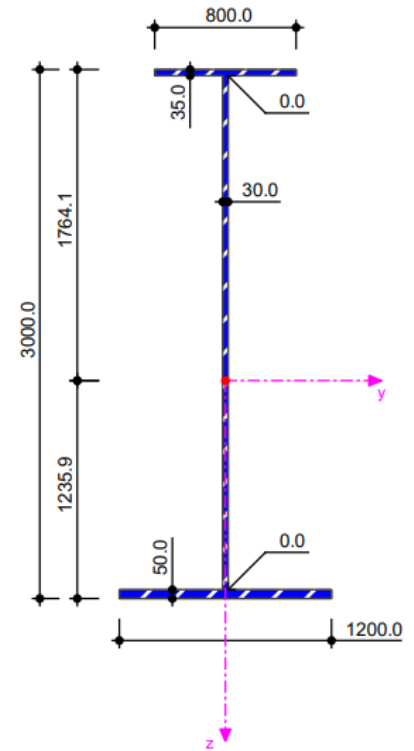
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

Tableau : Propriétés de section en appui

Géométrie			
Hauteur	$h$	3000.0	mm
Largeur de la semelle supérieure	$b_t$	800.0	mm
Largeur de la semelle inférieure	$b_b$	1200.0	mm
Épaisseur de l'âme	$t_w$	30.0	mm
Épaisseur de la semelle supérieure	$t_{t,t}$	70.0	mm
Épaisseur de la semelle inférieure	$t_{t,b}$	90.0	mm
Profondeur intérieure entre les semelles	$h_i$	2840.0	mm
Rayon de la courbe supérieur	$r_{1,t}$	0.0	mm
Rayon de la courbe inférieur	$r_{1,b}$	0.0	mm
Largeur de la partie droite de l'âme	$d$	2840.0	mm
Aire de la section			
Aire de la section	$A$	2492.00	cm <sup>2</sup>
Flexion			
Position de l'axe central dans la direction z	$e_z$	1797.9	mm
Moment d'inertie autour de l'axe y	$I_y$	38407549.47	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie autour de l'axe z	$I_z$	1595305.67	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie polaire	$I_p$	40002855.14	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie polaire en fonction du centre de cisaillement	$I_{p,SC}$	49280602.47	cm <sup>4</sup>
Rayon de giration autour de l'axe y	$i_y$	1241.5	mm
Rayon de giration autour de l'axe z	$i_z$	253.0	mm
Rayon de giration polaire	$i_p$	1267.0	mm
Rayon de giration polaire en fonction du centre de cisaillement	$i_{p,SC}$	1406.3	mm
Moment statique de l'aire autour de l'axe y	$\max S_y$	143439.67	cm <sup>3</sup>
Moment statique de l'aire autour de l'axe z	$\max S_z$	16184.81	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	$W_{y,min}$	-213619.11	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	$W_{y,max}$	319515.85	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	$W_y$	213619.11	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe z	$W_z$	26588.43	cm <sup>3</sup>
Cisaillement			
Aire de cisaillement dans la direction y	$A_y$	1185.20	cm <sup>2</sup>
Aire de cisaillement dans la direction z	$A_z$	865.99	cm <sup>2</sup>
Coordonnée du centre de cisaillement par rapport au centre de gravité dans la direction z	$z_{SC}$	611.4	mm
Torsion			
Inertie de torsion	$I_t$	39052.74	cm <sup>4</sup>
Inertie de torsion secondaire	$I_{t,s}$	26293550.63	cm <sup>4</sup>
Module de section en torsion	$W_t$	4339.19	cm <sup>3</sup>
Gauchissement			
Ordonnée de gauchissement par rapport au centre de cisaillement	$\max \omega$	9492.44	cm <sup>2</sup>
Constante de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	$I_\omega$	2.07e+10	cm <sup>6</sup>
Rayon de gauchissement de giration en fonction du centre de cisaillement	$i_\omega$	204.9	mm
Module de section de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	$W_\omega$	2180266.67	cm <sup>4</sup>
Moment statique de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	$\max S_\omega$	1328941.81	cm <sup>4</sup>
Stabilité			
Paramètre d'asymétrie de la section par rapport au centre de gravité	$r_y$	-491.6	mm
Paramètre d'asymétrie de la section par rapport au centre de cisaillement	$r_{z,SC}$	-1714.3	mm
Plasticité			
Module plastique de section autour de l'axe y	$W_{pl,y}$	277658.67	cm <sup>3</sup>
Module plastique de section autour de l'axe z	$W_{pl,z}$	44239.00	cm <sup>3</sup>
Facteur de la forme plastique autour de l'axe y	$\alpha_{pl,y}$	1.300	--
Facteur de la forme plastique autour de l'axe z	$\alpha_{pl,z}$	1.664	--
Aire plastique de cisaillement dans la direction y	$A_{pl,y}$	1640.00	cm <sup>2</sup>
Aire plastique de cisaillement dans la direction z	$A_{pl,z}$	676.00	cm <sup>2</sup>
Distance entre le centre de gravité et l'axe neutre plastique dans la direction z	$z_{pl}$	558.7	mm
Autres			
Poids	$G$	1956.2	kg/m
Aire de surface par unité de longueur	$A_m$	9.940	m <sup>2</sup> /m
Volume	$V$	249200.00	cm <sup>3</sup> /m
Facteur de la section	$A_m/V$	39.888	1/m
Aire de l'âme	$A_w$	852.00	cm <sup>2</sup>



