

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

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département Génie Civil

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie Civil

Spécialité : structures

Par :

- **BEDDAR Amani**
- **BOUSSAADIA Hiba**

Intitulé

ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT ROUTIER À BIPOUTRE MÉTALLIQUE

Soutenu le : 28/06/2022

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>M. NOUI Ammar.</i>	<i>MCB</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. ABDMEZIANE Nabil</i>	<i>...</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. DJOUDI Larbi.</i>	<i>...</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. LOGZIT Nacer.</i>	<i>...</i>	<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout Allah le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir notre travail dans les meilleures conditions.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promoteur Mr. Abdmeziane nabil pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nos sincères remerciements vont à tout le personnel de la D.T.P en particulier : Mr. Mansouri.

Nos sincères remerciements vont à tout le personnel de la S.E.T.S en particulier : Mr. Zahar.

Aux personnes de la bibliothèque l'entp –Garidi-kouba, en particulier Z.Mezaache.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.



Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. ton affection me couvre et ta présence à mes côtés à toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

À mon très cher père

Tu es toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

À mon très cher frère Saïf el islam et Abd el djalil et mes sœurs Afrah et Anwar.

Une spéciale dédicace pour mon chère fiancé Mana Hamza.

Une dédicace pour mes meilleurs amis B. Hiba et S. Sihem.

Sans oublier toute la promotion 2022.

Beddar Amani



Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. ton affection me couvre et ta présence à mes côtés à toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

À mon très cher père

Tu es toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

À mes très chers frères Imad et mes sœur Aycha et Asma et Rayan.

Une spéciale dédicace pour mon chère fiancé Labachi Antar.

Une dédicace pour mes meilleurs amis B. amani et Z. rana.

Sans oublier toute la promotion 2022.

Boussaadia Hiba.



Résume

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont routier mixte à bipoutre, avec une six travée de 269.47 m de longueur déployée sur l'axe du chemin consiste à franchir OUED M'HADJER, avec N raccordement et CW35 au niveau des wilayas tes de Bejaïa et Sétif et leCW43 au niveau de la wilaya de BBA, déployé entre le PK (6+500) et le PK (6+769.47), Nous avons commencé notre travail par une recherche bibliographique, une conception générale des différents types des ponts les plus utilisés dans le monde et un bref aperçu sur les procédés de réalisation en premier lieu , en second lieu le travail est attribué à la description et la on a présenté une évaluation des différentes charges et surcharges et l'étude des poutres avec une première variante en tenant compte de la variation de type des poutres en PRS à âme pleine et on essaye de voir les résultats obtenus entre les deux cas étudiés à terme, et enfin l'étude de l'infrastructure du projet. La modélisation est faite en exploitant le logiciel ROBOT.

Mots clés : Pont routier, mixte, bipoutre, PRS, multi travées, étude, conception, stage.

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تصميم ودراسة جسر طريق مختلط مزدوج العارضة، بطول ستة امتدادات يبلغ 269.47 مترًا منتشرًا على محور الطريق ويتكون من عبور OUED M'HADJER ، مع اتصال N و CW35 عند مستوى ولايات بجاية وسطيف و CW43 على مستوى ولاية BBA ، المنتشرة بين (6 + 500) PK و (6 + 769.47) PK ، بدأنا عملنا ببحث بيولوجرافي ، تصميم عام من الأنواع المختلفة للجسور الأكثر استخدامًا في العالم وموجزًا موجزًا لعمليات التحقيق في المقام الأول ، وفي المقام الثاني يُعزى العمل إلى الوصف ويقدم تقييمًا للأحمال المختلفة والأحمال الزائدة و دراسة الحزم مع المتغير الأول مع الأخذ في الاعتبار التباين في نوع حزم الويب الصلبة PRS ونحاول رؤية النتائج التي تم الحصول عليها بين الحالتين المدروستين على المدى الطويل ، وأخيرًا دراسة البنية التحتية للمشروع. النمذجة تتم باستخدام برنامج الروبوت .

الكلمات المفتاحية: جسر طريق، مختلط، عارضة مزدوجة، متعددة الامتدادات، دراسة، تصميم، تدريب

Abstract

The purpose of this work is the design and study of a mixed double-girder road bridge, with a six span of 269.47 m in length deployed on the axis of the road consists of crossing OUED M'HADJER, with N connection and CW35 at the level of the wilayas of Bejaïa and Sétif and the CW43 at the level of the wilaya of BBA, deployed between the PK (6+500) and the PK (6+769.47), We began our work with a bibliographical search, a general design of the different types of the most used bridges in the world and a brief outline on the processes of realization in the first place, in the second place the work is attributed to the description and the one presented an evaluation of the different loads and overloads and the study of the beams with a first variant taking into account the variation in the type of solid web PRS beams and we try to see the results obtained between the two cases studied in the long term, and finally the study of the project infrastructure. The modeling is done using the ROBOT software.

Keywords: Road bridge, mixed, double girder, PRS, multi-span, study, design, internship.

SOMMAIRE

Introduction général.....	01
---------------------------	----

CHAPITRE 1 : RECHERCHE SUR LES PONTS

I.1 Historique d'évolution des ponts au cours de temps	02
I.1.1 L'histoire de la construction des ponts.....	02
I.1.2 Evaluation des ponts au cours des temps.....	02
I.1.3 Premier exemples de pont	03
I.2 Classification des ponts	05
I.2.1 Classification selon la voie portée	05
I.2.2 Classification selon la nature.....	06
I.2.3 Classification selon la structure	07
I.2.4 Classification selon la brèche franchie	07
I.2.5 Classification selon la taille.....	08
I.3 Présentation des ponts mixtes	08
I.4 Les types de ponts mixtes.....	09
I.4.1 Ponts mixtes de type bipoutres.....	09
I.4.2 Ponts mixtes en caisson	09
I.4.3 Pont mixte de type poutrelles enrobées.	09
I.4.4 Un pont mixte multi poutres.....	10
I.5 Conception d'un pont métallique.....	10
I.5.1 Franchissement.....	10
I.5.2 Typologie des ponts et éléments constitutifs	10
I.5.3 Systèmes porteurs de tabliers.....	11
I.5.4 Poutraisons.....	12
I.5.5 Platelages (couvertures).....	15
I.6 Conclusion.....	17

CHAPITRE II : PRESENTAION DE L'OUVRAG

II.1 Introductio.....	18
II.2 But de l'étude	18
II.3 Présentation de l'ouvrage	18
II.3.1 Les caractéristiques de l'ouvrage.....	19
II.4 Données fonctionnelles	19
II.4.1 Trace en plan	19
II.4.2 Profil en long	19
II.4.3 Profil en travers.....	19
II.5 Données naturelles	20
II.5.1 Données géologiques	20
II.5.2 Données géotechniques	20
II.5.3 Données hydrologiques	20
II.5.4 Sismicité	20
II.6 Caractéristiques des matériaux.....	20
II.6.1 Béton	20
II.6.2 Aciers passifs	21
II.6.3 Aciers de précontrainte « actifs ».....	21

II.6.4 Aciers de charpente	22
II.7 Logiciel de calcul	22
II.8 Conclusion.....	22

CHAPITRE III : CONCEPTION ET PREDIMENTIONNEMENT

III.1 Introduction.....	23
III.2 Choix du type d'ouvrage.....	23
III.3 Critères de choix du type d'ouvrage	23
III.4 Les paramètres interviennent dans le choix du type d'ouvrage.....	23
III.5 Proposition des variantes.....	23
III.5.1 Variante 1 : Pont mixte bipoutre	23
III.5.2 Variante 2 : Pont à poutre précontraint par post-tension.....	26
III.5.3 Variante 3 : pont à caisson	27
III.6 Conception des appuis.....	29
III.6.1 Conception de pile.....	29
III.6.2 Conception culées.....	30
III.7 Conception des fondations	30
III.8 Conception de mur de soutènement.....	31
III.9 Analyse multicritères.....	32
III.9.1 L'exécution.....	32
III.9.2 L'entretien	32
III.9.3 L'esthétique.....	33
III.9.4 L'économie.....	33
III.10 Conclusion	33

CHAPITRE IV: CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 Calcul des charges	34
IV.1.1 charges permanentes et les compléments des charges permanentes.....	34
IV.2 Evaluation des surcharges.....	35
IV.2.1 Calcul des surcharges routières	35
IV.2.2 Combinaisons des charges	40
IV.3 Conclusion.....	41

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANT RETENU

V.1 Introduction	42
V.2 Etude du tablier	42
V.2.1 modélisation	42
V.2.2 Calcul des efforts longitudinaux	42
V.2.3 Calcul de la section mixte.....	43
V.2.4 Détermination des effets internes sur la section mixte.....	46
V.2.5 Vérification à l'état limite de service.....	49
V.3 Dimensionnement de la dalle en béton armé	56
V.3.1 Fonctionnement	56
V.3.2 Calcul des sollicitations transversales	56
V.3.3 Hypothèses de calculs	57
V.3.4 Ferrailage de la dalle	57
V.4 Entretoises	59
V.4.1 Entretoise d'abot.....	59
V.5 Calcul des connecteurs.....	61

V.5 .1Principe du calcul	61
V.6 Assemblage par soudage.....	62
V.6.1 Les avantages d'assemblage par soudage.....	62
V.6 .2 Résistance à la fatigue	63
V.6.3 Rupture fragile	63
V.6.4Anomalies.....	64
V.6 .5Principe de soudure	64
V.7Conclusion.....	67

CHAPIYRE VII : INFRASTRUCTURE

VI.1introduction.....	68
VI.2Joint de chaussée	68
VI.2.1 Calcul du souffle des joints	
VI.3 Appareil d'appui	70
VI.3.1 Dimensions des appareilles d'appuis.....	71
VI.3.2 Vérification des contraintes.....	72
VI.3.3Dimensionnement des frettes.....	73
VI.4Les dés d'appuis	74
VI.4.1 Pré-dimensionnement	74
VI.4.2 Ferrailage des dés d'appuis	74
VI.4Conclusion.....	74

CHAPITRE VII : INFRASTRUCTURE

VII. 1la pile :.....	75
VII.1.1 Définition	75
VII.1.2Choix de la pile	75
VII.1.3 Pré dimensionnement de la pile.....	75
VII.1.4 Calcule des charges et surcharge	75
VII.1.5vérification de stabilité de la pile	76
VII.1.6 Ferrailage de la pile.....	77
VII.2 Etude de la culée	79
VII.2.1 Implantation des culées	79
VII.2.2 dimensionnement des culées	79
VII.2.3vérification de Stabilité des culées.....	80
VI.2.4Ferrailage de la culée	85
VII.2.5 ferrailage de fondation de la culée.....	93
VII.3 Conclusion.....	93

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE

Liste des Tableaux

Chapitre III

TAB.III.1 : implantation des appuis.....	24
--	----

Chapitre IV

TAB. IV.1: les charges des éléments porteurs et non porteurs.....	35
TAB. IV.2 : Classe de pont.....	35
TAB. IV.3: Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	36
TAB. IV.4 : Les cas des charges A(L) pour 1 voie chargée.....	36
TAB. IV.5 : Les cas des charges A(L) pour 2 voie chargée.....	36.
TAB. IV.6 : Coefficient bc.....	37
TAB. IV.7 : Charge (bc) par voie.....	38
TAB. IV.8 : Coefficient bt.....	39
TAB. IV.9 : Valeurs des coefficients de majoration.....	40

Chapitre V

TAB. V.1 : La section homogénéisée de la poutre mixte	44
TAB. V.2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section mixte	45
TAB. V. 3 : vérification des contraintes à mi travée.....	50
TAB. V. 4 : vérification des contraintes sur appuis.....	50
TAB. V.5 : Tableau récapitulatif des contraintes.....	52
TAB. V. 6 : vérification de voilement pour le moment positive.....	52
TAB. V. 7 : Tableau récapitulatif des contraintes.....	53
TAB. V.8 : vérification de voilement pour le moment négative.....	53

Chapitre VII

TAB. VI.1 : Valeurs des sollicitations appliquées sur la pile.....	76
TAB. VII.2 : tableau efforts appliqués.....	77
TAB. VII.3 : tableau d'implantation des des culées.....	79
TAB. VII.4. : coefficients de poussée K.....	81
TAB.VII.5 : valeurs des moments dus à la poussée des terres.....	82
TAB.VII.6 : Calcul des poussées dues aux surcharges.....	82
TAB. VII.7 : les charges appliquant sur la culée.....	82
TAB. VII.8 : Vérification au renversement.....	84
TAB. VII.9 : vérification au glissement.....	84.
TAB. VII.10 : vérification de tiers central.....	84
TAB.VII.11 : Les valeurs de Mp/K sont données par SETRA PP73.....	86
TAB. VII.12 : Efforts agissant sur la dalle de transition.....	87
TAB. VII.13 : Les efforts agissant sur la base du mur frontale.....	88

Liste des figures

Chapitre I :

Fig. I.1 : Le pont de la Chapelle à Lucerne, en Suisse, construit en 1365.....	02
Fig. I.2 : Paris, Pont Neuf achevé en 1606.....	02
Fig.I.3: Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres..	03
Fig. I.4 : pont suspendu sur la Durance-1844-1848.....	03
Fig. I.5 : pont en arc du monde entier.....	03
Fig. I.6 : pont tunnel sous-marin -suède et Danemark- en. 2000.....	04.
Fig. I.7 : pont cadre avec un mur en aile.....	04.
Fig. I.8 : un pont portique double.....	04
Fig. I.9 : Pont Gabriel. Blois, Loir et Cher. (1724).....	04
Fig. I.10 : Pont en bambou avec des haubans en bambous, à Java.....	04
Fig. I.11 : pont en béton armé.....	05
Fig. I.72 : Pont de Coalbrookdale (Iron Bridge) 1779 Angleterre.....	05
Fig. I.13 : un pont routier.....	06
Fig. I.14 : un pont ferroviaire.....	06
Fig. I.15 : Une passerelle.....	06
Fig. I.6 : Un pont-aqueduc ou aqueduc.....	06
Fig. I.17 : Un pont-avion.....	06
Fig. I.18 : Un aqueduc est un passage construit.....	06
Fig. I.19 : les cinq familles des ponts	07
Fig. I.20 : schéma des trois grandes de ponts suivant l'action exercée.....	07
Fig. I.21 : un exemple de pont mixte bipoutre.....	08
Fig. I. 22 : comportement d'une structure mixte connectée.....	09
Fig. I.23 : Schéma descriptive d'un pont mixte bipoutre.....	09
Fig. I.24 : Schéma descriptive d'un pont mixte caisson.....	09
Fig. I.25 : pont à poutrelles enrobées.....	10
Fig. I.26 : Différentes parties d'un pont métallique.....	11
Fig. I.27 : Les grands systèmes de pont en fonction de la portée.....	11
Fig. I.28 : schéma montrant Poutraisons.....	12
Fig. I.29 : Entretoisement des poutres.....	13
Fig. I.30 : schéma des trois formes principales d'entretoisement.....	14
Fig. I.31 : Coupe schématique (dalle orthotrope).....	16
Fig. I.32 : Coupe schématique de raidissage longitudinal.....	16
Fig. I.33 : Coupe schématique de raidissage transversal.....	17

Chapitre II :

Fig. II.1 : présentation de l'ouvrage sur la carte.....	18
Fig. II.2 : Pont sur oued mhadjar commune ELMAIN.....	18
Fig. II.3 : Le Tracé en plan.....	19
Fig. II.4 : Le Profil en long.....	19
Fig. II.5 : profil en travers.....	20

Chapitre III :

Fig. III.1 : les caractéristiques dimensionnelles des poutres.....	25
Fig. III.2: les dimensions des poutres sur appuis.....	25

Fig. III.3 :les dimensions des poutres à mi- travée.....	26
Fig. III.4 : Coupe transversale (pont mixte « bipoutre »).....	26
Fig. III.5 : Schéma statique de 2ième variante.....	28
Fig. III.6 : Coupe transversale de voussoirs courants.....	29
Fig. III.7: Coupe transversale de voussoir sur la pile.....	29
Fig. III.8 : pile type voile.....	29
Fig. III.9 : culée remblayé.....	30
Fig. III.10 : coupe du mur de soutènement.....	31
Fig. III.11 : coupe longitudinale des 4 murs de soutènement (pont bipoutre).....	31
Figure 12 : coupe longitudinale des 3 murs de soutènement (pont voussoir).....	32

Chapitre IV :

Fig. IV.1 : Coupe transversale des éléments non porteurs.....	34
Fig. IV.2 : Coupe transversale du garde-corps.....	34
Fig. IV.3 : Disposition de système Bc sur le pont.....	37
Fig. IV.4 : Disposition de système Bt sur le pont.....	38
Fig. IV.5 : le système Mc120.....	39
Fig. IV.6 : Disposition de système Mc120 sur le pont.....	39
Fig. IV.7 : Un exemple de système D240 (Convoi exceptionnel).....	39
Fig. IV.8 : Disposition de système D240 sur le pont.....	40

Chapitre V :

Fig. V.8 : Coupe transversale du tablier.....	42
Fig. V.9 : Modélisation de pont bipoutre.....	42
Fig. V.10 : Diagramme du moment sous poids propre.....	42
Fig. V.11 : Diagramme du moment max due à la combinaison N°68a	43
Fig. V.12 : Diagramme du moment Min due à la combinaison N°76a.....	43
Fig. V.13 : L'efforts tranchant max dues à la combinaison N°68 a.....	43
Fig. V.14 : caractéristique de la poutre en acier.....	43
Fig. v.15 : caractéristique de la dalle en béton.....	44
Fig. V.16 :La dalle participante.....	44
Fig. V.17 : Centre de gravité de la section mixte.....	44
Fig. V.18 : Distribution des contraintes.....	45
Fig. V.19 : Effet de retrait.....	46
Fig. V.13 : photo représentative de voilement.....	51
Fig. V.14 : Les sollicitations sur la dalle.....	56
Fig. V.15 : diagramme de moments transversaux maximum à ELU.....	56
Fig. V.16: diagramme de moments maximum à ELS.....	57
Figure 17 :disposition des armatures transversale correspond aux sollicitations maximums.....	57
Fig. V.18 : ferrailage de la dalle.....	59
Fig. V19 : ferrailage de l'encorbellement.....	59
Fig. V.20 : les caractéristiques géométriques de l'entretoise	59
Fig. V.21 : Disposition des vérins.....	59
Fig. V.22 : Efforts dans l'entretoise après le levage du tablier.....	59
Fig. V.23 : effet de vent sur la dalle mixte.....	60
Fig. V.24 : exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.....	61
Fig. V.25 : Dimension du goujon à tête ronde.....	61
Fig. V.26 : Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical.....	63

Fig. V.27 : Déformation angulaire et contraintes résiduelles Longitudinales provenant du soudage.....	64
Fig. V.28 : Anomalies des soudages.....	64
Figure 29 : Principe de soudure.....	65
Fig. V.30 : Un chanfreiné en X.....	65
Fig. V.31 : Un chanfreiné en X des semelles supérieures.....	65
Figure 32 : Un chanfreiné en X des semelles inférieures.....	65
Fig. V.33 : Exemple des soudures bout à bout complètement pénétrées.....	65
Fig. V.34 : Assemblage soudé entretoise-âme.....	65

Chapitre VI:

Fig. VI.20 : Schéma représentatif de l'emplacement de joint de chaussé.....	68
Fig. VI.21 : schéma représentatif de rotation d'extrémité.....	68
Fig. VI.3 : Coupe transversale sur le joint.....	69
Fig. VI.4 : Joint de chaussée type FT150.....	69
Fig. VI.5 : joint de chaussées.....	69
Fig. VI.6 : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.....	70
Fig. VI.7 : Schéma d'appareil d'appui en élastomère fretté.....	71
Fig. VI.8 : Limitation des contraintes de cisaillement.....	72
Fig. VI.9 Ferrailage de dés d'appui.....	74

Chapitre VII:

Fig.VII.1: coupe longitudinale de la pile.....	75
Fig. VII.2 la section de console de chevêtre.....	78
Figure 3 : ferrailage de la semelle de la pile.....	79
Fig. VII.4 : coupe longitudinale de la culée.....	80
Figure 5 : vue en plan de la culée.....	80
Fig. VII.6 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.....	85
Fig.VII.7 : ferrailage de mur garde grève.....	87
Fig.VII.8: ferrailage de la dalle de transition sur 1 ml.....	88
Fig. VII.9 : ferrailage du mur frontal sur 1 ml.....	89
Fig.VII.10 : schéma représentatif des différentes charges appliquées au mur en retour.....	90
Fig. VII.11 : ferrailage de mur en retour.....	91
Fig. VI.12: ferrailage du corbeau.....	92
Fig. VI.13 : ferrailage de la semelle de culée.....	93

Introduction générale

Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont qui représente un passage supérieur de la pénétrante en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en tirant profit des logiciels de calcul selon le besoin.

Dans le cadre de nos études, nous essayons d'effectuer la conception et l'étude d'un pont à une six travées à en formes de tablier mixte (dalle et bipoutre) franchissant la route de OUED M'HADJER sur le chemin dans la wilaya de BBA.

Le mémoire sera divisé en Sept chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une recherche sur les ponts suivie d'une présentation de l'ouvrage et conception et pré -dimensionnement sur le pont, ainsi une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de l'effort de tablier par (logiciel robot), et des bipoutre profilés I. Et enfin une étude des infrastructures.

En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect de règles et de normes spécifiques. Mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit. La sécurité et le confort des usagers sont également pris en compte, à travers un choix motivé des équipements satisfaisant aux exigences spécifiées et en adoptant des dispositions constructives de nature à garantir à l'ouvrage la meilleure durabilité possible.

The background of the slide is a grayscale image of an architectural workspace. It features several sheets of paper with technical drawings, including floor plans and structural diagrams. Various drafting tools are scattered across the scene: a large T-square is positioned in the upper left, a ruler lies horizontally in the lower left, and a pair of compasses is in the lower right. A pen is also visible near the center. The overall composition is clean and professional, emphasizing the field of architecture and engineering.

Chapitre I : Recherche sur les ponts

CHAPITRE I : RECHERCHE SUR LES PONTS

I.1 Historique d'évolution des ponts au cours de temps

I.1.1 L'histoire de la construction des ponts

L'histoire de la construction des ponts est avant tout celle des matériaux qui les constituent. Les ouvrages primitifs étaient réalisés avec des matériaux naturels tels que le bois, les lianes et la pierre. Avec des lianes, on a construit des passerelles suspendues ; avec la pierre, des ponts en poutre – une simple dalle de pierre jetée entre deux appuis – et des arcs ; avec le bois, des ponts en poutre – une série de troncs d'arbres entre deux appuis – et des treillis de plus en plus complexes, travaillant en poutre ou en arc. Des passerelles de l'Himalaya constituent même des exemples de construction par encorbellements successifs, avec des troncs d'arbre encastrés dans une culée de pierres sèches et s'avançant de plus en plus au-dessus de la brèche ; et des exemples de pont-ruban tendus entre deux rives. [1]

I.1.2 Evaluation des ponts au cours des temps [2]

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire,).