**Tableau : Propriétés de section à mi-travée**



Géométrie			
Hauteur	h	3000.0	mm
Largeur de la semelle supérieure	b <sub>t</sub>	800.0	mm
Largeur de la semelle inférieure	b <sub>b</sub>	1200.0	mm
Épaisseur de l'âme	t <sub>w</sub>	30.0	mm
Épaisseur de la semelle supérieure	t <sub>t,t</sub>	35.0	mm
Épaisseur de la semelle inférieure	t <sub>t,b</sub>	50.0	mm
Profondeur intérieure entre les semelles	h <sub>i</sub>	2915.0	mm
Rayon de la courbe supérieur	r <sub>1,t</sub>	0.0	mm
Rayon de la courbe inférieur	r <sub>1,b</sub>	0.0	mm
Largeur de la partie droite de l'âme	d	2915.0	mm
Aire de la section			
Aire de la section	A	1754.50	cm <sup>2</sup>
Flexion			
Position de l'axe central dans la direction z	e <sub>z</sub>	1764.1	mm
Moment d'inertie autour de l'axe y	I <sub>y</sub>	24178362.34	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie autour de l'axe z	I <sub>z</sub>	869989.21	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie polaire	I <sub>p</sub>	25048351.55	cm <sup>4</sup>
Moment d'inertie polaire en fonction du centre de cisaillement	I <sub>p,SC</sub>	33716186.00	cm <sup>4</sup>
Rayon de giration autour de l'axe y	i <sub>y</sub>	1173.9	mm
Rayon de giration autour de l'axe z	i <sub>z</sub>	222.7	mm
Rayon de giration polaire	i <sub>p</sub>	1194.8	mm
Rayon de giration polaire en fonction du centre de cisaillement	i <sub>p,SC</sub>	1386.3	mm
Moment statique de l'aire autour de l'axe y	max S <sub>y</sub>	93742.16	cm <sup>3</sup>
Moment statique de l'aire autour de l'axe z	max S <sub>z</sub>	8997.40	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	W <sub>y,min</sub>	-137058.76	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	W <sub>y,max</sub>	195631.64	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe y	W <sub>y</sub>	137058.76	cm <sup>3</sup>
Module de section élastique autour de l'axe z	W <sub>z</sub>	14499.82	cm <sup>3</sup>
Cisaillement			
Aire de cisaillement dans la direction y	A <sub>y</sub>	653.73	cm <sup>2</sup>
Aire de cisaillement dans la direction z	A <sub>z</sub>	854.79	cm <sup>2</sup>
Coordonnée du centre de cisaillement par rapport au centre de gravité dans la direction z	Z <sub>GC</sub>	703.0	mm
Torsion			
Inertie de torsion	I <sub>t</sub>	8642.32	cm <sup>4</sup>
Inertie de torsion secondaire	I <sub>t,s</sub>	13963417.23	cm <sup>4</sup>
Module de section en torsion	W <sub>t</sub>	1728.46	cm <sup>3</sup>
Gauchissement			
Ordonnée de gauchissement par rapport au centre de cisaillement	max ω	9797.85	cm <sup>2</sup>
Constante de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	I <sub>ω</sub>	1.08e+10	cm <sup>6</sup>
Rayon de gauchissement de giration en fonction du centre de cisaillement	i <sub>ω</sub>	179.1	mm
Module de section de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	W <sub>ω</sub>	1104133.33	cm <sup>4</sup>
Moment statique de gauchissement en fonction du centre de cisaillement	max S <sub>ω</sub>	685849.69	cm <sup>4</sup>
Stabilité			
Paramètre d'asymétrie de la section par rapport au centre de gravité	r <sub>y</sub>	-373.1	mm
Paramètre d'asymétrie de la section par rapport au centre de cisaillement	r <sub>z,SC</sub>	-1779.0	mm
Plasticité			
Module plastique de section autour de l'axe y	W <sub>pl,y</sub>	185445.85	cm <sup>3</sup>
Module plastique de section autour de l'axe z	W <sub>pl,z</sub>	24255.87	cm <sup>3</sup>
Facteur de la forme plastique autour de l'axe y	α <sub>pl,y</sub>	1.353	--
Facteur de la forme plastique autour de l'axe z	α <sub>pl,z</sub>	1.673	--
Aire plastique de cisaillement dans la direction y	A <sub>pl,y</sub>	880.00	cm <sup>2</sup>
Aire plastique de cisaillement dans la direction z	A <sub>pl,z</sub>	887.25	cm <sup>2</sup>
Distance entre le centre de gravité et l'axe neutre plastique dans la direction z	Z <sub>pl</sub>	261.7	mm
Autres			
Poids	G	1377.3	kg/m
Aire de surface par unité de longueur	A <sub>m</sub>	9.940	m <sup>2</sup> /m
Volume	V	175450.00	cm <sup>3</sup> /m
Facteur de la section	A <sub>m</sub> /V	56.654	1/m
Aire de l'âme	A <sub>w</sub>	874.50	cm <sup>2</sup>