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

I.1.2.1 Utilisation du bois

Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au 17^e siècle.



Fig. I.1 : Le pont de la Chapelle à Lucerne, en Suisse, construit en 1365.

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries. On peut distinguer :

- On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C.
- César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C.
- Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100 m sur le Danube, en 105 après J.-C.
- Le bois a encore été largement utilisé au 19^e siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

I.1.2.2 Utilisation de la pierre

La pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du 19^e siècle. La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances (compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.



Fig. I.2 : Paris, Pont Neuf achevé en 1606.

I.1.2.3 L'acier moderne

Avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts. Des poutres en acier assemblées entre elles, vont permettre de construire des ouvrages en structures métalliques beaucoup plus légers.

L'un des grands ingénieurs français de cette époque, spécialisé dans les structures métalliques, est Alexandre Gustave Eiffel (1832/1923). Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec la structure des ponts suspendus, les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable. C'est au 19^e siècle, en 1845, que la formulation du béton est mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Vint ensuite le béton armé (association d'armatures en acier au béton), puis le béton précontraint. Une nouvelle famille de ponts apparaît alors.

Les caractéristiques mécaniques du béton armé font que l'on construit des ponts en arcs, mais avec des portées plus importantes que les ponts en maçonnerie, de l'ordre de 100 m.

Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier, pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants.

I.1.3 Premier exemples de pont

I.1.3.1 Ponts suspendu

Le pont suspendu fut très tôt un moyen de franchissement traditionnel en Chine ancienne et chez les Incas en Amérique précolombienne, principalement dans les régions montagneuses où se présentait la difficulté de gorges à franchir. On en connaît également dans l'Himalaya. Ainsi on estime que l'on trouvait plus de 200 ponts suspendus chez les Incas au 16^e siècle à l'arrivée des Espagnols. [3] Un pont suspendu est un pont dont le tablier est suspendu à des pylônes par un système de câbles. Il est rangé dans la famille des ponts à câbles, combinant la traction, la compression et la flexion dans un fonctionnement plus complexe que les précédentes familles.

I.1.3.2 Ponts en arc



Dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion.

Fig. I.5 : pont en arc du monde entier.



Fig.I.3 : Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521 mètres.



Fig. I.4 : pont suspendu sur la Durance- 1844-1848.

I.1.3.3 Ponts tunnel

Un pont-tunnel est un ouvrage d'art combinant un ou plusieurs ponts avec un ou plusieurs tunnels sous-marins afin de franchir un bras de mer.

Fig. I.6 : pont tunnel sous-marin - suède et Danemark- en. 2000.



I.1.3.4 Ponts cadre et portique

Les ponts-cadres et portiques en béton armé constituent le type d'ouvrage très répandu pour les franchissements de faible importance, en milieu urbain ou non. Le présent document constitue une synthèse et un guide de conception détaillé, tant sur l'aspect technique que sur l'aspect esthétique de ce type d'ouvrage. On peut y trouver les renseignements nécessaires à l'établissement d'un projet d'ouvrage, aussi bien dans les lignes générales que dans les dispositions constructives de détail, ainsi que des conseils dans le choix des moyens de calcul automatique.



Fig. I.7 : pont cadre avec un mur en aile.



Fig. I.8 : un pont portique double.

I.1.3.5 Ponts en pierres

C'est peut-être le dernier ouvrage en pierre de cette importance construit en France. Il est érigé sur le Rhône au « Défilé de Pierre-Chatel » Commencé au cours de la deuxième guerre mondiale, il n'a été achevé qu'en 1946 du fait de la rareté des matériaux de construction tels que le ciment et l'acier Il comprend essentiellement un arc de 64 m de portée.

I.1.3.6 Ponts haubanés

Le premier pont à haubans construit remonte à 1784 et a été conçu par l'allemand Carl Imanuel öscher (1750-1813). Il fait 12 mètres de long et il est fait de métal et de bois.

Beaucoup de premiers ponts suspendus étaient des ponts hybrides entre suspensions et haubanages, comme la passerelle piétonne construite en 1817 à Dryburg Abbey et plus tard le pont Albert Bridge (1872) et le pont de Brooklyn (1883). Leurs concepteurs trouvaient que la combinaison des deux technologies aboutissait à un pont plus solide. L'année suivante, Eduardo Torroja



Fig. I.9 : Pont Gabriel. Blois, Loir et Cher. (1724).



Fig. I.10 : Pont en bambou avec des haubans en bambous, à Java.

construisait l'aqueduc de Tempul près de Jerez ; pour éviter de fonder une pile en rivière, il porta la travée centrale de 17 m à 34 m et en soulagea le poids par deux jeux de câbles qu'il suspendit aux pylônes. Il obtint ensuite la tension désirée en actionnant des vérins placés sous le passage des câbles au sommet des pylônes.

I.1.3.7 Ponts en béton armé

Dans les années 1860, l'architecte Alfred Dauvergne travailla à moderniser l'ancien château du 15^e siècle. Le propriétaire de l'époque, le comte Taupin art de Filière, souhaitait construire un pont supplémentaire sur les douves. Dauvergne proposa un pont métallique mais le propriétaire choisit de lui faire réaliser un pont en ciment armé dont Joseph Monier venait de déposer le brevet d'invention. Monier vint donc en 1875, réaliser à Chazelet ce qui fut le premier pont "multi-poutre" de 13,80m de portée et d'une largeur de 4,25m réalisé en béton armé au monde.



Fig. I.11 : pont en béton armé.

I.1.3.8 Ponts métalliques

Le premier pont métallique a été réalisé en fonte, en Angleterre. L'apogée des ponts en fonte est atteinte avec le pont du Carrousel construit à Paris en 1834 par Antoine-Rémy Polonceau. Les ponts suspendus en fer se développent aux États-Unis à partir de 1810. Mais c'est avec l'apparition de techniques de fabrication performantes de l'acier que vont vraiment se multiplier les ponts métalliques, en parallèle avec le développement du réseau ferroviaire.

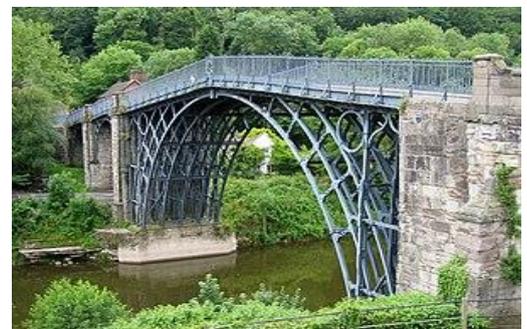


Fig. I.12 : Pont de Coalbrookdale (Iron Bridge) 1779 Angleterre.

I.2 Classification des ponts

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant, non courant), ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux formé des subdivisions. [4]

I.2.1 Classification selon la voie portée [5]

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

- Un pont-route ou pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignent un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts routes ;
- Un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway ;
- Une passerelle désigne un ouvrage portant une voie piétonne, pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues ;
- Un pont-aqueduc ou aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau, par contre un oléoduc ou un gazoduc désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte ;
- Un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal ;
- Un pont-avion ou pont-taxiway permettant le franchissement par les avions de routes comme, par exemple, à l'aéroport Paris-Charles-de-Gaulle ;
- Un aqueduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. De traverser des obstacles par l'homme ou résultant de ses activités.



Fig. I.13 : un pont routier.



Fig. I.14 : un pont ferroviaire.



Fig. I.15 : Une passerelle.



Fig. I.16 : Un pont-aqueduc ou aqueduc.



Fig. I.17 : Un pont-avion.



Fig. I.18 : Un aqueduc est un passage construit.

I.2.2 Classification selon la nature

I.2.2.1 Ponts fixes

Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe. [6]

I.2.2.2 Ponts mobiles

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zone portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe en traine la construction d'ouvrages d'accès implorants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelque dizaine de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant, il est plus économique d'envisager le franchissement par un pont mobile capable de s'effacer en cas de besoin devant le trafic de la navigation qui est prioritaire. On peut distinguer : [7]

- Un pont levant, est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple ;
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau ;
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale ;
- Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié.

I.2.2.3 Ponts provisoires

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie Militaire.[8]

I.2.2.4 Ponts habités

Un pont habité permettait au Moyen Âge à certains usagers de se loger, il assure plus généralement certaines fonctions liées à la ville.

I.2.3 Classification selon la structure

L'analyse de l'anatomie de l'ensemble des structures dans le monde, il ressort qu'il y a fondamentalement trois types d'éléments structurants : ceux qui transfèrent les forces axialement, par flexion ou par courbure. Une membrure dans un treillis est un élément transférant axialement les efforts, une poutre est un élément de flexion et les arcs des ponts en arc ou les câbles des ponts suspendus sont des éléments de courbure. Chaque structure est une combinaison de ces trois types d'éléments.

Certains éléments peuvent avoir un type comme fonction principale et l'autre comme secondaire, comme par exemple le tablier d'un pont à haubans. Il agit avant tout comme un élément de transmission de force axiale puisqu'il transmet des efforts aux haubans, mais les efforts des charges portées induisent également une déformation de cet élément par flexion.

- **Une première approche** : selon la nature des efforts transmis aux appuis ou aux culées conduit à classer les ponts en trois catégories :
 - Les ponts à câbles, présentant une composante horizontale de traction ;
 - les ponts à poutres, exerçant une action verticale de compression sur leurs appuis ;
 - les ponts en arc, présentant une composante oblique de compression tendant à éloigner la culée.
- **Une deuxième approche** : selon la nature des efforts dans l'élément structurel porteur conduit à classer les ponts en cinq catégories :
 - Ponts voûtés et ponts en arc : efforts de compression ;
 - Ponts à poutres : efforts de flexion ;
 - Ponts suspendus et ponts à haubans : efforts de traction.



Fig. I.19 : les cinq familles des ponts.

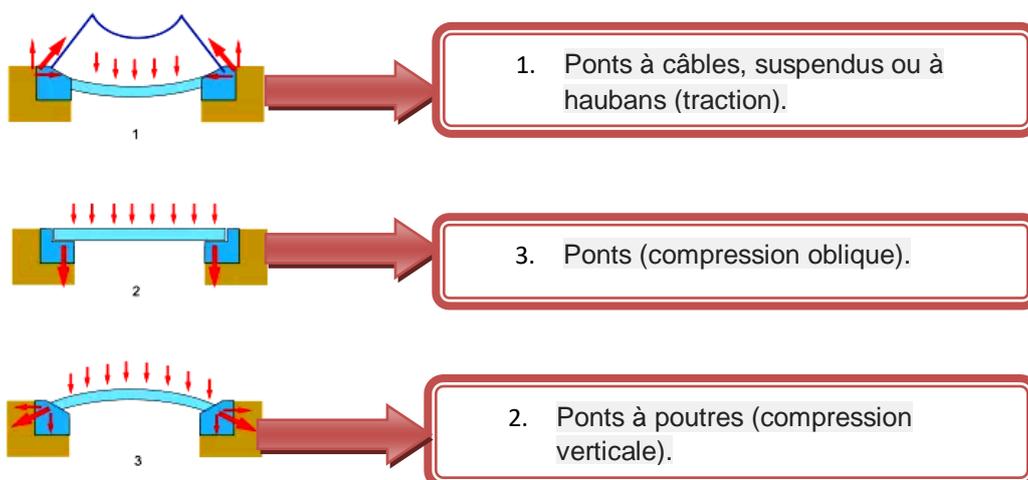


Fig. I.20 : schéma des trois grandes de ponts suivant l'action exercée.

I.2.4 Classification selon la brèche franchie

I.2.4.1 Viaduc

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus

grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir. La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie, certaines publications estiment qu'il convient d'utiliser le mot "viaduc" au-delà de 30 mètres d'ouverture et de 15 mètres de hauteur libre pour un pont voûté, et au-delà de trois travées pour les autres types de ponts. Ainsi certains ouvrages peuvent avoir deux dénominations, on parle de pont de l'île d'Oléron mais aussi de viaduc d'Oléron. De même pour le pont d'accès à l'île de Ré.

I.2.4.2 Nature de la brèche

Un pont est dit terrestre lorsque le pont franchit une rivière, une voie navigable ou tout autre espace terrestre. Il est dit maritime lorsque l'ouvrage franchit un bras de mer.

I.2.5 Classification selon la taille

Les grands ouvrages routiers sont différenciés des petits par la dénomination d'ouvrages non courants, par opposition aux ouvrages courants.

I.2.5.1 Ponts non courants

Sont considérés comme ouvrages non courants, d'une part, les ouvrages répondant aux caractéristiques suivantes :

- ✓ Les ponts possédant au moins une travée de plus de 40 mètres de portée ;
- ✓ Les ponts dont la surface totale de l'un des tabliers dépasse 1 200 mètres carrés ;
- ✓ Les tranchées couvertes ou semi-ouvertes de plus de 300 mètres de longueur ;
- ✓ Les ponts mobiles et les ponts canaux.



Fig. I.21 : un exemple de pont mixte bipoutre.

Sont également considérés non courants tous les ouvrages ne dépassant pas les seuils précédents, mais dont la conception présente des difficultés particulières, par exemple :

- ✓ Celles provenant du terrain (fondations difficiles, remblais ou tranchées de grande hauteur, risques de glissement...) ;
- ✓ Celles sortant des conditions d'emploi classiques (grandes buses métalliques d'ouverture supérieure à 8 mètres, voûtes en béton d'ouverture intérieure supérieure à 9 mètres ou dont la couverture de remblai est inférieure à 1/8 de l'ouverture intérieure, utilisation d'un dispositif ayant pour but de limiter la charge sur l'ouvrage) ;
- ✓ Celles liées à des modifications de solutions types résultant de la géométrie du tracé ou de recherches architecturales (ponts très biaisés ou à courbure prononcée...) ;
- ✓ Celles dues à l'emploi de techniques non codifiées et n'ayant pas fait l'objet d'un avis technique du SETRA (procédés de soutènement spéciaux...) ;
- ✓ Celles dues au caractère innovant de la technique ou du procédé.

I.3 Présentation des ponts mixtes ^[9]

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

La construction mixte associe la dalle en béton à la résistance de la structure globale. Elle est bien connue aujourd'hui et l'Euro code 4 [AFN.94] lui est entièrement consacré. La mixité acier béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. Il est le plus souvent

en compression. L'acier porte l'ouvrage sur de grandes distances tout en apportant de la légèreté. Il récupère alors les contraintes de traction (**Fig. I.23**).

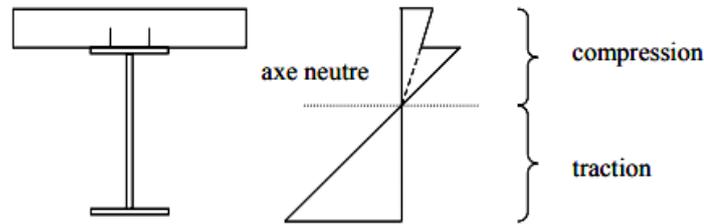


Fig. I. 22 : comportement d'une structure mixte connectée.

I.4 Les types de ponts mixtes ^[10]

On choisit le type selon la portée de pont : d'un pont mixte acier-béton.

I.4.1 Ponts mixtes de type bipoutres

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 inférieures à 100 - 120 m.

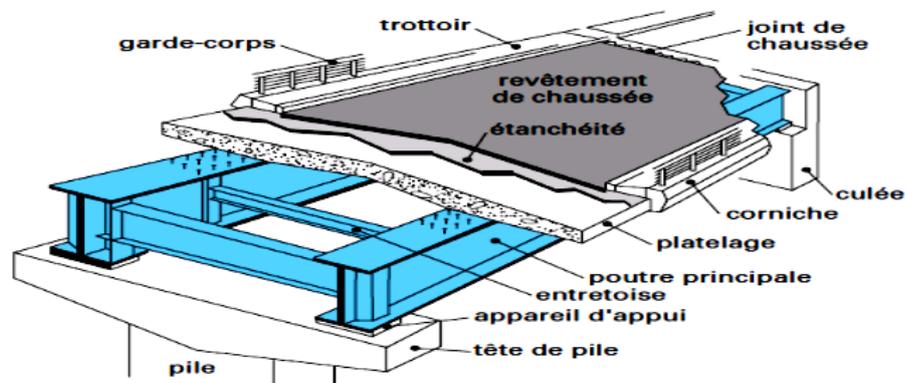


Fig. I.23 : Schéma descriptive d'un pont mixte bipoutre.

I.4.2 Ponts mixtes en caisson

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à réaliser et à entretenir. Toutefois ils peuvent être adoptés pour des considérations esthétiques ou par rapport à l'espace disponible pour la réalisation des appuis. ^[11]



Fig. I.24 : Schéma descriptive d'un pont mixte caisson

I.4.3 Pont mixte de type poutrelles enrobées

Le pont mixte illustré à la **fig. I.25** est de type poutrelles enrobées. Le tablier de ce pont est constitué de poutres en acier laminées partiellement ou totalement enrobées. L'avantage de ce dimensionnement est de ne pas faire appel à un étaielement provisoire durant sa mise en œuvre, ce qui est très intéressant lorsqu'il est difficile d'interrompre les voies de circulation comme les voies ferrées. Un autre avantage est la robustesse élevée de ce type de structures. Les grandes

quantités d'acier et de béton, nécessaires pour sa construction, n'en font pas une solution optimisée sur le plan économique et environnemental.



Fig. I.25 : pont à poutrelles enrobées.

I.4.4 Un pont mixte multi poutres

Est un pont dont le tablier est formé de raidisseurs en acier en partie inférieure et d'une dalle en béton armé ou précontrainte en partie supérieure. Les raidisseurs peuvent être soit des profilés métalliques laminés, soudés ou rivetés, à âmes pleines ou ajourées, soit des poutres en treillis et dispose parfois de poutres transversales appelée entretoises, reliant les raidisseurs principaux.

On retrouve dans cette catégorie les ponts mixtes bipoutres et quadri poutres, très répandus pour leurs facilités de mise en œuvre, leurs tonnages d'acier faibles et donc d'un coût moindre, leurs plages de portées ne dépasse que rarement les 100 m à 120 m. Les dimensions des poutres longitudinales influent en partie sur la rigidité du tablier et il serait alors inintéressant financièrement d'utiliser ce type d'ouvrage au-delà de certaines portées.

I.5 Conception d'un pont métallique ^[12]

La conception d'un pont est un long travail d'études visant à réunir les diverses contraintes dont l'importance et l'ordre de prédominance varient selon les projets parmi ces contraintes :

- Les données naturelles du franchissement ;
- Les données fonctionnelles de la voie portée ;
- Les procédés de construction ;
- L'insertion dans l'environnement ;
- Les coûts ;
- Les délais...

Les solutions propres aux ouvrages d'art métalliques s'articulent à partir des trois composantes principales définissant la structure d'un pont :

- Le système porteur (poutre, arc, suspension à câbles) ;
- La poutraison (âme pleine, caisson, treillis) ;
- Le platelage (béton, acier, mixte).

I.5.1 Franchissement

Les ouvrages peuvent avoir des formes extérieures semblables, mais se différencient et se caractérisent surtout par la nature particulière du trafic qu'ils ont à supporter. La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (**flexion**, **compression** et **traction**)

I.5.2 Typologie des ponts et éléments constitutifs

Pour remplir sa fonction, le pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation. Les structures du pont doivent répondre aux données du projet. De formes multiples et variées, elles se réduisent finalement toujours à un tablier et un système porteur composé d'appuis et de suspensions éventuellement. Les équipements respectent des standards propres à chaque type de voie concernée (route) et à son exploitation. Les équipements englobent :

- ✓ La structure de roulement qui est constituée par la chaussée pour la route et par le ballast ;
- ✓ Les appareils d'appui, les joints de chaussée ;

CHAPITRE 1 : RECHERCHE SUR LES PONTS

- ✓ Les organes de sécurité (garde-corps, glissières de sécurité, barrières) ;
- ✓ Les évacuations des eaux, l'étanchéité, la corniche, les circulations de visite, les matériels de voies (caténaires, poteaux, signalisation).

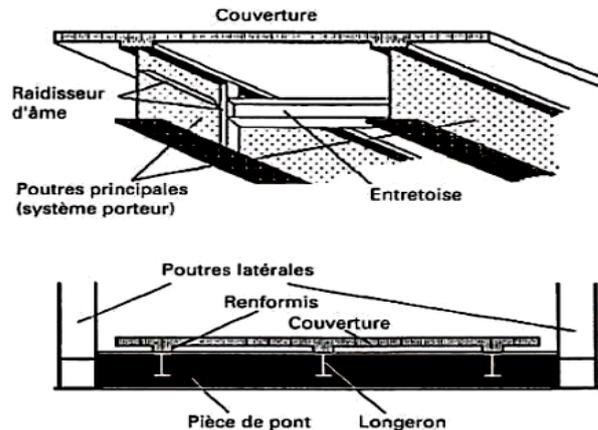


Fig. I.26 : Différentes parties d'un pont métallique

I.5.2.1 Tablier : platelage et poutraison

Le tablier est la partie d'ouvrage qui porte directement la voie (route) et en assure la continuité parfaite. Il comprend un platelage et une poutraison. Le platelage, porteur de la chaussée ou du ballast, est le premier élément de résistance du pont. Il travaille en dalle sous les surcharges de circulation de la voie et participe à la flexion d'ensemble du tablier. La dalle est le plus souvent en béton armé, dans certains cas en acier ; mais elle peut également être mixte. La poutraison métallique porte le platelage auquel elle est connectée (dalle en béton) ou soudée (dalle en acier) et se compose de :

- Poutres longitudinales principales, complétées parfois par des poutres secondaires appelées longerons ;
- Structures d'entretoisement disposées transversalement aux poutres pour les liasonner entre elles et supporter éventuellement la dalle.

I.5.2.2 Système porteur

Le système porteur désigne l'ensemble des parties d'ouvrage qui supportent le tablier. Les culées marquent les origines du pont à chaque extrémité du tablier et assurent la transition entre la voie sur terre et la voie sur pont. Entre les culées, le tablier est porté, selon les cas :

- « Par le dessous » sur des piles ;
- « Par le dessus » au moyen de câbles et pylônes.

Les différentes variations sur ces deux modes de « portage » donnent les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts haubanés et les ponts suspendus.

I.5.3 Systèmes porteurs de tabliers

La disposition des appuis de tablier et leur nature dépendent de nombreux facteurs dont l'importance varie selon les données du projet :

- Grandeur et profondeur de la brèche ;
- Données géotechniques du sol ;
- Servitudes des voies franchies ;
- Dégagement d'un gabarit ;
- Tracé de la voie ;
- Conditions d'exploitation de la voie dont la vitesse ;
- Les procédés de construction et de montage.

Il y a de multiples façons de porter le tablier d'une culée à l'autre, mais elles se ramènent toutes à deux principes fondamentaux caractérisant la position et la nature des appuis :

- Le système porteur sur appuis inférieurs « rigides » : le tablier est en appui sur des piles ;

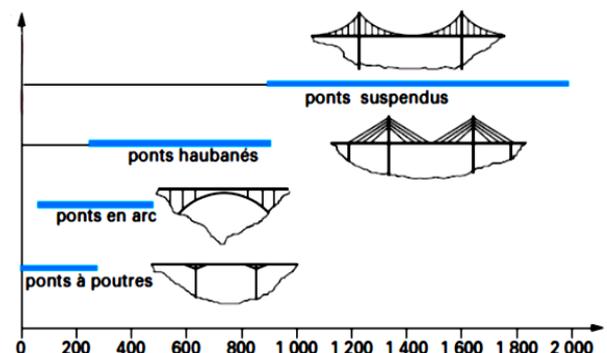


Fig. I.27 : Les grands systèmes de pont en fonction de la portée

- Le système porteur par suspension « souple » : le tablier sera porté par un arc, ou suspendu à une structure en câble de type haubanée ou suspendue.

Les appuis passent du « dessous » au « dessus ». D'un système d'appuis fixes et écartés on passe à un système d'appuis élastiques et rapprochés ; d'un fonctionnement rigide en flexion seule on évolue vers un fonctionnement plus souple mais plus complexe aussi, mêlant flexion, compression et traction. Au total, trois possibilités de porter un tablier : sur des piles, sur un arc et avec des câbles, possibilités auxquelles sont attachées les quatre grandes familles classiques d'ouvrages :

- ✓ Ponts à poutres ;
- ✓ Ponts en arc ;
- ✓ Ponts à haubans ;
- ✓ Ponts suspendus.

I.5.4 Poutraisons

Le terme poutraison recouvre tous les éléments structuraux du tablier autres que le platelage. Plus précisément, il s'agit des poutres principales et de leur entretoisement. Dans ce paragraphe, vont être examinées les trois formes classiques.

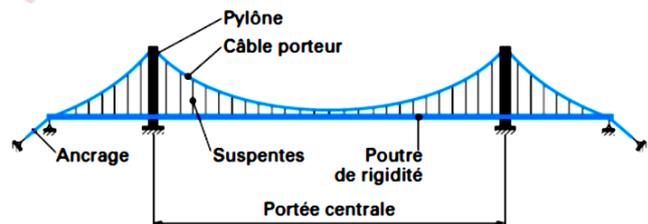


Fig. I.28 : schéma montrant Poutraisons

De construction de poutraison : poutres à âme pleine, en caisson et en treillis, avec les formes d'entretoisement qui leur sont adaptées ; et ce dans les deux façons de disposer la poutraison : au-dessous et au-dessus du platelage.

I.5.4.1 Position relative poutraison-platelage

Il y a trois façons de placer la poutraison par rapport au platelage :

- Au-dessous ; la poutraison est dite « sous chaussée » ou « sous rail » ;
- Au-dessus ou à côté, la poutraison est dite « sur chaussée » ou « latérale » ;
- A un niveau intermédiaire.

• Interaction poutres et entretoisement

L'étude des éléments transversaux permet de fixer la coupe transversale de l'ouvrage par le nombre de poutres, leur écartement, leur entretoisement ainsi que le mode de fonctionnement de l'ensemble de la structure. L'entretoisement intervient dans le mode de fonctionnement de la poutraison. Le rôle joué par les éléments transversaux s'exprime dans plusieurs domaines.

• En flexion générale de l'ouvrage

- En flexion locale ;
- Sur appuis ;
- En fabrication et en montage.

Le comportement de l'entretoisement est très dépendant du type de poutraison auquel il est associé, et réciproquement. Il en résulte des solutions et des dispositions constructives propres à chaque tablier.

I.5.4.2 Poutraison « sous » chaussée

Il y a trois façons de concevoir les poutres : à âme pleine, en caisson ou en treillis.

a) Poutres à âme pleine

• Poutrelles et PRS

Dans les ouvrages de moyennes et grandes portées, domaine des tabliers métalliques, les poutres principales, de grande hauteur (5 m pour une travée « route » de 100 m), sont fabriquées « sur mesure » par soudage. La poutre prend le nom de « poutre reconstituée soudée », ou PRS. Chaque semelle, dont la section est ajustée sur la courbe-enveloppe des moments fléchissant,

voit son épaisseur varier tout au long de la poutre.

- **Poutraison à deux ou plusieurs poutres**

Le tablier bipoutre constitue le tablier métallique le plus simple. Avec un platelage en béton armé connecté à la poutraison, le bipoutre mixte est actuellement le type de tablier le plus économique. Au-delà de 120 m de portée, il est associé à un platelage orthotrope pour donner le tablier « tout acier ». Structuellement, le bipoutre convient aussi bien aux ponts-rails qu'aux ponts-routes, quelle que soit la largeur de la chaussée, en jouant sur le mode d'entretoisement. Le tablier multi poutre comprend plusieurs poutres espacées de 3 à 5 m, est désormais réservée aux tabliers très larges ou très élancés, comme alternative au bipoutre.

- **Entretoisement des poutres**

Réparti tous les 7 à 10 m s'il ne porte pas la dalle, ou tous les 4 m s'il est porteur, l'entretoisement se présente sous deux aspects :

- **L'entretoisement souple**, fait d'un profilé en double té soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (entretoise, a) ou en partie haute sous le platelage (pièce de pont, b). La structure en portique (H ou W) ainsi réalisée est déformable ;
- **L'entretoisement rigide** de type triangulé (c) est fait de barres (membrures, diagonales et montants) assemblées souvent par boulons.

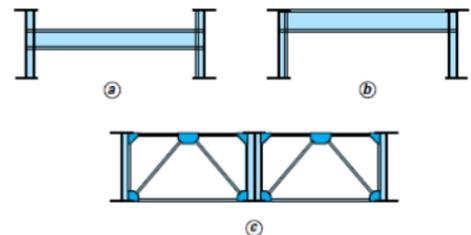


Fig. I.29 : Entretoisement des poutres.

- **Fonction de l'entretoisement dans les ponts à poutres**

Sous les actions locales, la pièce de pont supporte la dalle et les surcharges verticales de circulation et reporte les efforts sur les poutres principales. L'entretoise simple, en revanche, n'est pas concernée directement par les actions locales puisqu'elle ne porte pas la dalle.

Sous les actions d'ensemble, l'entretoisement, assume plusieurs fonctions :

- La répartition des charges entre les poutres principales ;
- La stabilisation des poutres contre le déversement par le maintien des semelles inférieures comprimées aux montants des cadres ;
- Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales de vent sur les appuis ;
- La transmission des réactions d'appui verticales et horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis ;
- Le raidissage transversal des poutres par le biais des montants d'entretoise.

b) **Poutres en caisson**

- **Conception générale de la poutre en caisson**

Dans sa forme la plus simple, la poutre en caisson comporte deux âmes, verticales ou inclinées, reliées à leur base par une tôle de fond raidie formant la semelle inférieure. La semelle supérieure, identique à celle du tablier à poutres, est adaptée au type de platelage choisi : béton armé ou dalle orthotrope métallique. La semelle inférieure, large et mince, donc sensible à l'instabilité de voilement, est raidie par des raidisseurs longitudinaux et transversaux.

- **Cas d'utilisation des poutres en caisson**

Plusieurs considérations justifient l'adoption de cette solution :

- ✓ Les ponts courbes ;
- ✓ La réduction des déformations transversales ;
- ✓ Les tabliers à grands élancements ;
- ✓ L'aérodynamisme ;
- ✓ La qualité architecturale.

- **Types de tabliers à poutres en caisson**

- ✓ Le caisson unique ou mono caisson est la solution la plus courante
- ✓ Le double caisson
- ✓ Le caisson multicellulaire.

- **Entretoisement des tabliers en caisson**

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

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

- ✓ Le cadre souple « ouvert » ;
- ✓ Le cadre rigide triangulé ;
- ✓ Le diaphragme.

c) Poutres en treillis sous chaussée

Parce qu'elle demande environ deux fois plus de hauteur qu'une poutre à âme pleine, et que sa fabrication atteint un coût plus élevé, la poutre en treillis sous chaussée est une solution peu employée. Cette structure présente pourtant des avantages : elle est légère et possède une grande raideur flexionnelle.

I.5.4.3 Poutraison « sur » chaussée

Cette disposition s'adresse aujourd'hui presque essentiellement aux seuls ponts à poutres soumis à de difficiles contraintes de profil en long et de gabarit ainsi qu'aux ponts mobiles. Elle est plus couramment utilisée en pont-rail qu'en pont-route. Deux emplacements sont possibles pour disposer les poutres « au-dessus » du platelage :

- À l'extérieur des voies : le tablier est dit « à poutres latérales » ;
- Dans l'axe du tablier : la poutre est unique et axiale ; cette disposition est très rare.

Les formes de poutre utilisées sont le plus souvent en treillis, quelquefois à âme pleine, très rarement en caisson.

a) Poutres latérales en treillis

Les poutres sont placées à l'extérieur des gabarits des voies routières ou ferroviaires. Elles sont liaisonnées par une structure faite de pièces de pont et de longerons qui porte le platelage en béton ou métallique et transmet les charges et surcharges aux nœuds inférieurs de la poutre. La poutre Warren est aujourd'hui la forme de treillis la plus répandue.

Du point de vue géométrique, elle est de hauteur constante avec un élancement L/H_p allant de 10 pour les ponts-rails et à 15 pour les ponts-routes ; l'angle d'inclinaison des diagonales par rapport à l'horizontale est d'environ 45° pour une poutre sans montant et de 55° pour une poutre avec montant ; le nombre de panneaux et la distance entre nœuds en découlent.

Les sections généralement retenues sont :

- Des caissons pour les membrures des poutres principales ;
- Des PRS (poutres reconstituées soudées) pour les pièces de pont, les diagonales et les montants. Les assemblages sur chantier sont soudés ou boulonnés au moyen de boulons à serrage contrôlé.

b) Poutres latérales à âme pleine

Le concept d'ensemble est identique à celui des poutres latérales en treillis mais les poutres sont ici à âme pleine, donc moins hautes.

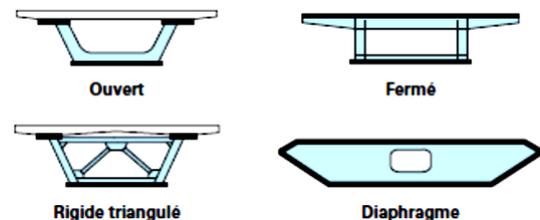


Fig. I.30 : schéma des trois formes principales d'entretoisement.

L'entretoisement est constitué par les pièces de pont et les montants qui forment un cadre en U. La coupe transversale en forme de H est plus rare : les pièces de pont sont alors placées à un niveau intermédiaire. L'application la plus intéressante qui en est faite concerne les ponts-rails de moyenne portée (cf. article Ponts métalliques. Applications spécifiques dans cette rubrique). En pont-route, en revanche, l'effet de paroi bordant la chaussée lui est préjudiciable à partir d'une certaine hauteur de poutre : aussi ne rencontre-t-on ce tablier que rarement et plutôt pour des petits ponts mobiles que pour des petits ponts fixes.

I.5.5 Platelages (couvertures)

Les platelages de tabliers doivent dans tous les cas être conçus afin de :

- Résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes ;
- Transmettre ces efforts locaux aux poutres principales ;
- Assurer le contreventement horizontal du tablier ;
- Participer (sauf cas particulier) à la flexion d'ensemble des poutres principales.

I.5.5.1 Dalle en béton armé collaborant (participante)

Les couvertures les plus courantes sont les dalles en béton armé participantes.

a) Fonctions de la dalle

• Résistance en flexion locale

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

- Le schéma d'appui de la dalle sur la poutre métallique détermine le niveau des sollicitations. On en déduit l'écartement des poutres et le type d'entretoisement porteur de la dalle, si nécessaire ;
- L'épaisseur de la dalle et son ferrailage fixent les propriétés mécaniques de résistance avec toutefois une limite d'épaisseur afin de ne pas augmenter les charges mortes ni aggraver le bilan des sollicitations de flexion d'ensemble (30 cm d'épaisseur moyenne en pont-route) ;
- La résistance du béton : on choisit généralement des qualités B35 (Rc 35 MPa).

• Résistance en flexion d'ensemble et connexion de la dalle

La participation de la dalle dans le travail de flexion d'ensemble suppose que le béton soit comprimé, sinon faiblement tendu, et exige une connexion entre les poutres métalliques et la dalle en béton capable de s'opposer au glissement et au soulèvement de la dalle par rapport aux semelles des poutres. On distingue quatre genres de connexion se différenciant par leur mode de fonctionnement :

- ✓ La connexion par butée ;
- ✓ La connexion par ancrage ;
- ✓ La connexion par butée et ancrage ;
- ✓ La connexion par frottement.

b) Méthodes d'exécution de la dalle en béton

Elles font appel à deux techniques :

- la dalle coulée en place sur l'ossature à l'aide d'un outil de coffrage mobile complété parfois par un coffrage traditionnel est actuellement la méthode la plus répandue ;
- la préfabrication de la dalle par petits panneaux posés à la grue ou par grandes longueurs mises en place par poussage. Ces procédés, qui apportent une réponse favorable au problème de la fissuration par retrait au jeune âge, devraient connaître un certain développement.

Mais, quel que soit le procédé retenu, le problème de la dalle en béton des ponts mixtes est le contrôle de sa fissuration provoquée par le dépassement de la capacité de résistance en traction du béton (cf. article Ponts métalliques. Applications spécifiques dans cette rubrique).

I.5.5.2 Dalle mixte acier-béton

Le concept d'une dalle mixte, elle est constituée :

- D'une tôle en acier, épaisse de 6 à 10 mm, servant à la fois de coffrage et d'armature inférieure pour la dalle en béton ;
- D'une dalle mince en béton armé (8 à 10 cm d'épaisseur) ;
- D'un système de connecteurs assurant la liaison et la transmission des efforts de glissement entre la tôle et la dalle ;
- Connecteurs goujons ou connecteurs en plats pliés (dalle Robinson).

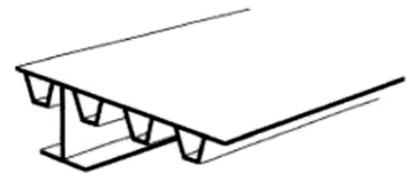
Elle repose sur des pièces de pont distantes de 6 à 8 m et des longerons espacés de 1 à 2 m formant un réseau de poutres croisées.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

Malgré ses avantages reconnus, légèreté (300 kg/m²), réduction de l'épaisseur du tablier, coffrage tout fait, participation à la résistance d'ensemble, la dalle mixte était lourdement handicapée par un prix de revient élevé lié au coût de la pose des connecteurs. Avec l'évolution des procédés de construction, l'idée peut renaître.

I.5.5.3 Dalle orthotrope tout acier

N'accusant qu'une masse moyenne de 185 kg par mètre carré, la dalle orthotrope tout acier est quatre fois plus légère qu'une dalle en béton armé de 30 cm. Cet avantage de légèreté s'exprime pleinement lorsque la « chasse » au poids est une



condition déterminante du projet : c'est le cas des ouvrages de grandes portées et des ponts mobiles. **Fig. I.31 : Coupe schématique (dalle orthotrope).**

a) Conception de la dalle orthotrope sur pont-route

La dalle est constituée d'une tôle de platelage de 12 mm d'épaisseur au minimum, renforcée sur sa face inférieure par un système de raidisseurs orientés selon deux directions orthogonales, d'où le qualificatif « orthotrope », contraction des mots « orthogonal » et « anisotrope ».

• Raidissage longitudinal

Le raidissage constitué des profils composés et fermés de forme trapézoïdale, forme à laquelle on doit le nom d'« auget » attribué à ce raidisseur. L'espacement de 300 mm a été conservé entre chaque ligne d'attache sur la tôle, donnant à chaque auget une ouverture de 300 mm et un entraxe de 600 mm.

Les augets ont une épaisseur minimale de 6 mm, à condition que l'intérieur de la section soit garantie étanche et à l'abri de toute corrosion. Leur hauteur est de l'ordre de 250 à 300 mm pour une portée de flexion de 4 m entre appuis sur pièces de pont. L'ensemble tôle-raisseurs possède ainsi des caractéristiques de rigidité flexionnelle et torsion elle lui permettant à la fois de supporter les actions

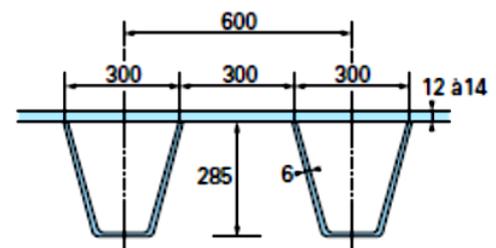


Fig. I.32 : Coupe schématique de raidissage longitudinal.

locales de poinçonnement, la flexion locale, et d'assurer la fonction de semelle supérieure de la poutre dans la flexion d'ensemble.

• Raidissage transversal

Tous les 4 m environ, une pièce de pont prolongée par des consoles rigidifie la dalle dans la direction transversale ; elle constitue l'appui du platelage et fait aussi partie du dispositif d'entretoisement transversal de la section du tablier. Les augets, dont la continuité doit être préservée, s'emboîtent dans les découpes pratiquées dans l'âme à laquelle ils sont soudés sur leurs flancs.

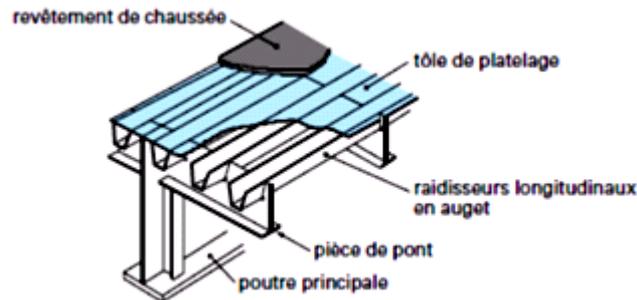


Fig. I.33 : Coupe schématique de raidissage transversal.

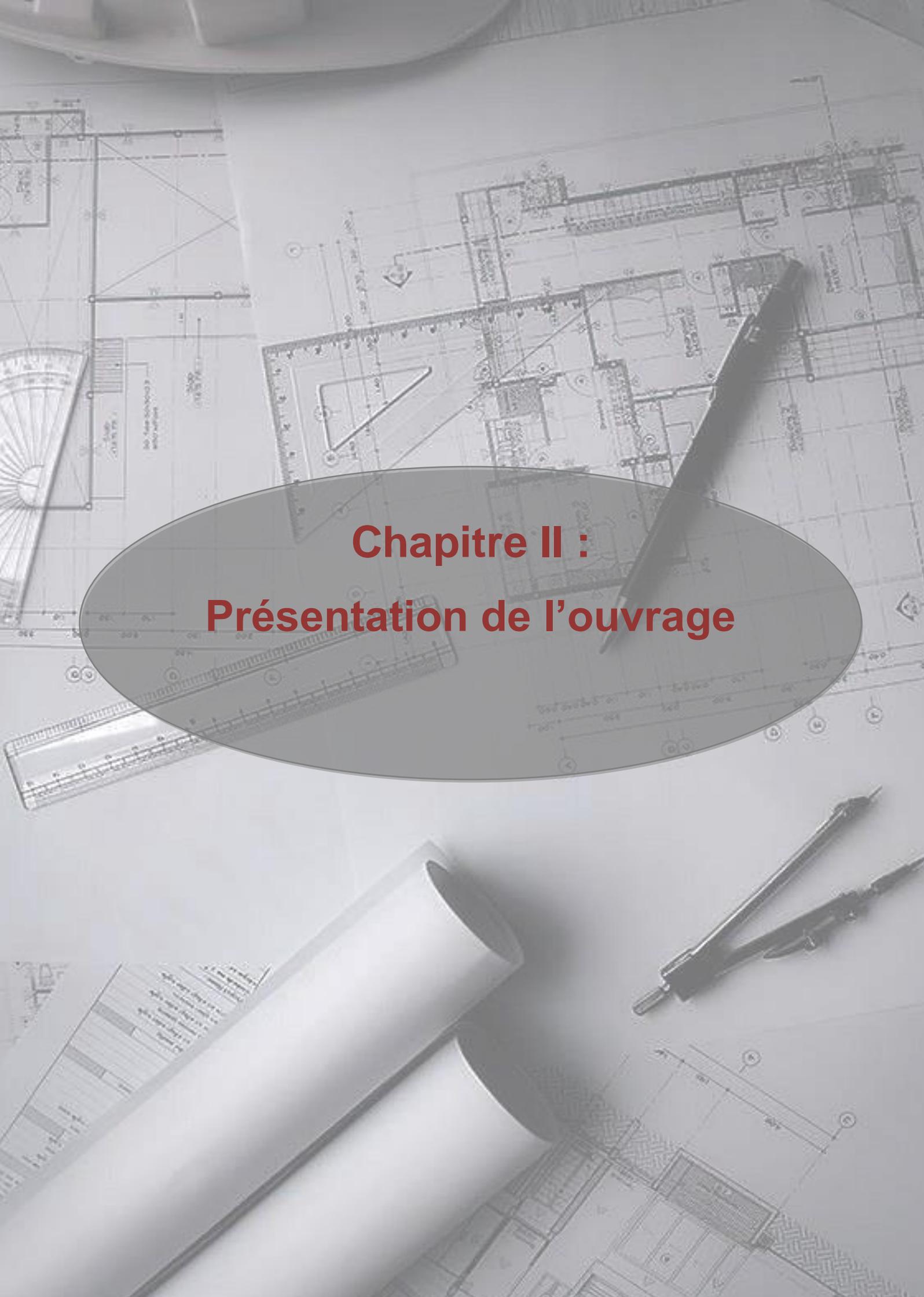
b) Prise en compte de la fatigue dans la dalle orthotrope

Appliqué aux ponts-routes, le platelage orthotrope reçoit les surcharges roulantes au travers d'une couche d'environ 8 cm de revêtement de chaussée. La tôle de platelage ainsi que les tôles de l'auget sont donc soumises à des sollicitations locales très agressives. Les contraintes cycliques et alternées affectant les liaisons soudées sont typiques d'un mode de sollicitation de fatigue. Il convient donc d'en limiter les effets par l'adoption de bonnes dispositions constructives telles que la continuité des augets au travers des âmes de pièces de pont et le respect d'un bon niveau de qualité pour l'exécution des soudures de liaison de l'auget sur la tôle de platelage et sur la découpe de la pièce de pont.

I.6 Conclusion

Les ponts sont des infrastructures d'une grande importance dans le système routier d'un pays, leur bon fonctionnement doit être assuré, ce qui impose la nécessité d'améliorer leur comportement sismique. Dès lors, le secteur des travaux publics en Algérie a pris en charge l'élaboration d'un référentiel pour la conception sismique de ces ouvrages désigné sous le nom de : « Règles Parasismiques Applicables au domaine des ouvrages d'art » RPOA 2008.