# ASSEMBLAGE

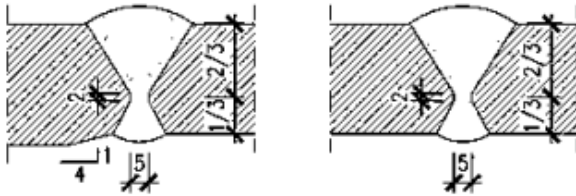
SOUDURE BOUT À BOUT TRANSVERSALE

$A0=1:2$  /  $A2=1:4$

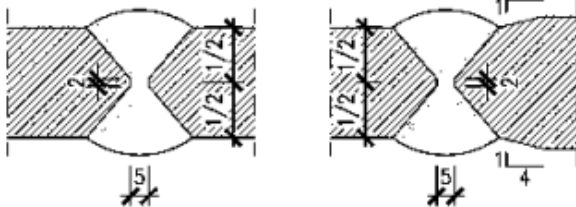
SOUDURE EN ANGLE ÂME-AILE

$A0=1:5$  /  $A2=1:10$

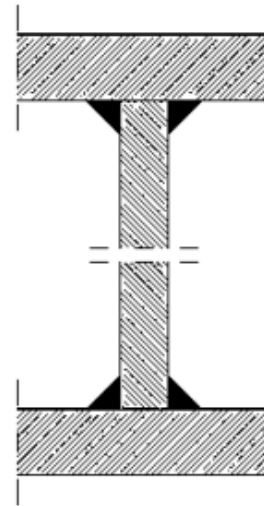
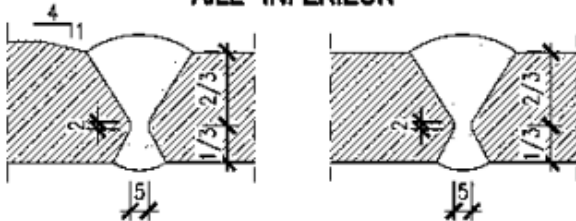
AILE SUPÉRIEUR



ÂME



AILE INFÉRIEUR



NOTES:

- L'ASSEMBLAGE DES RAIDISSEURS, ENTRETOISES ET DES ELEMENTS DE CONTREVENTMENT SERA EXÉCUTÉ PAR SOUDAGE.
- LES PROFILS DE LA PASSERELLE DE VISITE SERONT ASSEMBLÉS PAR BOULONNAGE PRECONTRAIT.

Analyse de modélisation