Ce travail s'articule sur un cas d'étude de pont parmi les plus fréquemment utilisés, choisis pour couvrir les deux cas de dimensionnement possible.

The background of the slide is a grayscale image of architectural blueprints. Various drafting tools are scattered across the drawings, including a large T-square, a set square, a ruler, a compass, and a pen. A semi-transparent dark oval is centered on the page, containing the chapter title in red text.

Chapitre II : **Présentation de l'ouvrage**

Chapitre II : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

II. 1 Introduction

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

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

II.2 But de l'étude

L'objectif sous-jacent est l'élaboration d'un pont permettant le franchissement de OUED M'HADJER sur le chemin dans la wilaya de BBA.

II.3 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage consiste à franchir OUED M'HADJER, avec raccordement entre RN 74 et CW35 au niveau des wilayas tes de Bejaïa et Sétif et leCW43 au niveau de la wilaya de BBA, implanté entre le PK (6+500) et le PK (6+769.47),



Fig. II.1 : présentation de l'ouvrage sur la carte.



Fig. II.2 : Pont sur oued mhadjar commune ELMAIN.

CHAPITRE 2 : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

II.3.1 Les caractéristiques de l'ouvrage

- Longueur : 269.47 m ;
- Largeur de tablier : 8.5 m ;
- La pente : 1.75 %.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir des services aux usagers, on distingue :

- ✓ Les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement ;
- ✓ Les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

II.4 Données fonctionnelles

II.4.1 Trace en plan

Le tracé en plan est ligné définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage est droite et a une longueur de 269.47 m environ.



Fig. II.3 : Le Tracé en plan.

II.4.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, il présente une longueur de 269.47 m et une pente de $i=1.75\%$.

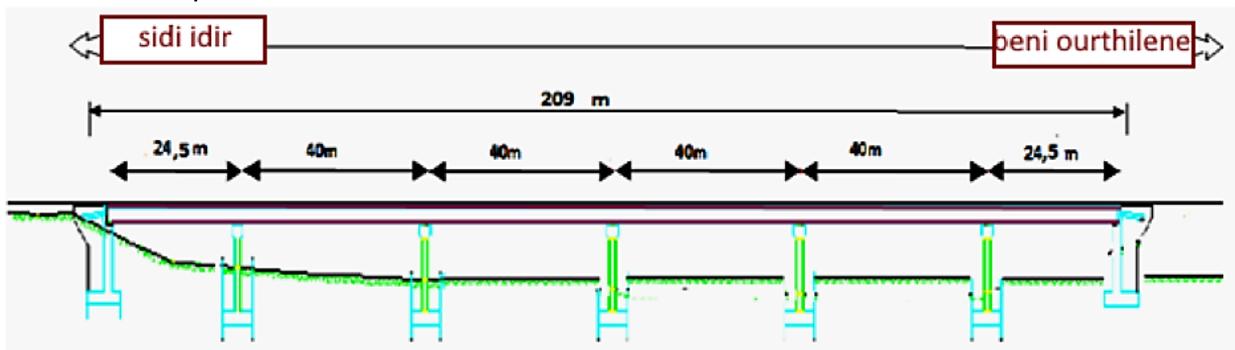


Fig. II.4 : Le Profil en long.

II.4.3 Profil en travers

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

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont :

- Largeur roulable : $L_r = 7$ m
- Largeur utile : $L_u = 8.5$ m
- Largeur du trottoir : $l = 0,75$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies.

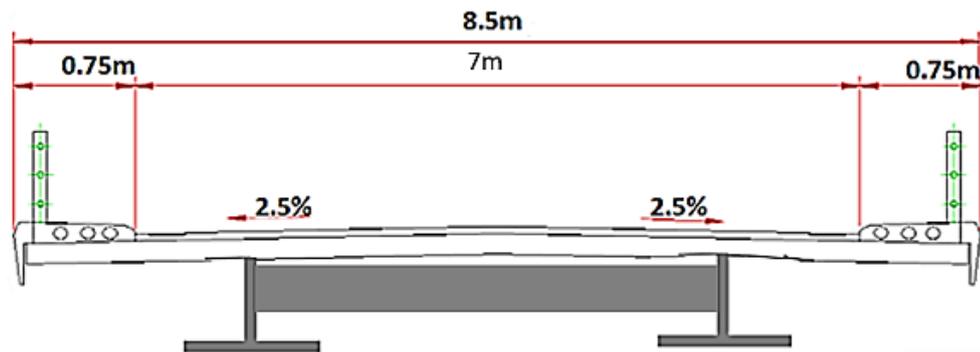


Fig. II.5 : profil en travers.

II.5 Données naturelles

II.5.1 Données géologiques

Le site fait partie du lit d'Oued D'EL MAIN. Selon la carte géologique de AKBOU N° 68 a l'échelle 1/50000, la géologie régional est représentée par de complexe poste nappe du quaternaire, il s'agit des alluvions, pierrailles, cailloutis, sable et limon. Cette formation repose sur un substratum marneux.

II.5.2 Données géotechniques

Le terrain dans lequel notre ouvrage sera implanté est caractérisé par la présence d'une couche de formations alluvionnaires généralement dont l'épaisseur est conséquente en dépassons 15 m sous le côté nord. Cette couche alluvionnaire devient moins épaisse. Sous cette couche, le sol devient marneux, altéré en surface et dure en profondeur.

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons prélevés n'ont pas révélé la présence de sulfates. Le problème de tassement n'est pas à craindre vu les caractéristiques des sols de fondation.

Les résultats indiquent une agressivité nulle du sol à l'égard du béton (la classe d'agressivité est **A0**). Le béton sera confectionné avec du ciment normal. Selon le RPA, le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

II.5.3 Données hydrologiques

D'après le calcul et l'étude hydrologique et hydraulique effectué, nous avons aboutis à des résultats suivant : $Q_{100}=1245.78 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_{d'eau}=1.29\text{m}$

II.5.4 Sismicité

La région de BBA est située dans une zone de moyenne sismicité (II-a), donc le coefficient d'accélération peut varier entre **A=0.15** et **0.20**.

II.6Caractéristiques des matériaux

II.6.1 Béton

- Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} ;
- Le béton est de **classe B 20/30**, il est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**, avec un contrôle strict ;
- La masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

- **Résistance caractéristique à la compression**

$$f_{c28} = \begin{cases} 30 \text{ MPa} & \text{pour le béton du tablier} \\ 25 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

- **La résistance caractéristique à la traction**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPa (pour tablier).}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa (pour les appuis).}$$

CHAPITRE 2 : PRESENTAION DE L'OUVRAGE

- **la contrainte limite de compression en service :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{cj} \Rightarrow \sigma_{bc} = \begin{cases} 18 \text{ MPa} & \text{pour le béton du tablier} \\ 15 \text{ MPa} & \text{pour le béton d'appui et les fondations.} \end{cases}$$

- **la contrainte limite de compression à l'état limite ultime :**

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h : $f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$

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

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 17 \text{ Mpa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 22.17 \text{ Mpa} & \text{en situations accidentelles (béton du tablier).} \\ 14.16 \text{ Mpa} & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 18.47 \text{ Mpa} & \text{en situations accidentelles (béton des appuis et fondations).} \end{cases}$$

- **Coefficient de poisson**

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

$$\nu = 0,2$$

- **Module de déformation longitudinale du béton E :**

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) : Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (tel que charges routière), le module de déformation instantané du béton est :

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

Module de déformation différée (longue durée) : Pour les charges de longue durée (tel que poids p, superstructure, précontrainte...), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

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

II.6.2 Aciers passifs

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe F_eE400

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

- **Dans le cas normal**

$$\text{D'où : } \sigma_s = 400/1,15 = 340 \text{ (MPa).}$$

Avec γ_s : Coefficient de pondération pris égale à 1,15.

- **Dans le cas accidentel :**

$$\text{D'où : } \sigma_s = 400/1 = 400 \text{ (MPa).}$$

Avec γ_s : coefficient de pondération pris égale à 1

II.6.3 Aciers de précontrainte « actifs »

Concernant notre étude, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des

câbles **T15 super**.

- **Caractéristiques des câbles**

Selon FREYSSINET

- ✓ Poids de 1T15S = 1,178(kg/m) ;
- ✓ Section de T15S = 150 (mm²) ;
- ✓ limite d'élasticité : $F_{peg} = 1660$ (MPa) ;
- ✓ limite de rupture : $F_{prg} = 1860$ (MPa).

II.6.4 Aciers de charpente :

L'acier utilisé pour la construction métallique est l'acier de nuance S355 ayant pour limite élastique. **Fe = 355Mpa**

- **La contrainte admissible en compression simple est :**

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma = \frac{2}{3} \times 355 = 237 \text{Mpa}$$

- **La contrainte admissible en traction simple est :**

$$\sigma_a = \frac{3}{4} \sigma = \frac{3}{4} \times 355 = 266,25 \text{Mpa}$$

- **Module d'élasticité**

$$E = 210000 \text{N/mm}^2$$

- **Module de cisaillement**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 87500 \text{ N/mm}^2$$

II.7 Logiciel de calcul

Pour notre étude on utilise le logiciel Robot V.19 ; Le robot est un logiciel de modélisation, d'analyse et dimensionnement des différents types de structures. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des résultats obtenus. Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

II.8 Conclusion

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données citées plus haut. le point de situation et l'implantation de l'ouvrage, et les caractéristiques géotechniques ainsi que les caractéristiques géométriques (tracé en plan , profil en long et profil en travers) et la zone sismique, Ces informations sont indispensables pour engager une étude dans de bonnes conditions.

The background of the slide is a grayscale photograph of an architectural workspace. It features several sheets of paper with technical drawings, including floor plans and sections. Various drafting tools are scattered across the scene: a large T-square is positioned horizontally in the upper middle; a long ruler lies diagonally in the lower left; a set of compasses and a pen are in the lower right; and a large, light-colored cylindrical object, possibly a container or a roll of paper, is in the bottom left. The overall composition is clean and professional, emphasizing the technical nature of the subject.

Chapitre III :
Conception et pré
dimensionnements



Chapitre III : CONCEPTION ET PREDIMENTIONNEMENT

III.1 Introduction

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique, économique et esthétique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles (qui sont l'ensemble des éléments de son environnement), et fonctionnelles imposées (qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement).

L'étude d'un projet est conduite par un ingénieur expérimenté et imaginatif, et capable d'une hardiesse réfléchie dans la recherche de solutions à la fois économique et originales

III.2 Choix du type d'ouvrage

Le choix du type de l'ouvrage est une démarche itérative qui consiste à la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel du franchissement des obstacles.

III.3 Critères de choix du type d'ouvrage

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir ;
- La voie portée : pont (route, rails.....) ;
- Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- Leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

III.4 Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage

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

III.5 Proposition des variantes

Afin de définir les solutions possibles pour le franchissement en question, il est important de faire le tour des différents types de ponts, à savoir :

- Les ponts en béton ;
- Les ponts métalliques ;
- Les ponts mixtes ;
- Les ponts en béton précontraint.

Chacun de ces ouvrages est justifié suivant les contraintes et sa géométrie. L'implantation d'un type d'ouvrage est justifiée suivant le rapport technico-économique. La porte dominante d'un ouvrage (c'est -à-dire la plus grande travée) est un facteur déterminant du type d'ouvrage. A présent, nous avons réduit notre champ de sélection on premier lieu, aux la proposition de trois variantes de conception pour l'ouvrage en question qui sont les suivantes :

- ✓ **Variante 1** : pont mixte.
- ✓ **Variante 2** : Pont a poutre précontraint par post-tension.
- ✓ **Variante 3** : Pont à caisson.

III.5.1 Variante N°1 : pont mixte bipoutre

III.5.1.1 Introduction

Parmi les formes de tablier mixte, la dalle bipoutre mixte à entretoises est le plus économique.

Ce mode de construction présente plusieurs avantages par rapport aux tabliers traditionnels à poutres multiples, dont les principales sont :

III.5.1.2 Les avantages et les inconvénients de la poutre

• Les avantages

- Légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transportais, on raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution ;
- La rapidité d'exécution globale (diminution des coûts) ;
- Le peu d'échafaudage nécessaire ;
- La précision dimensionnelle des structures ;
- A qualité architecturale qui s'attache à la netteté et la franchise des solutions adoptées ;
- Simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines ;
- Le coût de la main d'œuvre est optimal que dans les procédés concurrents (B.P) ;
- Des possibilités d'extension et de réparation ;
- Pour des ouvrages délicats de réaliser sur place (manque d'ouvrier spécialisé, de béton de qualité).

• Les inconvénients

- Le problème majeur des ponts métallique et mixte c'est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages ;
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier ;
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage. Influençant notablement la répartition des efforts intérieurs, on opte pour les bétons qui ont un retrait et un fluage minimum ;
- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service ;
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton ;
- Une surveillance avec visite périodique.

III.5.1.3 Implantation des appuis

TAB.III.1 : implantation des appuis.

Pile/culée	PK
C1	6+500
P1	6+524.5
P2	6+564.5
P3	6+604.5
P4	6+644.5
P5	6+684.5
C2	6+709

III.5.1.4 Pré dimensionnement

a) la dalle

• L'épaisseur de la dalle

Dans notre cas, on a une dalle en béton armé qui a une épaisseur de 25cm, ce qui nous donne une épaisseur totale $ep=25cm$.

b) Les poutres

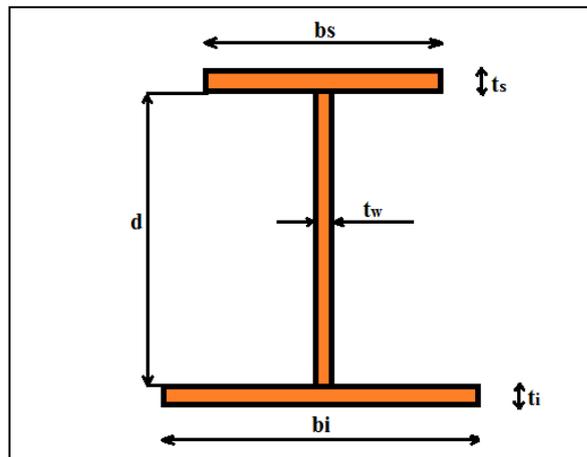


Fig. III.1 : les caractéristiques dimensionnelles des poutres.

Espacement des poutres [1]

Le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur **deux poutres** espacées d'environ **0.55** fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises. La largeur du tablier égale à **8.5m**. On a l'espacement : $d=0.55 \times \text{la largeur du pont} = 0.55 \times 8.5 = 4.675\text{m}$. on prend: **d=5.5m**

• **Poutre sur appuis**

- **La hauteur des poutres (h_w)** : Dans le système hyperstatique, le moment fléchissant maximal sur la pile, ainsi que l'effort tranchant, ce qui nous amène au pré dimensionnement suivant :

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : **L/28**[2]

$$h_w = \frac{40}{28} = 1,42m \text{ , Donc : } h_w = 1,4m.$$

- **Epaisseur de l'âme des poutres (t_w)**: Pour déterminer l'épaisseur de l'âme, il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Résistance au voilement.
- ✓ En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à 12mm. [3]
- ✓ Pour la poutre qui est sur les piles, l'effort tranchant est prépondérant ainsi que le moment fléchissant, donc la section de la poutre doit être conçu pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que le moment de flexion, ce qui nous amène au choix de : **$t_w = 20\text{mm}$** .

- **Largeurs et épaisseurs des Semelles** : [4]

✓ **Semelle supérieure :**

- $400 \text{ mm} \leq b_s \leq 800 \text{ mm}$. Donc on prend : $b_s = 700 \text{ mm}$.
- $20 \text{ mm} \leq t_s \leq 50 \text{ mm}$.

$$\frac{t_s}{b_s} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow t_s \cong 35\text{mm} \text{ ; Donc : } t_s = 35 \text{ mm}.$$

✓ **Semelle inférieure :**

- $500 \text{ mm} \leq b_i \leq 1200 \text{ mm}$. Donc on prend : $b_i = 800 \text{ mm}$.
- $20 \text{ mm} \leq t_i \leq 50 \text{ mm}$.

$$\frac{t_i}{b_i} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow t_i \cong 40\text{mm} \text{ ; Donc : } t_i = 40\text{mm}.$$

• **Poutre à mi-travée**

La hauteur de la poutre est déterminée par le rapport : **L/28**

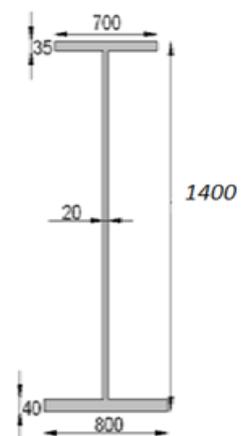


Fig. III.2:les dimensions des poutres sur appuis.

$$h_w = \frac{40}{28} = 1,42m \quad , \text{ Donc : } h_w = 1,4m.$$

- **Epaisseur de l'âme des poutres (t_w):** $t_w = 18mm$.
- **Largeurs et épaisseurs des Semelles** [4]
- ✓ **Semelle supérieure :**
- $400mm \leq b_s \leq 800mm$. Donc on prend : **$b_s = 600mm$** .
- $20mm \leq t_s \leq 50mm$

$$\frac{t_s}{b_s} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow t_s \cong 35mm \quad ; \text{ Donc : } t_s = 35mm.$$

- ✓ **Semelle inférieure :**
- $500mm \leq b_i \leq 1200mm$. Donc on prend : **$b_i = 700mm$** .
- $20mm \leq t_i \leq 50mm$.

$$\frac{t_i}{b_i} \geq \frac{1}{21} \Rightarrow t_i \cong 40mm \quad ; \text{ Donc : } t_i = 40mm.$$

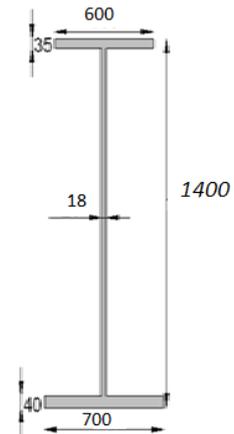


Fig. III.3 : les dimensions des poutres à mi-travée.

c) Entretoises

Pour notre cas on prend pour les entretoises des profilés métalliques IPE 600 dont les caractéristiques géométriques suivent :

- ✓ $H = 600\text{ cm}$;
- ✓ $I = 92080\text{ cm}^4$;
- ✓ $A = 156\text{ cm}^2$.

• Calcul de nombre d'entretoise sur la longueur de l'ouvrage

On va prendre l'espacement entre les entretoises est égal à **8m**. Donc le nombre des entretoises est égal à **33 entretoises** intermédiaires.

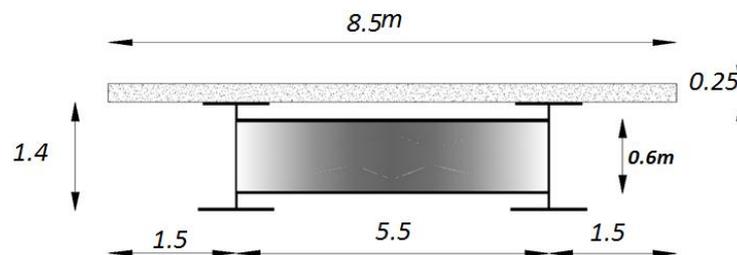


Fig. III.4 : Coupe transversale (pont mixte « bipoutre »).

III.5.2 Variante 2 : Pont a poutre précontraint par post-tension

Le choix de la solution (pont à poutre en béton précontraint) résulte de critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis et d'adaptation des structures des tabliers, le mode de construction, les dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

III.5.2.1 Les avantages

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages ;
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chères à force égale que les aciers du béton armé ;
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien ;
- Bonne protection des armatures et des aciers.

III.5.2.2 Les inconvénients

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
- La nécessité d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- Le poids propre très important (très lourds).

- La hauteur importante des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.

III.5.2.3 Pré-dimensionnement de la section des poutres

Le pré-dimensionnement de la poutre est fait par les documents SETRA :

a) Nombre des poutres

Nombre des poutres est déterminée par le rapport entre la largeur et l'espacement entre les poutres : $N = (L_a / \lambda) + 1$

L'espacement entre poutre est compris entre : $1.5 < \lambda < 2.5$ On prend : $\lambda = 2 \text{ m}$

Et on a : $L_a = 8.5 \text{ m}$. Alors : $N = 8.5/2 + 1 = 5.25$; Donc on prend : **N = 5 poutres.**

b) Elancement de la poutre (h_t)

$L/22 < h_t < L/18$; $40/22 < h_t < 40/18$; $1.81 < h_t < 2.22$; On prend: **$h_t = 2 \text{ m}$.**

c) La largeur de la table de compression (b)

$0.6 h_t < b < 0.7 h_t$; $1.2 < b < 1.4$; on fixe: **$b = 1.30 \text{ m}$.**

d) Epaisseur de la table de compression (e)

$12 \leq e \leq 15 \text{ cm}$; On fixe : **$e = 15 \text{ cm}$.**

e) Largeur de talon (L_t)

$50 < L_t < 80 \text{ cm}$; On prend : **$L_t = 50 \text{ cm}$.**

f) Epaisseur du talon (e_t)

On fixe : **$e_t = 20 \text{ cm}$.**

g) Epaisseur de l'âme en travée (b_0)

$18 < b_0 < 25$; On fixe : **$b_0 = 20 \text{ cm}$.**

h) Epaisseur de l'âme à l'about (b_0)

On fixe : **$b_0 = 50 \text{ cm}$.**

i) Goussets

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre 45° et 60° . On a : $45^\circ < \alpha < 60^\circ$.

• Gousset de la table de compression

- En travée: $\alpha_1 = 8^\circ e_1 = 5 \text{ cm}$, $\alpha_2 = 45^\circ e_2 = 15 \text{ cm}$; A l'appui: $\alpha_1 = 8^\circ e_1 = 5 \text{ cm}$.

• Gousset du talon

- En travée : $\alpha_3 = 45^\circ$; $e_3 = 15 \text{ cm}$; A l'appui il n'y a pas de gousset.

j) Epaisseur de l'hourdis (la dalle) (h_0) : $18 \leq h_0 \leq 25$; On prend : $h_0 = 20 \text{ cm}$.

k) Epaisseur de la dalle : On prend : $e = 5 \text{ cm}$; On prend un ancrage de 5 cm .

III.5.3 Variante N°3 : pont à caisson

III.5.3.1 Introduction

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m. Dans notre ouvrage on prend la hauteur constante.

III.5.3.2 Avantages et les inconvénients

• Les avantages

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue ;

- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique ;
- La portée de ce type de pont est plus grande ;
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués.

• **Les inconvénients**

- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel. Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages ;
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers précontrainte ;
- L'aspect économique est très élevé ;
- La construction par l'encorbellement demande des mains d'ouvres très qualifiés.

III.5.3.3 Implantation des appuis

Pour cette variante, il y a cinq travées de longueurs variables.

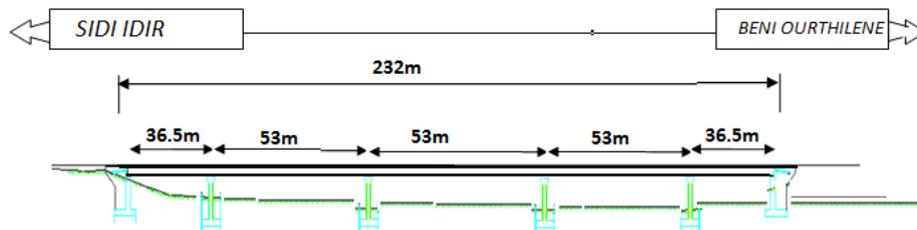


Fig. III.5 : Schéma statique de 2ième variante.

III.5.3.4 Pré dimensionnement

a) **Largeur de la nervure de l'intrados (Li)** [5]

L_T : La largeur de tablier égale à 8.5 m ; $L_i = \frac{L_t}{2} = \frac{8.5}{2} = 3m$, Donc : $L_i = 4.25$ m

b) **La hauteur de voussoir (H)** [6]

L : la longueur de travers égale à 53m

Pour le tablier de hauteur constante : $\frac{L}{22} \leq H \leq \frac{L}{20}$; Donc : on prend la hauteur **H=2.3m**

c) **Largeur de l'encorbellement (E)** : $E = \frac{L_t - L_i}{2} = \frac{8.5 - 4.25}{2} = 2.12m$; E = 2.12 m

d) **Voussoir courant**

• **Hourdis supérieur** $\frac{L_i}{25} \leq e_s \leq \frac{L_i}{20}$; On prend : $e_s = 20$ cm. [7]

• **Epaisseur des âmes**[8]

L'épaisseur de l'âme est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant. $e_a = 26 + \frac{L(m)}{5} = 27.7$ cm

Avec L est la portée principale exprimée en mètre, On prend : $e_a = 30$ cm

• **Hourdis inférieur** [9]

$e_i \geq \max \left\{ 18cm, \frac{e_a}{3} \right\}$; On prend : à mi-travée : $e_{i\text{travé}} = 20$ cm ; Sur pile : $e_{i\text{pile}} = 2,5 \times 20 = 50$ cm

e) **Le découpage en voussoirs**[10]

• **La longueur des voussoirs**

On prend : $\begin{cases} 2,5 \text{ m} & \text{pour les voussoirs courants.} \\ 2 \text{ m} & \text{pour le voussoir sur pile et sur les culées.} \end{cases}$

- **Nombre des voussoirs** N=94 voussoirs
- **Voussoirs sur pile et sur culée**

Sont des voussoirs plein de longueur de 2m et dont une ouverture de 0,7 m de largeur et de 0,8m de hauteur.

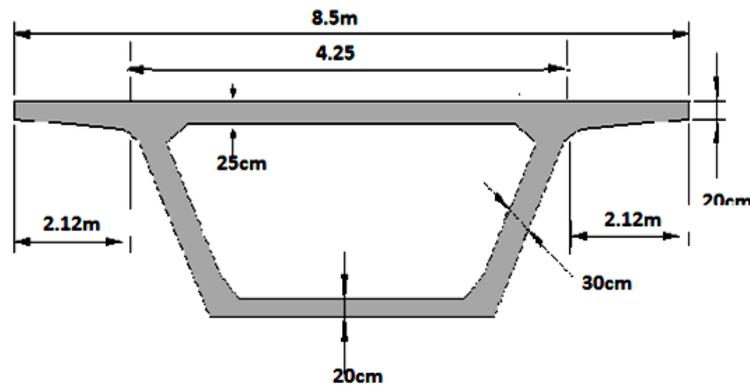


Fig. III.6 : Coupe transversale de voussoirs courants.

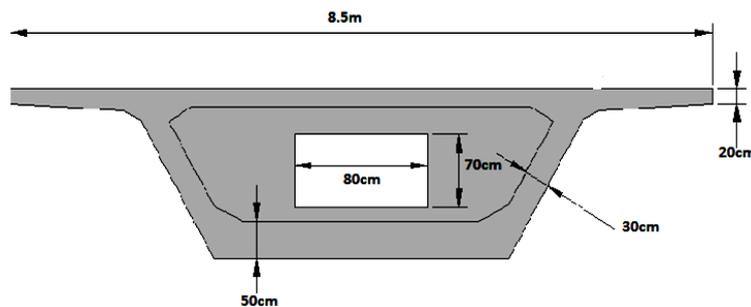


Fig. III.7 : Coupe transversale de voussoir sur la pile.

III.6 Conception des appuis

Un appui peut être caractérisé par ses caractéristiques géométriques et mécaniques, ces caractéristiques doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques, elle est constituée d'une manière générale, de deux parties bien distinctes.

III.6.1 Conception de pile

Les piles sont des appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu' au sol de fondations, la conception des piles est tributaire du type et mode de construction du tablier et aussi les fondations. Et bien sur les contraintes naturelles ou fonctionnement liées au site.

- Parmi les critères de conception des piles:
 - mode de construction du tablier ;
 - hauteur de la brèche franchir ;
 - mode d'exécution des fondations et liaison avec le tablier.
- De façon générale ils sont dimensionnés pour permettre l'implantation :
 - Des appareils d'appuis définitifs.
 - De niches à vérins pour le changement des appareils d'appuis.
- Il y a deux type de piles ; les piles de type voile et les piles de type poteau.

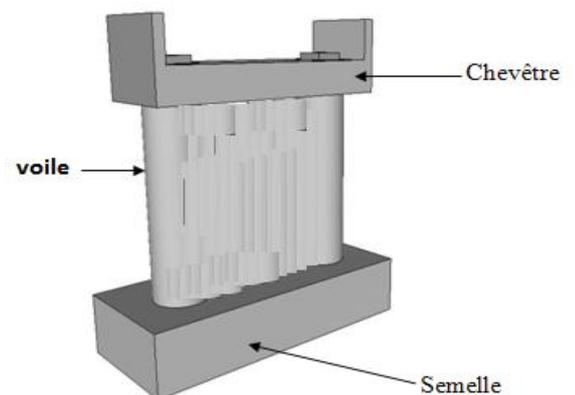


Fig. III.8 : pile type voile.

Le modèle de base le plus simple est un voile continu d'épaisseur constante, facilement exécutable de plus leur aptitude à résister aux chocs de véhicules est très bonne.

- **Les piles de type poteau**

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appui, ou liés par un chevêtre dans les cas contraire.

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un oued, donc on choisira la pile type voile pour ces nombreux avantages :

- Modélisation simple ;
- Résister aux chocs de véhicule ;
- Facilement exécutable ;
- Plus esthétique.

III.6.2 Conception des culées

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chassée de la route et celle portée par le pont.

On distingue deux familles de culées :

- Les culées enterrées ;
- Les culées remblayées.

- **Les culées enterrées**

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

- **Les culées remblayées**

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un semelle solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

- **Choix du type de culée**

Notre pont est un passage supérieur qui se trouve sur un oued, et on choisit la culée remblayée.

Remarque : Le pré dimensionnement de la culée sera traité dans le chapitre (infrastructure).

III.7 Conception des fondations

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui reçoivent les charges à partir du tablier qui se transmettent par les piles, et ces fondations reposant directement sur le sol ou sur un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison. Parmi les types courants des fondations il y a : les fondations superficielles et les fondations profondes .

- **Les fondations superficielles**

Constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol, elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

- **les fondations profondes**

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles

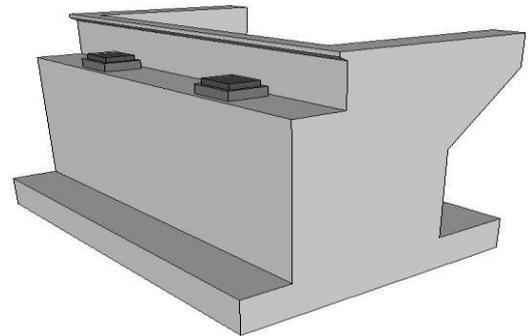


Fig. III.9 : culée remblayée.

supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Remarque : Après la discussion dans la campagne géotechnique ci-dessus fait par le laboratoire sur plusieurs sondages carottés, ce dernier nous recommande deux cas :

- ✓ Fondation superficielle (cas de la pile no 3,4,5 et la culée no2) :vers BENI OURTHILENE :
 - Dans ce cas-là les fondations superficielles isolées de forme rectangulaire seront ancrées soit entre 4 et 5m de profondeur dans la formation de marne, soit rattrapant cette profondeur avec le gros béton ou hérisson ;
 - Ce type de fondation doit être obligatoirement protégé par la mise en place des batardeaux en palplanches autour des semelles, et les faire ancrer dans la marne saine, afin d'éviter le risque d'affouillement.
- ✓ Fondation profonde le substratum est au-delà de 10m de profondeur(culée no 1, et la pile no 1, 2):vers SIDI IDIR.

III.8 Conception de mur de soutènement

Un mur de soutènement se compose la plus part du temps de deux parties :

- a paroi résistante : voile.
- La semelle de fondation.

On distingue deux classifications de mur de soutènement :

- **Les murs massifs (murs poids)**

Dans ce cas c'est par son propre poids que le massif résiste en majeure partie à la poussée des terres soutenues.

- **Les murs minces (en béton armé)**

Dans ce cas les poids des terres soutenues agissent comme élément stabilisateur. Les murs de soutènement en béton armé constituent la catégorie la plus courante des ouvrages de soutènement car :

- Ils peuvent s'effectuer sous des formes diverses ;
- Etre réalisés de multiple façon.

- **Choix de type de mur de soutènement**

Dans notre ouvrage on va choisir des murs de soutènement type console avec corniche (du côté de la culée no2), parce que la hauteur de ce mur est variable :

$$H_{max} = 4.8m < 8m \quad ; \quad H_{min} = 2.8m.$$

- **Cas d'un pont mixte bipoutre**

On a quatre murs de soutènement : $L_{tot} = 48.7m$. Tel que : $L_1=12.7m$; $L_2=L_3=L_4=12m$. Plus quatre murs de soutènement de même dimension de l'autre côté.

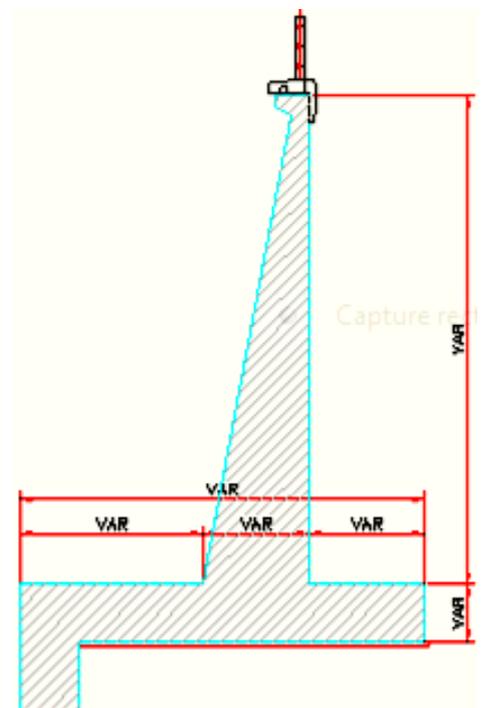


Fig. III.10 : coupe du mur de soutènement

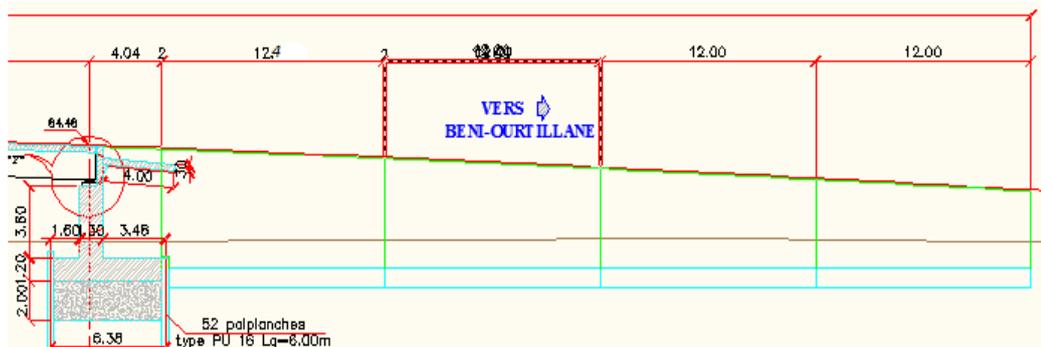


Fig. III.11 : coupe longitudinale des 4 murs de soutènement (pont bipoutre).

• Cas d'un pont a caisson

On a trois murs de soutènements de longueur totale : $L_{tot}=25.4m$.

Tel que : $L_1=L_2=10m$, $L_3=5.4m$

Plus trois murs de soutènement de même dimension de l'autre côté.

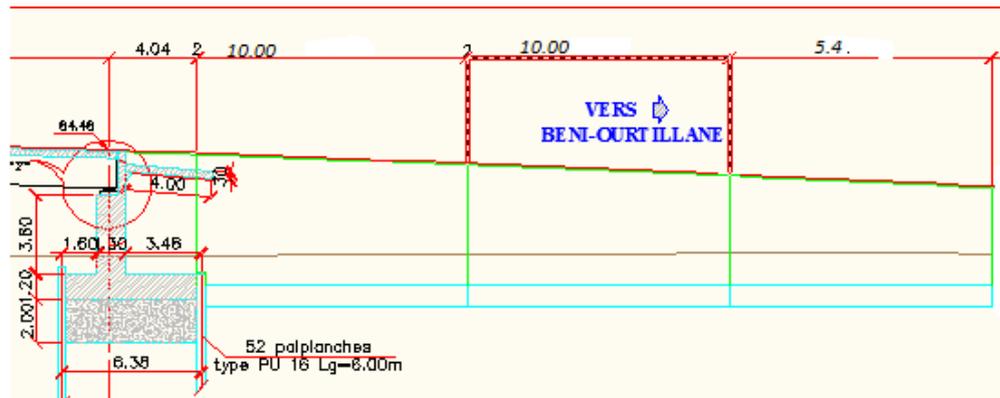


Figure 11 : coupe longitudinale des 3 murs de soutènement (pont voussoir).

III.9 Analyse multicritères

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

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

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

III.9.1 L'exécution

• Pont mixte (bipoutre)

- Rapidité d'exécution de ce type ;
- Possibilité de franchir des grandes portées ;
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) Puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé ;
- Précision d'usinage des poutres.

• Pont a poutre précontraint par post-tension

Dans le cas de notre pont, nous aurions beaucoup de difficulté à soulever la poutre jusqu'au sommet du pieu, ce qui pourrait la faire entrer en contact avec la pile adjacente et détruire l'ouvrage.

• Pont à caisson (hauteur constante)

La construction de ce pont s'effectue sur plusieurs étapes et de manière très compliquée, elle demande une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique ; la première étape est la construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontrainte qui demande des techniques bien soignées.

III.9.2 L'entretien

• Pont mixte (bipoutre)

Le seul problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion justifiée, mais ce problème a été réglé par l'utilisation des peintures de protection à caractéristique résistante au phénomène d'oxydation. (Minium, antirouille).



- **Pont a poutre précontraint par post-tension**

Ce mode de ponts ne demande aucun entretien périodique.

- **Pont à caisson fermé (hauteur constante)**

Ce mode de ponts ne demande aucun entretien périodique.

III.9.3 L'esthétique

L'aspect esthétique de l'ouvrage très sensible à la qualité des parements. A la réalisation, il convient naturellement de porter un soin particulier à la mise en œuvre du béton (vibration, uniformités de teinte et de texture, ...) et de bien concevoir l'assainissement des différentes parties de l'ouvrage pour éviter coulures et salissures de ces parements (gouttes d'eau, évacuation des eaux, assainissement des têtes d'appuis ...).

Alors Ces trois types de ponts ont une forme relativement naturelle et s'intègrent de manière satisfaisante dans le paysage.

III.9.4 L'économie

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

III.10 CONCLUSION

Après le pré dimensionnement des trois variantes proposées et avoir analysé les variantes adéquates de notre ouvrage et analysé des données recueillies, notre choix s'est porté sur le tablier mixte bipoutre, serait retenue pour une étude plus détaillée dans le chapitre suivant.

The background of the slide is a grayscale photograph of an architectural workspace. It features several sheets of paper with detailed technical drawings, including floor plans and structural diagrams. Various drafting tools are scattered across the scene: a large metal T-square is positioned horizontally in the upper middle; a set square is placed vertically to its right; a long ruler lies diagonally in the lower left; and a pair of compasses and a pen are visible in the lower right. A roll of paper is partially unrolled in the bottom left corner. The overall atmosphere is professional and technical.

Chapitre IV :
Les Charges et les
surcharges

CHPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 Calcule des charges

IV.1.1 Charges permanentes et les compléments des Charges permanentes

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

IV.1.1.1 Les éléments porteurs (Charges permanentes)

a) Ces charges sont appelées CP

- **Le poids propre de la poutre**

D'après le diagramme des moments d'un système hyperstatique a 6 travées, on peut avoir une idée approximative sur les longueurs de la section type de la poutre (sur appui et à mi-travée).

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = [(1.325 \times 0.02) + (0.8 \times 0.04) + (0.7 \times 0.035)] \times 7.87 \times 1 = 0.653 \text{ t/ml.} \\ P_2 = [(1.325 \times 0.018) + (0.7 \times 0.04) + (0.6 \times 0.035)] \times 7.87 \times 1 = 0.573 \text{ t/ml.} \end{array} \right.$$

Poids totale des poutres = $2 \times (0.653 + 0.573)$ Donc : $P_{\text{poutre}} = 2.45 \text{ t/ml.}$

- **Le poids propre de l'entretoise**

$$P_{\text{entretoise}} = 5.5 \times (S \text{ IPE600}) \times 7.87 = 0.675 \text{ t.}$$

- **Le poids propre de la dalle**

L'épaisseur de la dalle égale à **25cm** ; $P_{\text{dalle}} = 0.25 \times 8.5 \times 2.5 = 5.31 \text{ t/ml.}$

IV.1.1.2 Les éléments non porteurs (compléments des Charges permanentes)

b) Ces charges sont appelées CCP

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

- **Les trottoirs**

- Pour un seul trottoir :

$$P_{\text{tro}} = 0.5 \times 0.2 \times 25 = 2.5 \text{ KN/ml} = 0.25 \text{ t/ml.}$$

- Pour deux trottoirs : $P_{\text{tro}} = 5 \text{ KN/m} = 0.5 \text{ t.}$

- **Les corniches**

$$P_1 = \left(\frac{0.25 \times 0.16}{2} \right) \times 1 \times 2.5 = 0.05 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = \left(\frac{0.13 + 0.25}{2} \right) \times 0.32 \times 1 \times 2.5 = 0.152 \text{ t/m}$$

Pour une seule corniche : $P_{CO} = \sum P_i = 0.202 \text{ /ml}$

Pour deux corniches : $P_{CO} = 0.202 \times 2 = 0.404 \text{ t/m.}$

- **Le revêtement**

$$P_{REV} = 0.08 \times 2.2 \times 7 = 1.23 \text{ t/ml.}$$

- **Les gardes corps**

- Le poids du garde-corps est : $P = 0.01 \text{ t/ml.}$

- Le poids des deux gardes corps : $P = 0.01 \times 2 = 0.02 \text{ t/ml.}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

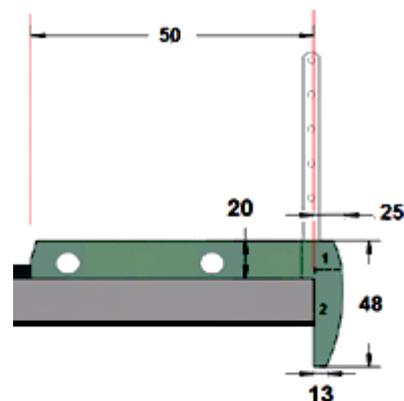


Fig. IV.1 : Coupe transversale des éléments non porteurs.

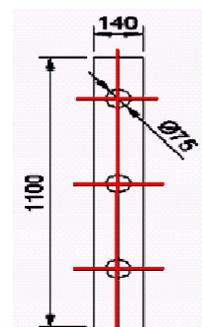


Fig. IV.2 : Coupe transversale du garde-corps.

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

TAB. IV.1: les charges des éléments porteurs et non porteurs.

Charges	Eléments	Poids (t/ml)	Poids (t)
CP	Poutres	2.45	512.78
	Dalle	5.31	1111.38
	Entretoises	0.675	22.275
CCP	Trottoirs	0.5	104.65
	Garde-corps	0.2	41.86
	Revêtement	1.23	257.44
	Corniches	0.404	84.56
Poids total du tablier		10.77	2134.94

IV.2 Evaluation des surcharges

IV.2.1 Calcul des surcharges routières :

On distingue :

La surcharge de type A (L) , Système B , La surcharge militaire M c 120, La surcharge exceptionnelle convois D 240 t, Les surcharges sur trottoirs.

- **La largeur roulable (L_r)**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

- **La largeur chargeable (L_c)**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe. Dans notre projet on a : **L_r = 7 m ; L_c = 7 m.**

- **Le nombre de voie**

Les chaussées comportent un nombre de voie de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$N = L_c / 3 \quad ; \quad \text{Donc : } N = 7 / 3 = 2.33 \text{ d'où } N = 2 \text{ (2voies de 3,5m chacune).}$$

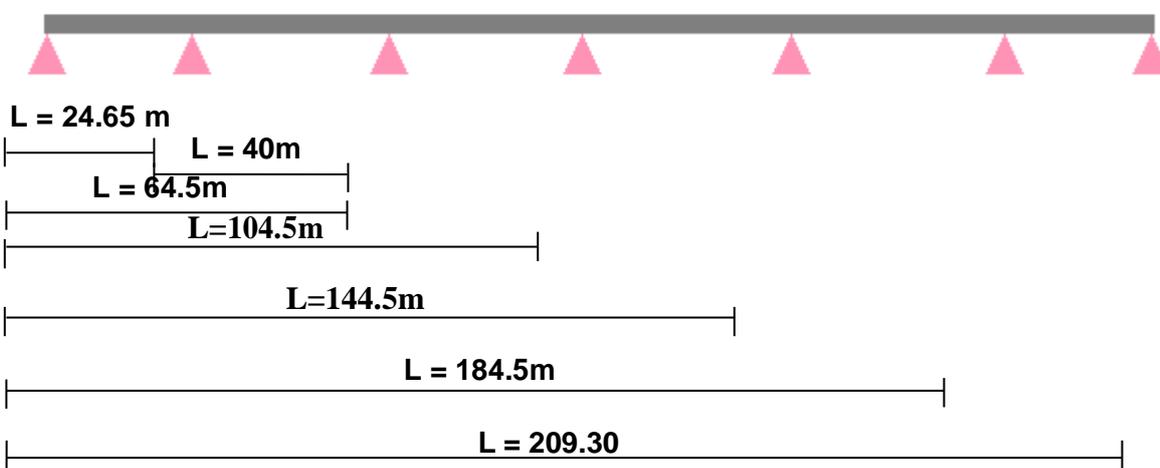
- **Classe de ponts routes**

TAB. IV.2 : Classe de pont.

La classe	La largeur roulable
1	L_r ≥ 7 m
2	5,50 m < L _r < 7 m
3	L _r < 5,50 m

On distingue trois classes de ponts, le tableau ci-dessous nous montre ces différentes classes en fonction de leur largeur roulable :

Les cas de charges



Pour notre ouvrage on a **L_r > 7 m**, donc notre pont est de **1ère classe**.

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

IV.2.1.1 Système des charges A(L) :

Le système se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée est donnée par la formule suivante

$$L : \text{portée du pont (L1 = 24.65m, L2 = 40m)} : \begin{cases} A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \text{ avec} \\ A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \end{cases}$$

$$A(L_1) = 230 + \frac{36000}{24.65 + 12} = 1212.26 \text{ kg/m}^2 = 1.21 \text{ T/m}^2.$$

$$A(L_2) = 230 + \frac{36000}{40 + 12} = 922.3 \text{ kg/m}^2 = 0.92 \text{ T/m}^2.$$

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A(L) donnée par la formule précédente est multipliée par un coefficient a_1 décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont.

a_1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

TAB. IV.3: Coefficient de dégressivité transversale de la charge.

Classe du pont	Nombre de voies chargées					$V_0(m)$
	1	2	3	4	5≤	
1 ^{ère}	1	1	0.90	0.75	0.70	3.3
2 ^{ème}	1	0.90	/	/	/	3
3 ^{ème}	0.90	0.80	/	/	/	2.75

Le coefficient a_2 en fonction $a_2 = \frac{V_0}{V}$ avec : V: la largeur d'une voie et V_0 : dépend de la classe.

$$V_0 = \begin{cases} 3.5\text{m pour les ponts de première classe.} \\ 3.0\text{m pour les ponts de deuxième classe.} \\ 2.75\text{m pour les ponts de Troisième classe.} \end{cases}$$

Donc on aura la charge a_1 et a_2 A (L) qui se rappliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Avec : $V_0 = 3,5$ m (pont de 1^{ère} classe), $V = 3,5$ m ; Donc : $a_2 = 3.5/3.5$; $a_2 = 1$.

• Charge A(L) pour 1 voie chargée

TAB. IV.4 : Les cas des charges A(L) pour 1 voie chargée.

	L(A(l)kN/	a	a	Largueur chargée	A(l)1k
1 ^{er} c	24.	12.1	1	1	3,5	42.42
2 ^{ème} ca	40	9.22	1	1	3,5	32.27
3 ^{ème} ca	64.	6.99	1	1	3,5	24.46
4 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	3,5	18.83
5 ^{ème} ca	14	4.59	1	1	3,5	16.06
6 ^{ème} ca	18	4.13	1	1	3,5	14.45
7 ^{ème} ca	20	3.92	1	1	3,5	13.72
8 ^{ème} ca	40	9.22	1	1	3,5	32.27
9 ^{ème} cas	80	6.21	1	1	3,5	21.73
10 ^{ème} ca	80	6.21	1	1	3,5	21.73
11 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	3,5	18.83
12 ^{ème} ca	64.	6.99	1	1	3,5	24.46
13 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	3,5	18.83

• Charge A(L) pour 2 voies chargées

TAB. IV.5 : Les cas des charges A(L) pour 2 voie chargée.

	L(A(l)kN/	a	a	Largueur chargée	A(l)2k
1 ^{er} c	24.	12.1	1	1	7	84.84
2 ^{ème} ca	40	9.22	1	1	7	64.54
3 ^{ème} ca	64.	6.99	1	1	7	49.32

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

4 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	7	37.66
5 ^{ème} ca	14	4.59	1	1	7	32.12
6 ^{ème} ca	18	4.13	1	1	7	28.9
7 ^{ème} ca	20	3.92	1	1	7	27.44
8 ^{ème} ca	40	9.22	1	1	7	64.54
9 ^{ème} cas	80	6.21	1	1	7	43.46
10 ^{ème} ca	80	6.21	1	1	7	43.46
11 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	7	37.66
12 ^{ème} ca	64.	6.99	1	1	7	49.32
13 ^{ème} ca	10	5.38	1	1	7	37.66

IV.2.1.2 Système des charges B

Le système de charge **B** comprend trois sous-systèmes les suivantes :

- Sous système Bc : se compose de camions types 30t.
- Sous système Bt : ce compose de groupes de 2 essieux dit «essieux tandems» 32t.
- Sous système Br : ce compose d'un roue isolée 10t.

a) Sous système B c

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

– **Disposition dans le sens transversal** : nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

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

– Le sens de circulation peut-être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

– En fonction de la classe du pontet du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donner dans le tableau suivant.

TAB. IV.6 : Coefficient b_c .

Classe du pont	Nombre de fils considéré				
	1	2	3	4	>5
1	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
2	1.0	1.00	//	//	//
3	1.0	0.80	//	//	//

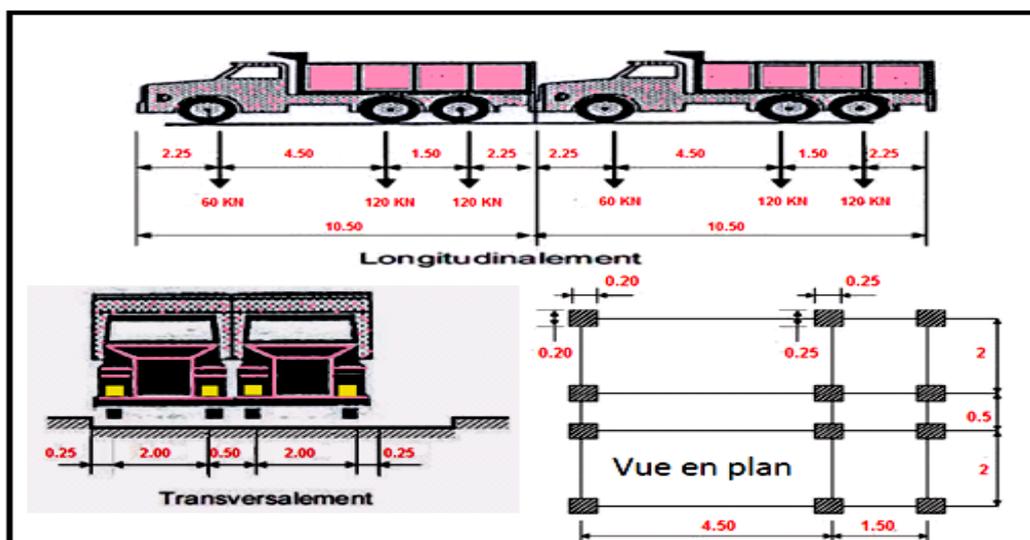


Fig. IV.3 : Disposition de système Bc sur le pont.

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

Chaque camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t, donc un essieu avant de 6t et deux essieux arrières de 12t chacune. La charge Max de système **Bc** est un chargement sur 2voies, donc on a : $S_1 = 2 \times 30 \times 2 = 120t$

- **Détermination de bc**

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication de la somme des poids des essieux par le coefficient bc tiré du tableau ci-dessus.

Alors, pour notre cas : $B_c = 1,2$ pour 1 file, et $1,1$ pour 2 files.

On a un pont de 1ere classe et 2 voies chargées donc le $bc = 1.1$ et $S = S_1 \times bc$. $S = 120 \times 1.1 = 132t$.

- **Coefficient de majoration dynamique**

L : longueur de la travée.

S : la surcharge maximale, $S = 132t$.

G : la charge permanente de l'ouvrage, $G = 2112.66 t$.

δ : la valeur maximale pour une portée de 40m.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2112.66}{132}} = 1,053$$

TAB. IV.7 : Charge (bc) par voie.

Nombre de voies chargées	Bc	Charge par essieu(t)		
1	1,2	Essieu avant	6x1.2x1.05	7.58
		Essieu	12x1.2x1.0	15.16
2	1,1	Essieu avant	2x6x1.1x1.	13.89
		Essieu	2x12x1.1x1	27.78

b) Sous système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques (32 t), et tous deux à roues simples qui répondent à la caractéristique suivante : (Masse portée par chaque essieu 16 t, Distance des deux essieux 1,35 m, Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m). Le système est applicable seulement pour de 1ère et 2ème classe.

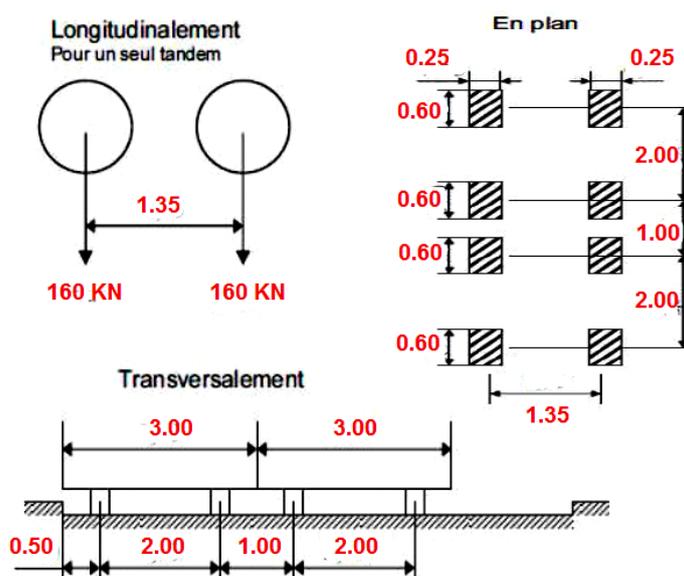


Fig. IV.4 : Disposition de système Bt sur le pont

- **Le coefficient de majoration dynamique**

Les surcharges du système **Bt** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

Masse totale 32t .

$$S = S_1 \times b_t = 32 \times 2 \times 1.2 = 76.8t; \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1+4 \frac{2112,66}{76.8}} = 1.04$$

Remarque :

Le coefficient de majoration dynamique à prendre en compte pour le système de charge B_t est $\delta = 1,037$

IV.2.1.3 Système militaire Mc 120

Les véhicules de type militarise sont souvent plus défavorables que le système A et B pour les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers.

TAB. IV.8 : Coefficient b_t .

Classe de pont	B_t
1	1.2
2	1



Fig. IV.5 : le système Mc120.

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles. Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120, les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convoi :

- ✓ Dans le sens transversal : un seul convoi.
- ✓ Dans le sens longitudinal : la distance entre deux.
- ✓ Convois est environ de 36,6 m.
- ✓ Masse totale de chenille 110 t/ml.
- ✓ Longueur d'une chenille. 6.10 m.
- ✓ Largeur d'une chenille 1 m.
- ✓ Distance entre axes des chenilles 3.30.

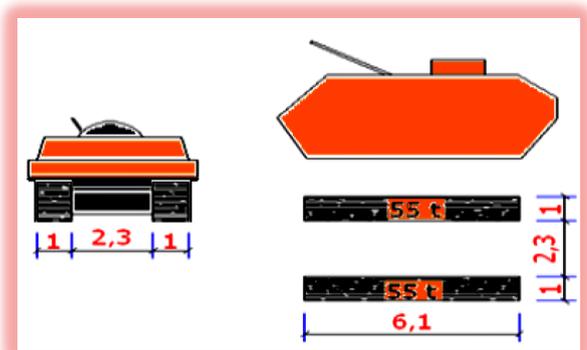


Fig. IV.6 : Disposition de système Mc120 sur le pont.

$$\text{On a : } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \frac{G}{S}}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 40} + \frac{0,6}{1+4 \frac{2112,66}{110}} = 1.051 \text{ et } P = 110 \times 1,051 = 115,69 \text{ t.}$$

$$\text{Soit par ml de chenille} = \frac{115.69}{6.10} = 18.96 \text{ t/ml.} = 18.96 \text{ t/ml.}$$

IV.2.1.4 Charges exceptionnelles D 240



Fig. IV.7 : Un exemple de système D240 (Convoi exceptionnel).

CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle (3.2x18.6m) le poids par mètre linéaire égale à 12,90 t/m.

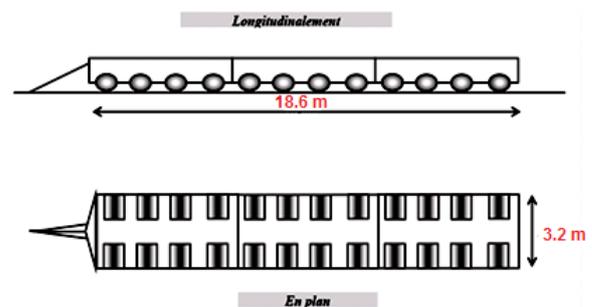


Fig. IV.8 : Disposition de système D240 sur le pont.

Remarque :

- ✓ Ce type de convoi est à prendre seul.
- ✓ La surcharge de ce convoi n'est pas majorée par le coefficient de majoration dynamique (δ) de raison de ces derniers circulent avec une vitesse très petite.

VI.2.1.5 Charge sur trottoirs

D'après le RCPR, Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de 150 Kg/m² par trottoir et sur toute la longueur.

- Trottoir charge : $P = 0,15 \times 0,75 = 0,112 \text{ t/ml}$.
- Les deux trottoirs charges : $P = 2 \times 0,15 \times 0,75 = 0,224 \text{ t/ml}$.

IV.2.1.6 Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à $P = 2 \text{ KN/m}^2$.

Remarque

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

IV.2.1.7 Forces de freinage

- **Effort de freinage correspondant à la charge A**

$$F_A = \frac{S}{20 + 0,0035 \times S} \cdot A(L) = F_A = \frac{340}{20 + 0,0035 \times 340} \cdot 1,212 = 19,44 \text{ t} ; \mathbf{A(L)} : \text{chargement.}$$

$$A(L_2) = 12,12 \text{ KN/m}^2 = 1,212 \text{ t/m}^2 ; \mathbf{S} : \text{surface chargée par } m^2 (\mathbf{S} = 40 \times 8,5 = 340 \text{ m}^2)$$

- **Effort de freinage correspondant à Bc**

- ✓ $\frac{3}{4} F_{Bc} = 30 \text{ t}$, qui est l'effort horizontal correspondant à son poids soit ;
- ✓ Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de Freinage vaut 30t ;
- ✓ Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

IV.2.2 Combinaison des charges

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par les règles du BAEL.

IV.2.2.1 Les coefficients de majoration

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

TAB. IV.9 : Valeurs des coefficients de majoration.

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Mc120	1.5	1
D240	1.5	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharge sur les trottoirs	1.6	1.2
Freinage	1.6	1.2



CHAPITRE 4 : CHARGES ET SURCHARGES

G : les charges permanentes.

Q_r: charges d'exploitations des ponts routes sans caractère particulier.

W : charge du vent.

ΔT : gradient thermique.

ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU 1 : } 1.35 G + 1.6 A(L) + \text{surcharges trottoirs} + 0.9(T + Gr) \\ \text{ELU 2 : } 1.35 G + 1.6 Bc + \text{surcharges trottoirs} + 0.9(T + Gr) \\ \text{ELU 3 : } 1.35G + 1.35Mc \text{ 120 ou convoi D 240t} + 0.9 (T + Gr) \end{array} \right.$$

ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELS 1 : } 1.0G + 1.2A(L) + \text{surcharges trottoirs} + 0.6(T + Gr) \\ \text{ELS 2 : } 1.0G + 1.2Bc + \text{surcharges trottoirs} + 0.6(T + Gr) \\ \text{ELS 3 : } 1.0G + 1.2 Mc \text{ 120 ou convoi D 240t} + 0.6(T + Gr) \end{array} \right.$$

IV.3 Conclusion

Après avoir défini évaluer toutes les charges et les surcharges probables qui vont être les règlements applicables sur un pont appliqué sur l'ouvrage, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferrailage passif et actif.

The background of the slide is a grayscale image of an architectural workspace. It features a large sheet of paper with detailed technical drawings, including floor plans and sections. Various drafting tools are scattered across the scene: a large set square is positioned in the upper middle, a ruler lies horizontally in the lower left, and a pair of compasses is in the lower right. A roll of paper is partially unrolled in the bottom left corner. The overall atmosphere is professional and technical.

Chapitre V :
Dimensionnement du
tablier

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU TABLIER

V.1 Introduction

Dans ce chapitre on calcule les moments fléchissant et les efforts tranchants ; ensuite on passe à l'étude de la section mixte (acier plus béton) avec les vérifications à l'état limite ultime (L'ELU) et à l'état limite de service (L'ELS) des contraintes, du voilement, du déversement et du cisaillement. De plus, on détermine la flèche et on la compare à la flèche admissible. Enfin, on dimensionne les entretoises et on termine par l'étude des assemblages. Notre ouvrage est de longueur totale de 209 m est constitué d'un tablier mixte hyperstatique de type bipoutre profilés I.

L'ouvrage est un pont droit et dont une pente longitudinale de 1,75%. La section transversale a une largeur de 8.5 m et une hauteur de 1,75m. Le pont est composé de six travées de longueur variable.

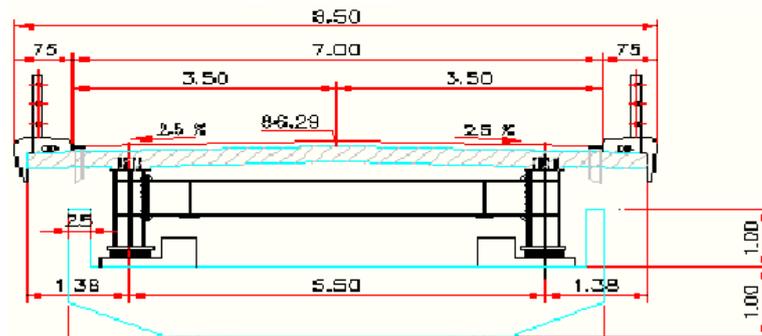


Fig. V.1 : Coupe transversale du tablier

V.2 Etude du tablier

V.2.1 Modélisation

Notre ouvrage est modélisé en éléments barre (structure métallique), et en éléments plaque (dalle en Béton).

Cette modélisation est effectuée par logiciel ROBOT Millenium V.19 qui nous a permis d'avoir une première approche des résultats.

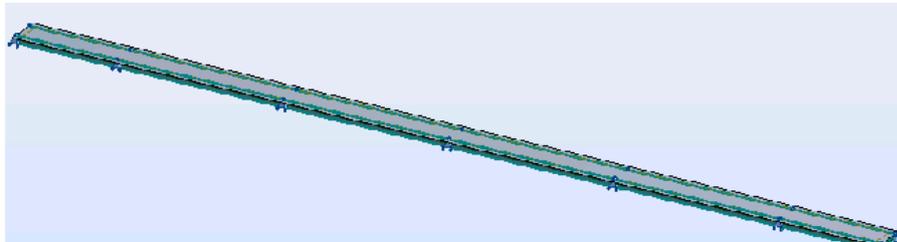


Fig. V.2 : Modélisation de pont bipoutre.

V.2.2 Calcul des efforts longitudinaux

On introduit les différentes combinaisons de charges et on effectue l'analyse sur notre modèle. Les résultats maximum sont représentés dans les figures suivantes :

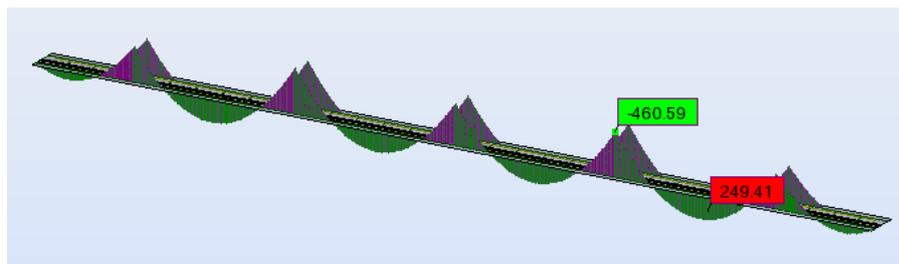


Fig. V.3 : Diagramme du moment sous poids propre.

- Le moment max = 249.41t.m ;
- Le moment min se situe sur la pile, qui a une valeur de $M = - 460.59$ t.m.

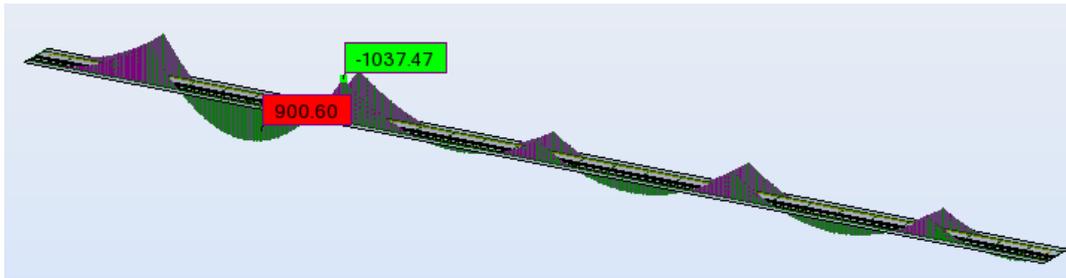


Fig. V.4 : Diagramme du moment max due à la combinaison N°68a L' ELU« 1,35G+1,6A(L) 2v(2) +ST ».

- Le moment max à mi travée = 900.6t.m ;
- Le moment min se situe sur la pile, qui a une valeur de M = - 1037 t.m.

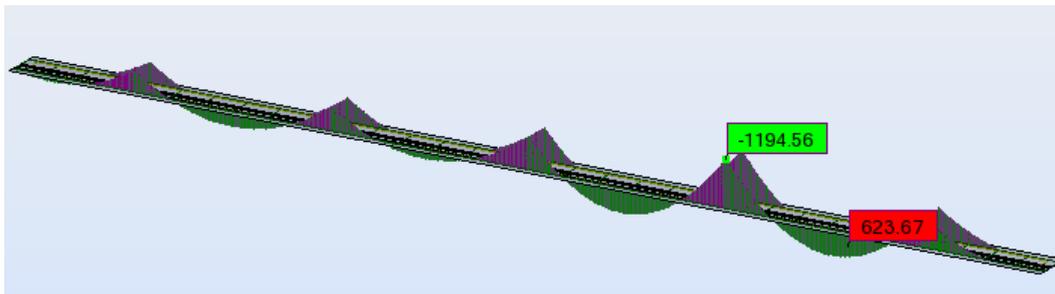


Fig. V.5 : Diagramme du moment Min due à la combinaison N°76a L' ELU« 1,35G+1,6A(L) 2v(10) +ST ».

- Le moment max à mi travée = 623.67t.m ;
- Le moment min se situe sur la pile, qui a une valeur de M = - 1194.56t.m.

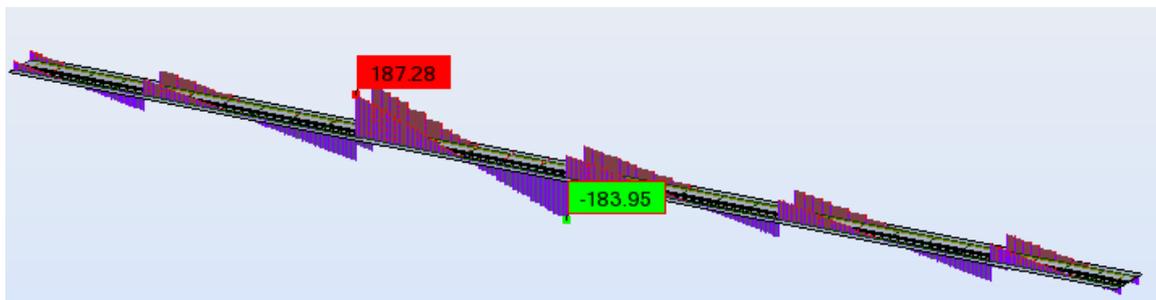


Fig. V.6 : L'efforts tranchant max dues à la combinaison N°68 a L'ELU« 1,35 G +1,6 A(L)2v(8)+ ST ».

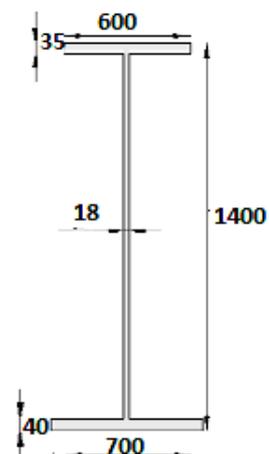
- L'effort tranchant max au niveau de pile 1 T= 187.28 t ;
- L'effort tranchant min au niveau de pile 2T= -183.95 t.

V.2.3 Calcul de la section mixte

V.2.3.1 Caractéristiques géométriques du PRS

- Centre de gravité : $Y_{Ga} = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 0,636m$
- Moments d'inertie : $I_x = 0.026m^4$; $I_y = 0.0017m^4$
- surface de section de PRS : $S_a = 0.072m^2$

Fig. V.7 : caractéristique de la poutre en acier.



CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

V.2.3.2 Caractéristiques géométriques de section de béton

- Aire: $S_b = 1,1m^2$
- Centre de gravité: $X_G = -0.217m$
 $Y_G = 0.17m$
- Moments d'inertie: $I_x = 0.0063m^4$
 $I_y = 1.6 m^4$.

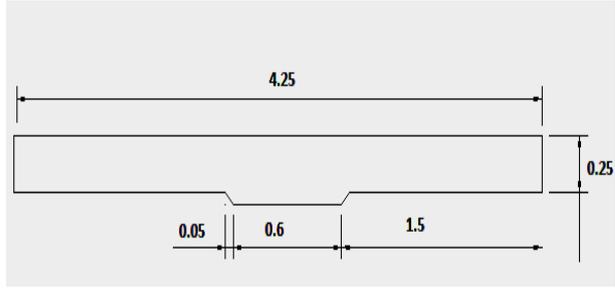


Fig. v.8 : caractéristique de la dalle en béton

V.2.3.3 Caractéristiques géométriques de section mixte

a) la dalle participant[1]

(Voir le chapitre de pré dimensionnement) ; $b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 1.75 + 1.5 = 4.25m$

b) Section homogène S

$S_n = S_a + S_b/n$

S_a : section d'acier ; S_b : section du béton ; n : coefficient d'équivalence.

Tell que $\sigma_a / \sigma_b = E_a / E_b = n$.

- Valeurs du coefficient d'équivalence « n »

En accord avec le circulaire N° 70 du 14/11/64 le coefficient d'équivalence prend les valeurs suivantes :

- ✓ $n = \infty$ pour les charges permanent avant durcissement de béton : c'est l'acier qui travaille seul ;
- ✓ $n = 18$ pour le complément de charges permanentes après le durcissement du béton ;
- ✓ $n = 15$ pour les surcharges de longue durée (retrait et la différence de température) ;
- ✓ $n = 6$ pour les surcharges de court durée, ces surcharges étant roulantes et la dalle de béton qui reprendra une grande partie des efforts.

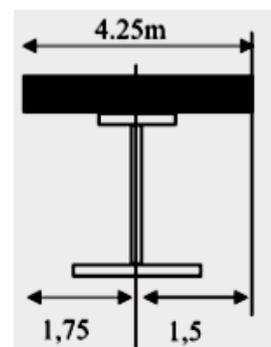


Fig. V.9 : La dalle participante.

- Donc la section homogénéisée de la poutre mixte

TAB. V.1 : La section homogénéisée de la poutre mixte.

$S_a (m^2)$	$S_b (m^2)$	$S^\infty (m^2)$	$S_{18} (m^2)$	$S_{15} (m^2)$	$S_6 (m^2)$
0.072	1.1	0.072	0.133	0.146m ²	0.256

$S_n = S_a + S_b/n$

c) Position du centre de gravité de section mixte

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

$a_n = S_b \times c / n \times S_n$
 $S^\infty = 0.0m$
 $S_{18} = 0.428m$
 $S_{15} = 0.468m$
 $S_6 = 0.668m$

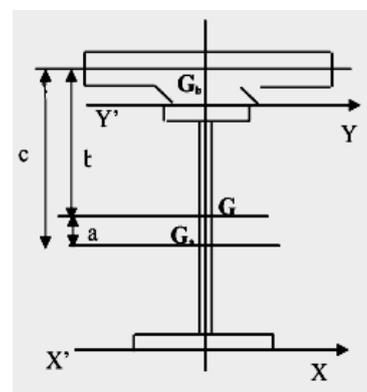


Fig. V.10 : Centre de gravité de la section mixte.

- Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte

$b_n = S_a \times c / S_n$; $S^\infty = 0.934m$; $S_{18} = 0.51m$; $S_{15} = 0.46$; $S_6 = 0.265m$

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

- Excentricité entre deux centres de gravités (aciers- béton)**

$$c = (1.4 - 0.636) + 0.17 = 0.934 \text{ m.}$$

- L'inertie de la section mixte**

Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité Gse donne par la formule suivant: $I = I_A + (I_B / n) + (S_a \cdot S_b / n \cdot S) \cdot c^2$

IA : moment d'inertie propre de l'acier par rapport à Ga.	$I_{\infty} = 0.026\text{m}^4$
IB : moment d'inertie propre du béton par rapport à Gb.	$I_{18} = 0.055\text{m}^4$
	$I_{15} = 0.058\text{m}^4$
	$I_6 = 0.072\text{m}^4$

- Les caractéristiques mécaniques de la section mixte**

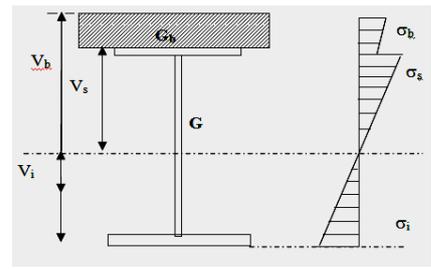
La distribution des contraintes dans une section mixte soumise à un moment fléchissant.

$$V_{bn} = b_n + 0.13$$

$$V_{sn} = b_n - 0.17$$

$$V_{in} = a_n + 0.636$$

Fig. V.11 : Distribution des contraintes.



- Les contraintes sont données par les relations suivantes**

➤ **Acier** : la contrainte dans l'acier est :

Fibre supérieure : $\sigma_{asup} = \frac{M}{w_s}$ avec : $w_s = \frac{I}{V_s}$ et Fibre inférieure : $\sigma_{ainf} = \frac{M}{w_i}$ $w_i = \frac{I}{V_i}$

➤ **Béton** : La contrainte dans le béton pour une charge uniformément répartie est donnée par :

$$\sigma_{Bsup} = \frac{M}{n \times w_B} \quad \sigma_{Binf} = \frac{M}{n \times w_s} \quad \text{Avec : } w_B = \frac{I}{V_b}$$

TAB. V.2 : Récapitulatif des caractéristiques de la section mixte

N	n=∞	n=18	n=15	n=6
S_n (m²)	0.072	0.133	0.146	0.256
a_n(m)	0	0.428	0.468	0.668
b_n(m)	0.933	0.51	0.46	0.265
I_G (m⁴)	0.026	0.055	0.058	0.072
V_{bn} (m)	1.063	0.64	0.59	0.395
V_{sn} (m)	0.763	0.34	0.29	0.095
V_{in} (m)	0.636	1.064	1.104	1.304
$w_s = \frac{I}{V_s}$ (m³)	0.034	0.16	0.2	0.75
$w_i = \frac{I}{V_i}$ (m³)	0.04	0.051	0.052	0.055
$w_B = \frac{I}{V_b}$ (m³)	0.024	0.086	0.098	0.182

V.2.4 Détermination des effets internes sur la section mixte

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

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

V.2.4.1 Effets du retrait

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

a) Hypothèse de calcul

- Nous considérons une poutre à inertie constante ;
- Dans notre cas c'est une poutre mixte simple ;
- $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

On considère en premier lieu un élément de poutre mixte de longueur dx , si aucune liaison n'existe entre l'acier et le béton, le retrait est libre et la dalle se raccourcit de Δdx , (Figure a et b).

Mais en réalité, la liaison entre la poutre métallique et la dalle de béton empêche le libre raccourcissement de la dalle de béton. Afin de respecter la compatibilité de déformation, il faut appliquer sur le béton un effort normal de traction N_m , ce qui crée dans la dalle un état de contrainte uniforme.

L'effort normal de traction N_b agissant dans la dalle de béton est équilibré par un effort normal de compression N_m de même intensité, mais agissant sur la section mixte, à la hauteur du centre de gravité de la dalle de béton.

l'effet de l'effort de compression N_m , agissant dans la section mixte, est équivalent à celui d'une force de compression N_m agissant au niveau du centre de gravité de la section mixte et d'un moment de flexion M_m égale à N_m multiplié par l'excentricité du centre de gravité de la dalle de béton par rapport à l'axe neutre de la section mixte. la figure suivante donne également les représentations des contraintes et des efforts de tractions. [1]

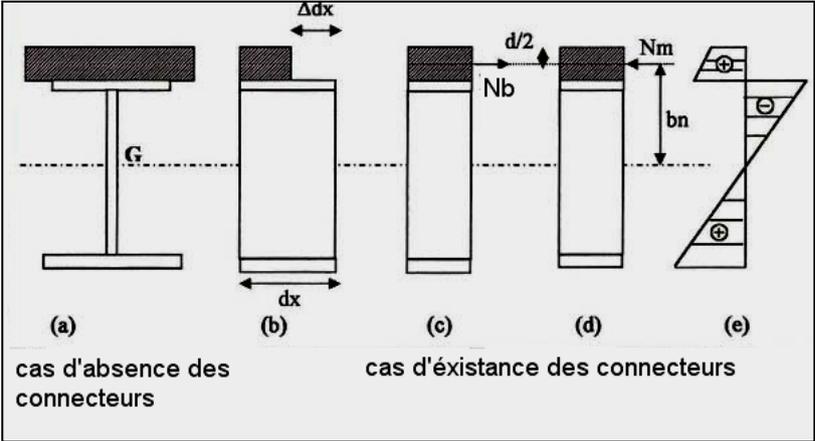


Fig. V.12 : Effet de retrait.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut : $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_r$ Avec: $E_b = E_a / n$.

ϵ_r : coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta dx = \epsilon_r \cdot dx$

ϵ_r : représente l'allongement relatif unitaire égal à $\epsilon_r = 4 \times 10^{-4}$.

- Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n ($n=15$) une force de réaction, et on obtient :
- ✓ **Un effort normal de compression** : $N_m = -N_b$.
- ✓ **Un moment de flexion (positif)** : $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \times \omega$
- Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :
- ✓ **Contrainte due à l'effort de compression de l'acier** : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- ✓ **Contrainte due au moment** : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$
- De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :
- ✓ **Contrainte due à l'effort de compression** : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b$
- ✓ **Contrainte due au moment** : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{b2} = (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$.
- Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :
- ✓ **Contrainte de compression moyen dans la semelle supérieure** :
 $\sigma_{ir} = \eta \cdot \beta \cdot \sigma_b + \eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_i$
- ✓ **Contrainte de traction moyen dans la semelle inférieure** :
 $\sigma_{sr} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b + \eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_i$
- ✓ **Contrainte de traction dans le béton** : $\sigma_{br} = \beta \cdot \sigma_b + (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$.

Notation :

$n=15$ (coefficient d'équivalence) ; β : c'est un coefficient tel que :

$$\beta = S_{bn} / (S_{bn} + S_a) = S_{b15} / (S_{b15} + S_a).$$

S_{b15} : Section du béton rendue homogène pour $n = 15$.

S_b : Section du béton ; S_a : Section d'acier.

ω : moment statique de la section de béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour $n=15$.

NB : le signe moins(-) correspond à la traction, Le signe moins(+) correspond à la compression.

• Calcul de l'effet de retrait

$$\beta = \frac{S_{bn}}{S_{bn} + S_a} = \frac{S_{b15}}{S_{b15} + S_a} = \frac{\frac{1.1}{15}}{\frac{1.1}{15} + 0.0728} = 0.5018$$

$$\omega_{15} = b_{15} \times s_{b15} = 0.46 \times \left(\frac{1.1}{15}\right) = 3.37 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r = \frac{E_a}{n} \times \varepsilon_r = \left(2.1 \times \frac{10^5}{15}\right) \times 4 \times 10^{-4} = 5.6 \times 10^5 N/m^2$$

$$M_{15} = \sigma_b \times \omega_{15} = 5.6 \times 10^5 \times 3.37 \times 10^{-2} = 0.18872 \times 10^5 N \cdot m = 1.8872 t \cdot m$$

• Contraintes résultantes

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{br} = \beta \times \sigma_b + \left(\sigma_b \times \frac{\omega}{I}\right) \times V_b = 5.6 \times 10^5 \left[0.5018 + \left(\frac{0.63 \times 3.37 \times 10^{-2}}{0.058}\right)\right] = 0.486 MPa$$

$$\text{Dans l'acier : } \sigma_{sr} = \eta \beta \times \sigma_b + \eta \left(\frac{M}{W_s}\right) = 15 \times 0.5018 \times 5.6 \times 10^5 \left(\frac{1.8872 \times 10^5}{0.2}\right) = 18.37 MPa$$

V.2.4.2 Effet de la différence de température entre l'acier et le béton

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

- Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ C$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de $10^\circ C$ (prescrit dans les normes),

correspond à un retrait spécifique.

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

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra $n = 15$ et ε_t : coefficient de retrait dû à la différence de température : $\varepsilon_t = 10^{-4}$.

• Calcul de la contrainte due à la différence de température

$$N_b = \varepsilon_t \times \frac{E_a \times S_b}{n} \quad \text{avec : } n = 15. \quad N_b = \varepsilon_t \times E_a \times \frac{S_b}{n} = 10^{-4} \times \frac{2.1 \times 10^7 \times 1.1}{15} = 154t$$

$$M^t = N_b \times b_{15} = 154 \times 0.46 = 70.84t.m \quad ; \quad \text{Pondération par 1.5}$$

$$N_b = 1.5 \times 154 = 231t \quad ; \quad M^t = 1.5 \times 70.84 = 106.26 t.m$$

La dalle froide (raccourcissement du béton) :

$$\sigma_{as} = \frac{M_t}{w_s} + \frac{N_b}{S_{15}} = \frac{106.26}{0.2} + \frac{231}{0.146} = 2113.49 t/m^2 = -21.13MPa$$

$$\sigma_{ai} = -\frac{M_t}{w_i} + \frac{N_b}{S_{15}} = -\frac{106.26}{0.052} + \frac{231}{0.146} = -461.27 t/m^2 = -4.612MPa$$

$$\sigma_b = -\frac{M_t}{n \times w_b} + \frac{N_b}{n \times S_{15}} = \frac{106.26}{15 \times 0.0983} + \frac{231}{15 \times 0.146} = 177.545 t/m^2 = 1.77MPa$$

Le cas de la dalle chaude (allongement du béton) on aura les mêmes valeurs des contraintes que dans le cas de la dalle froide avec des signes inverse.

V.2.4.3 Dénivellations des appuis

Les dénivellations des appuis sont les problèmes des ponts hyper-statiques, ce phénomène est la présence de contrainte de traction dans le béton au niveau des zones d'appui intermédiaire.

Plusieurs solutions sont envisageables afin de diminuer ces contraintes de traction ou les annuler.

- La solution la plus répandue et retenue systématiquement en Algérie étant la précontrainte par dénivellation d'appuis intermédiaires. Notre cas est une travée continue mixte sur 5 appuis.
- Après la pose des poutres métalliques, on remonte par les vérins l'appui intermédiaire sur une hauteur, cette dénivellation crée dans les poutres un moment de flexion.
- Après le soudage des connecteurs et la pose des armatures de la dalle, et le coulage du béton, on attende pendant quelque jour le durcissement de béton.

Ces étapes engendrent l'abaissement de l'appui intermédiaire à son niveau initial.

a) Dénivellation retour (n=18)

La dénivellation des appuis est calculée à partir de la formule de Clapeyron.

$$l_i M_{i-1} + 2(l_i + l_{i+1})M_i + l_{i+1}M_{i+1} = 6EI \left[\left(\frac{V_{i+1} - V_i}{l_{i+1}} \right) - \left(\frac{V_i - V_{i-1}}{l_i} \right) \right]$$

$$l_1 M_0 + 2(l_1 + l_2)M_1 + l_2 M_2 = 6EI \left[\left(\frac{-\Delta}{l_1} \right) - \left(\frac{\Delta}{l_2} \right) \right]$$

li: La longueur de la travée (i).

Mi : Le moment au niveau de l'appui (i).

Δi : le déplacement de l'appui (i).

L'inertie des poutres mixte est constante pour (n=18) : $I_G = 0.055m^4$

Module d'élasticité : $E = 210000N/mm^2 = 2.1 \times 10^7 t/m^2$

- **Pour le premier appui i=1**

Après la résolution du système :

$$M_1 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1; \text{ tell que } : \alpha_1 = \frac{24.65}{40} = 0.616$$

$$\text{Donc : } \Delta_1 = \frac{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{\alpha_1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{L^2}{6EI} M_1, \text{ Alors } \Delta_1 = \frac{(2.0.616+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{0.616}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{40^2}{6EI} 359.58 = 8.5\text{cm.}$$

- **Pour le premier appui i=2**

$$M_2 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_2}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_2; \text{ tell que } : \alpha_2 = \frac{40}{40} = 1$$

$$\text{Donc : } \Delta_2 = \frac{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{\alpha_2}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{L^2}{6EI} M_2, \text{ Alors } \Delta_2 = \frac{(2.1+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{40^2}{6EI} 460.59 = 17.5\text{cm.}$$

- **Pour le premier appui i=3**

$$M_3 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_2}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_3 \text{ Tell que } : \alpha_2 = \frac{40}{40} = 1$$

$$\text{Donc : } \Delta_3 = \frac{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{\alpha_2}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{L^2}{6EI} M_3, \text{ Alors } \Delta_3 = \frac{(2.1+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{40^2}{6EI} 438.1 = 16.64\text{cm.}$$

b) Dénivellation allé (n= ∞)

Au cours de dénivellation allé, seule l'acier travaille puisque le béton n'est pas encore coulé, n=∞.

$$I_\infty = 0.026\text{m}^4.$$

- **Pour le premier appui i=1**

$\Delta = 8.5$ cm : c'est la surélévation nécessaire.

$$M_1 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \text{ Tell que } : \alpha_1 = \frac{24.65}{40} = 0.616, \Delta_1 = 8.5 = -178.42 \text{ t. m.}$$

- **Pour le premier appui i=2**

$\Delta = 17.5$ cm : c'est la surélévation nécessaire ; $I_\infty = 0.026\text{m}^4$

$$M_2 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_2 = -589.60 \text{ t. m ; Tell que } : \alpha_2 = \frac{40}{40} = 1 \Delta_2 = 17.5\text{cm}$$

- **Pour le premier appui i=3**

$\Delta = 16.7\text{cm}$: c'est la surélévation nécessaire. $I_\infty = 0.026\text{m}^4$

$$M_3 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1}+1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_3 = -562.65 \text{ t. m ; Tell que } : \alpha_2 = \frac{40}{40} = 1 \Delta_3 = 16.7\text{cm}$$

V.2.5 Vérification à l'état limite de service

V.2.5.1 Vérification des contraintes

On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inférieure, « σ_{ainf} » et dans la semelle supérieure, « σ_{asup} », ainsi que la contrainte de compression de béton, « σ_B ».

Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

a) Pour l'acier

$$\sigma_{\text{asup}} \leq \sigma_{\text{ac}} \quad ; \quad \sigma_{\text{ainf}} \leq \sigma_{\text{art}}$$

σ_{ac} : La contrainte admissible dans le cas de compression de semelle.

σ_{art} : La contrainte admissible dans le cas de traction de semelle.

Telle que les contraintes admissibles de l'acier sont égales : $\sigma_{\text{ac}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$; Dans le cas de compression.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

$\sigma_{art} = 2700 \text{ kg/cm}^2$; Dans le cas de traction.

b) Pour le béton

σ_{ab} : La contrainte admissible dans le béton en compression, $\sigma_{ab} = 222 \text{ kg/cm}^2$.

c) Etapes de vérification

Les contraintes dues aux différents cas de charge sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à ce qu'on arrive à la valeur maximum de combinaison la plus défavorable, on va faire les vérifications des contraintes au niveau à mi travée ou le moment positif et après on fait les vérifications au niveau de l'appui intermédiaire ou le moment est négative :

$$\sigma_b = M / n W_b \quad ; \quad \sigma_s = M / W_s \quad ; \quad \sigma_i = M / W_i$$

d) Les combinaisons des contraintes

$$\sigma_1 = \sigma_{cp} + \sigma_{\Delta_{aller}} , \sigma_2 = \sigma_{cp} + \sigma_{\Delta_{retour}} , \sigma_3 = \sigma_2 + \sigma_{ccp} + \sigma_{\Delta_{retrait}} , \sigma_4 = \sigma_3 + \sigma_{surcharge}$$

• A mi-travée

Les résultats des contraintes sont groupés dans le tableau suivant :

TAB. V. 3 : vérification des contraintes à mi travée.

Les surcharges	N	M (t.m)	σ_B (kg/cm^2)	σ_{asup} (kg/cm^2)	σ_{ainf} (kg/cm^2)
Poids propre pp	∞	249.41	/	733.5	-623.5
Dénivellation allé Δ_{aller}	∞	-589.60	/	-1734.1	1474
C.C.P	18	337.02	21.77	210.6	-660.8
Dénivellation retour Δ_{retour}	18	460.59	29.7	287.9	-903.1
Retrait	15	/	17.75	211.35	-46.13
Surcharge routier	6	424.32	38.8	56.6	-771.5
Contrainte totale de la Combinaison la plus défavorable	/	/	108.02	1499.95	-2233.53
Valeurs de comparaison	/	/	< 222	<2400	<2700

Remarque : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées à mi travée.

• Sur appui

TAB. V. 4 : vérification des contraintes sur appuis.

Les surcharges	N	M (t.m)	σ_B (kg/cm^2)	σ_{asup} (kg/cm^2)	σ_{ainf} (kg/cm^2)
----------------	---	---------	------------------------------------	---	---

Poids propre pp	∞	-460.59	/	-135.47	115.14
Dénivellation allé Δ_{aller}	∞	-589.60	/	-173.41	147.4
C.C.P	18	-620.59	-40	-387.9	121.68
Dénivellation retour Δ_{retour}	18	460.59	29.7	287.8	-903.1
Retrait	15	/	17.7	211.3	-46.1
Surcharge routier	6	-302.71	-27.7	-40.36	550.38
Contrainte totale de la Combinaison la plus défavorable	/	/	-20.3	-64.63	1413.92
Valeurs de comparaison	/	/	< 222	<2400	<2700

Remarque : Les contraintes à l'ELS sont vérifiées.

V.2.5.2 Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte de cisaillement moyen due à l'effort tranchant T_y doit satisfaire à la condition

suivant : $\tau_{Max} \leq \tau = 0.65f_e$ et $\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w \times h_w} \leq 100MPa$ Sous sollicitation de service. [2]

D'après les résultats donnés par logiciel ROBOT Mélinieume : On a : l'effort tranchant maximum

est égale : $T_y = 187.28t$; $\tau_{max} = \frac{187.28}{0.02 \times 1.325} = 7067.19 \frac{t}{m^2} = 70.67MPa$

$\tau = 0.65 \times 355 = 230.75 MPa$ Donc : **$70.67 \leq 230.75MPa$**

Remarque : Le cisaillement maximal au niveau de la section la plus sollicitée est vérifié.

V.2.5.3 Vérification de l'âme au voilement

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement)

a) Principe de vérification

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux où horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Les linges définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire.

La justification est la même, on vérifiera : $\left(S_\sigma \times \frac{\sigma}{\sigma_k} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_*} \right)^2 \leq 1,8$. [2]



Fig. V.13 : photo représentative de voilement.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

σ : Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inférieure.

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_k : Contrainte normale critique de voilement. $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \times k_\sigma$

τ^* : Contrainte de cisaillement critique de voilement. $\tau^* = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 \times k_\tau$

t_w : épaisseur de l'âme

h_w : hauteur de l'âme

ν : module de poisson=0,3

E : module d'élasticité. Telle que $E = 2,1 \times 10^5$ MPa/m²

S_σ : en fonction de ψ . Et : $S_\sigma = 1,8$ si $\psi = 1$ ou $1,4 + 0,4 \psi$ si $-1 \leq \psi \leq 1$; $\psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}}$

- 1^{ier} cas pour le moment positif

TAB. V.5 : Tableau récapitulatif des contraintes.

τ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
70.67	150	-223.3

Telle que : $\sigma_s = \frac{M}{W_s}$; $\sigma_i = \frac{M}{W_i}$

Calcul de K_σ : $\psi = \frac{-223.3}{150} = 1.48$; Donc : $\psi \leq -1$

Alors que : $S_\sigma = 1$; $\alpha > 0.667$; $K_\sigma = 23.9$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

TAB. V. 6 : vérification de voilement pour le moment positive.

a (m)	6.16
h_w (m)	1.325
t_w (m)	0.018
$\alpha = a / h_w$	4.65
$K_\tau = 5,34 + (4/\alpha^2)$	5.525
$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2$	43.81
$\tau^* = K_\tau \cdot \sigma_e$ (MPa)	242.07
τ (MPa)	70.67
$(\tau / \tau^*)^2$	0.085
σ_s (MPa)	150
σ_i (MPa)	-223.3
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-1.48
S_σ	1
K_σ	23.9

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

$\sigma^* = K_\sigma \cdot \sigma_e$ (MPa)	1047.06
$(S_\sigma \cdot \sigma / \sigma^*)^2$	0.045
$(\tau / \tau^*)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma / \sigma^*)^2$	0.13
Valeur admissible	1.8
Etat	Vérifié

Remarque : Le voilement étant vérifié, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

- **2^{iem} Cas pour le moment négatif**

TAB. V. 7 : Tableau récapitulatif des contraintes.

τ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
70.67	-6,46	141,39

Telle que : $\sigma_s = \frac{M}{w_s}$; $\sigma_i = \frac{-M}{w_i}$;

Calcul de K_σ : $\psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}} = \frac{-6.46}{141.39} = -0.04$; Donc : $-1 \leq \psi \leq 0$

$S_\sigma = 1.38$; $K_\sigma = 23.9$; $K_\tau = 5,34 + (4/\alpha^2) = 5.525$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

TAB. V.8 : vérification de voilement pour le moment négative.

a (m)	6.16
h_w (m)	1.325
t_w (m)	0.02
$\alpha = a / h_w$	4.65
$K_\tau = 5,34 + (4/\alpha^2)$	5.525
$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2$	43.81
$\tau^* = K_\tau \cdot \sigma_e$ (MPa)	242.05
τ (MPa)	70.67
$(\tau / \tau^*)^2$	0.085
σ_s (MPa)	-6.46
σ_i (MPa)	141.39
$\psi = \sigma_i / \sigma_s$	-0.04
S_σ	1.38
K_σ	23.9
$\sigma^* = K_\sigma \cdot \sigma_e$ (MPa)	1047.059
$(S_\sigma \cdot \sigma / \sigma^*)^2$	0.186
$(\tau / \tau^*)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma / \sigma^*)^2$ (MPa)	0.271
Valeur admissible (MPa)	1.8
Etat	vérifié

Remarque : Le voilement étant vérifié, il n'est pas nécessaire donc de mettre des raidisseurs d'âme autres que ceux au niveau des entretoises.

V.2.5.4 Vérification de la poutre au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le titre V du fascicule 61 de C.P.C article 19, Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M^* de déversement.

Si σ_f^* est la contrainte critique de déversement, on admet que la sécurité est obtenue si la contrainte σ_f due à la flexion satisfait à : $\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$.

$$\text{Avec : } f(\sigma_f^*) = 0.66 \times \sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0.75\sigma_e ; f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \times \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) \text{ si } \sigma_f^* > 0.75\sigma_e$$

σ_f : Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure.

σ^* : Contrainte critique de déversement.

a) Le moment critique de déversement

$$\text{Avec : } m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2} - \frac{1.45}{a}} \right] ; m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} ; a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_y GK}$$

L : portée de la pièce fléchie (6.16m) entraxe des entretoises.

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

b : hauteur de la pièce (b = 1,4m).

K : le moment d'inertie à la torsion de la pièce considérée.

E : module d'élasticité longitudinal = $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.

G : module d'élasticité transversale.

Pour notre calcul on a choisi la section de la poutre sur appui parce qu'elle nous donne la valeur

$$\text{la plus petite de } \sigma_f^* . G = \frac{1}{2 \times (1 + \nu)} E = \frac{1}{2 \times (1 + 0.3)} 2.1 \times 10^6 = 0.8077 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

b) Les caractéristiques de la section de la poutre

$$A = 0,072 \text{ m}^2 ; I_{yy} = 0,0017 \text{ m}^4$$

c) Le moment d'inertie à la torsion de la pièce

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i \times t_i^3 = 3,06 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 \text{ et } a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2 = 0.523 \Rightarrow a^2 = 0.723$$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2} - \frac{1.45}{a}} \right] = 0.828 \Rightarrow m_1 = 0.828 \text{ et } m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = 4.48 \Rightarrow m_2 = 4.48$$

$$\Rightarrow \text{Alors que le moment critique est égal à : } M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{EI_y GK} = 1788.2 \text{ t.m}$$

• Calcul de σ_f^*

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{w_s} = \frac{1788.2}{0.34} = 52594.11 \text{ t/m}^2 = 525.94 \text{ MPa}$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 355 = 266.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_f^* \geq 0.75 \times \sigma_e \Rightarrow f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) = 215.71 \text{ MPa}$$

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

• Calcul de σ_f

Le déversement risque de se produire quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton soit quand le béton est encore liquide, pour cette raison on prend : $\sigma_f = \frac{M}{w_s} = \frac{460.59}{0.034} = 13546.76 \text{ t/m}^2 = 525.94 \text{ MPa}$

σ_f : La contrainte calculée sous charge permanente (avec prise du béton) dans la semelle supérieure. On a : $\sigma_f < f(\sigma_f^*)$.

Remarque : La sécurité au déversement est assurée.

V.2.5.5 Calcul des déformations

a) Calcul de la flèche

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est max. La flèche admissible est en générale égal à L/500

• 1^{ier} Travée

La flèche admissible $f_{adm} = 40/500 = 0.08 \text{ m} = 8 \text{ cm}$

Remarque :

Les efforts ne sont ni majorés ni pondérés pour le calcul des flèches.

- **Charge permanente :** $y_{max} = -\frac{ql^4}{384EI_n}$

➤ Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP » = 8.435 t/ml

➤ La charge qui revient à chaque poutre égale à 8.435/2 = 4.217 t/ml Et : $n = \infty$; $l_{\infty} = 0,026 \text{ m}^4$

Donc : $y_{max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{4.217 \times 40^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.026} = 0.0514 \text{ m} = 5.14 \text{ cm}$

- **Complément de charges permanentes :** $q = 2,334 \text{ t/ml}$

La charge qui revient à chaque poutre égale à 2.334/2 = 1.167 t/ml ; Et : $n = 18$; $l_{18} = 0,055 \text{ m}^4$

Donc $y_{max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{1.167 \times 40^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.055} = 0.0067 \text{ m} = 0.67 \text{ cm}$

- Surcharge de trottoir :

$q = 0,15 \times 0,5 = 0,075 \text{ t/ml}$; Et : $n = 6$; $l_6 = 0,072 \text{ m}^4$

$$y_{max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{0.075 \times 40^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.072} = 3.3 \times 10^{-4} \text{ m} = 3.3 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

La surcharge D 240 :

$$y_{max} = \frac{ql^4}{384EI_n} = \frac{240 \times 40^4}{384 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.072} = 0.0529 \text{ m} = 5.29 \text{ cm}$$

Donc : La flèche maximum égale à : $y_{max} = 5.14 + 0.67 + 3.3 \cdot 10^{-2} + 0,529 = 6.37 \text{ cm}$

La valeur de la flèche est inférieure à celle de la valeur admissible qui est de **8 cm**, Donc la flèche pour la première travée est vérifiée.

• 2^{eme} Travée

La flèche admissible : $f_{adm} = 25/500 = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$.

Charge permanente : $y_{max} = \frac{ql^4}{185EI_n}$

Poids (Poutre + entretoise + dalle) « PP » = 8.435 t/ml

La charge qui revient à chaque poutre égale à 8.435/2 = 4.217 t/ml ; Et : $n = \infty$; $l_{\infty} = 0.026 \text{ m}^4$

Donc : $y_{max} = \frac{ql^4}{185EI_n} = \frac{4.217 \times 25^4}{185 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.026} = 0.0163m = 1.63cm$

Complément de charges permanentes : $q = 2.334 \text{ t/ml}$

La charge qui revient à chaque poutre égale à $2.334/2 = 1.167 \text{ t/ml}$; Et : $n=18$; $l_{18}=0.055m^4$

$$y_{max} = \frac{ql^4}{185EI_n} = \frac{1.167 \times 25^4}{185 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.055} = 0.0021m = 0.21cm$$

Surcharge de trottoir : $q = 0.15 \times 0,5 = 0.075 \text{ t/ml}$; Et : $n=6$; $l_6=0,072m^4$

$$y_{max} = \frac{ql^4}{185EI_n} = \frac{0.075 \times 25^4}{185 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.072} = 1.04 \times 10^{-4}m = 1.04 \times 10^{-2}cm$$

La surcharge D 240 :

$$Y = \frac{pl[3L^2 - 5L^2]}{96EI} = \frac{240 \times 13.6(3 \times 2500^2 - 5 \times 1360^2)}{96 \times 2.1 \times 10^5 \times 0.072 \times 10^8} = 2.13cm$$

Donc La flèche maximum égale à $y_{max} = 1.63 + 0.21 + 1.04 \cdot 10^{-2} + 2.13 = 3.98 \text{ cm}$.

La valeur de la flèche est inférieure à celle de la valeur admissible qui est de 5cm, Donc la flèche pour la deuxième travée est vérifiée.

V.3 Dimensionnement de la dalle en béton armé

V.3.1 Fonctionnement

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales. On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :

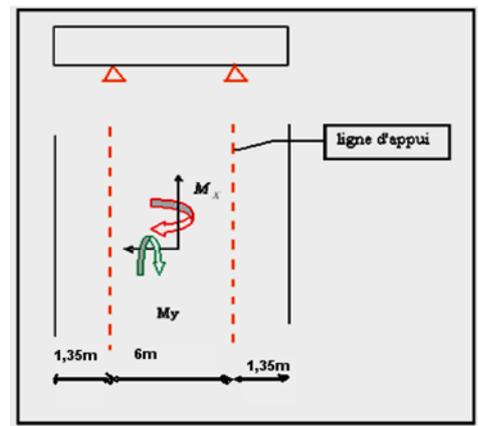


Fig. V.14 : Les sollicitations sur la dalle.

M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales.

M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales.

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

V.3.2 Calcul des sollicitations transversale

On effectue les calculs par logiciel ROBOT Millenium qui nous donne les résultats des efforts les plus défavorables, et les moments maximums à ELU et à ELS qui sont représentés dans les schémas suivants :

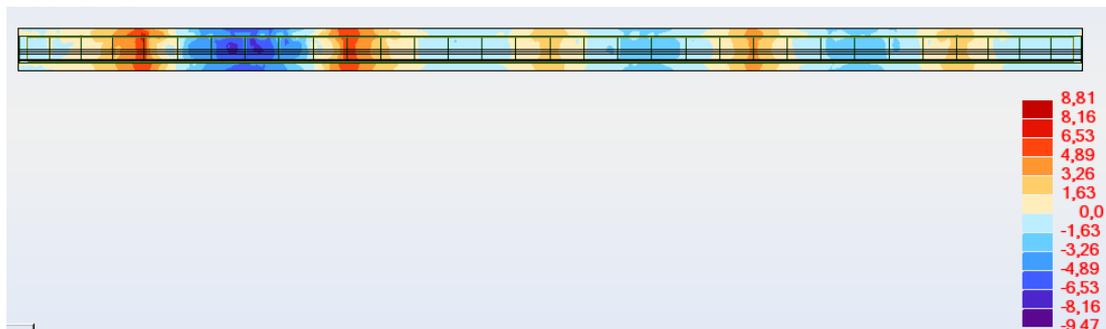


Fig. V.15 : diagramme de moments transversaux maximum à ELU.



Fig. V.16 : diagramme de moments maximum à ELS.

V.3.3 Hypothèses de calculs

Matériaux :

- Béton B35 $f_{c28} = 30\text{MPa}$;
- Armatures Aciers HA Fe E400 $f_e = 400\text{ Mpa}$;
- Enrobage des aciers $c = 2,5\text{ cm}$.

Nous utiliserons les règles de calcul du B.A.E.L.91 modifié 99.

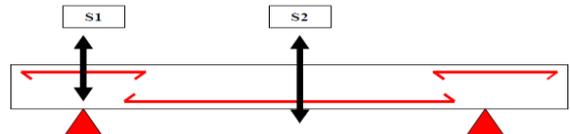


Figure 17 : disposition des armatures transversale correspond aux sollicitations maximums.

V.3.4 Ferrailage de la dalle

a) Calcul de section S1

• Calcul de section d'armature à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 17\text{MPa} ; \text{ avec : } \gamma_b = 1.5 (\text{en situation durables}) ; \theta = 1 ; f_{c28} = 30\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.47 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 0.110$$

$$P_M = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{8.81}{6.58} = 1.34 \Rightarrow \mu_c = 0.323, \text{ Donc : } \mu_c \geq \mu \Rightarrow \text{Section sans acier comprimé.}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.146 ; z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.2118\text{m} \text{ et : } \mu \leq 0.186$$

$$\text{On a : } \xi_s = 10 \times 10^{-3} \text{ Et } \xi_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1.65 \times 10^{-3} \text{ avec } E_s = 2.1 \times 10^5 \text{Mpa} ; \text{ Donc } \xi_s > \xi_{es}$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82\text{Mpa} \quad \text{Avec } \gamma_s = 1.15 (\text{cas général}) ; f_e = 400\text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_u}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{9.47 \times 10^{-2}}{0.2118 \times 347.82} = 12.8 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 12.8 \text{cm}^2$$

• Calcul de section d'armature à l'ELS

La combinaison la plus défavorable donne des moments maximums égale à : **-7.08t.m** sur appuis Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3f_e}; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}, \eta = 1.6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2,4\text{MPa} \text{ donc : } \bar{\sigma}_s = 215.55\text{MPa.}$$

Remarque : Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

$$M_{ser} = 7.08\text{t.m} ; b = 1\text{ m} ; h = 0,25\text{ m} ; d = 0,9h = 0,225\text{ m.}$$

$$x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}$$

$$\text{Donc : } x = 0,1251\text{m. et } z = d - \frac{x}{3} = 0.1832\text{m.}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot x \cdot z = 20.62\text{t.m} ; \text{ Donc : } \bar{M}_1 \geq M_{ser} \text{ donc la section sans acier comprimé.}$$

$$A_s = \frac{\bar{M}_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 17.93 \text{cm}^2. \text{ Condition de fragilité est vérifiée } A_s \geq A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\text{Donc : } A_{min} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 3.105 \text{cm}^2$$

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

La section minimale d'acier : $p_{min} = \frac{A_s}{A_b} = 0.35\%$; $A_s = 0.0035 \times 100 \times 25 = 8.75 \text{ cm}^2$

Conclusion :

L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversaux nécessaire en S1 vaut : **As S1 = 17.93 cm²** , soit **6HA20**. D'espacement de **16cm**. On prendra par ailleurs une

section d'acier longitudinaux tels que : $A_{sl} = \frac{A_s}{3} = 5.98 \text{ cm}^2$.

Donc la section d'acier longitudinaux $A_s = 5.98 \text{ cm}^2$, soit **6 HA12**.

b) Calcul de section S2

• Calcul de section d'armature à l'ELU

$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} = 17 \text{ Mpa}$, avec $\gamma_b = 1.5$ (en situation durables) ; $\theta = 1$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.81 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 17} = 10.023 \times 10^{-2}$$

$$P_M = \frac{M_u}{M_{SER}} = \frac{9.47}{7.08} = 1.34 \Rightarrow \mu_c = 0.323$$

$\mu_c \geq \mu \Rightarrow$ Section sans acier comprimé. On a : $\xi_s = 10 \times 10^{-3}$; Et $\xi_{es} = (f_e / \gamma_s) / E_s = 1.65 \times 10^{-3}$;

avec : $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$; Donc $\xi_s > \xi_{es}$

On a : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$; Avec $\gamma_s = 1.15$ (cas général), $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Donc : $A_s = \frac{M_u}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{8.81 \times 10^{-2}}{0.213 \times 347.82} = 11.89 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 11.89 \text{ cm}^2$.

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.132$; $z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.213 \text{ m}$ et : $\mu \leq 0.186$.

• Calcul de section d'armature à l'ELS

La combinaison la plus défavorable donne des moments maximums égale à :

6.58t.m à mi travée. Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} , \eta = 1.6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_s = 215.15 \text{ MPa}.$$

Remarque : Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

➤ $-M_{ser} = 6.58 \text{ t.m}$; $-b = 1 \text{ m}$; $h = 0.25 \text{ m}$; $-d = 0.9h = 0.225 \text{ m}$.

➤ $-x = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa} \Rightarrow x = 0.1251 \text{ m}$

➤ $-z = d - \frac{x}{3} = 0.1832 \text{ m}$.

$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot x \cdot z = 20.63 \text{ t.m}$; Donc : $\bar{M}_1 \geq M_{ser}$ donc la section sans acier comprimé.

$A_s = \frac{\bar{M}_{ser}}{z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 16.69 \text{ cm}^2$. Condition de fragilité est vérifiée $A_s \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e}$

Donc : $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 22.5 \times \frac{2.4}{400} = 3.105 \text{ cm}^2$

La section minimale d'acier : $p_{min} = \frac{A_s}{A_b} = 0.35\%$

Donc : $A_s = 0.0035 \times 100 \times 25 = 8.75 \text{ cm}^2$

Donc la section d'acier $A_s = 16.69 \text{ cm}^2$,

Conclusion :

L'ELS est plus défavorable et donc l'aire de la section d'acier transversaux nécessaire en S2 vaut : **As S2= 16.69 cm²** , soit **6 HA20**. D'espacement de **16cm**. On prendra par ailleurs une

section d'acier longitudinaux tels que : $A_{s2} = \frac{A_s}{3} = 5.56 \text{ cm}^2$.

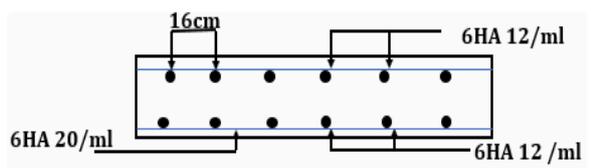


Fig. V.18 : ferrailage de la dalle.

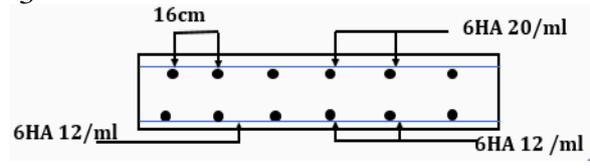


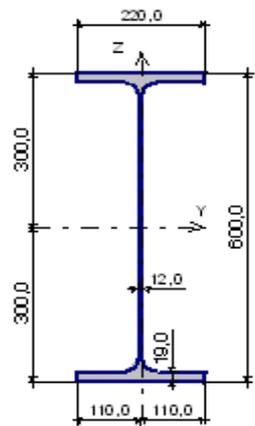
Fig. V.19 : ferrailage de l'encorbellement.

V.4 Entretoises

Les entretoises sont des éléments transversaux leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (Majoritairement lié au vent). Les entretoises dans notre cas est une poutre profilé IPE600 en acier de type Fe E360, qui a une limite élastique de 360 MPa.

$I_y = 92083 \text{ cm}^4$

Fig. V.20 : les caractéristiques géométriques de l'entretoise.



- **Entretoises d'abouts**

Les entretoises d'about sont des poutres transversales aux niveaux des appuis, elles supportent la force due au poids propre du tablier ramené par chaque poutre dans l'opération de changement des appareils d'appuis.

A : entraxe des poutres (5.5m), R : réactions dus au poids propre du tablier.

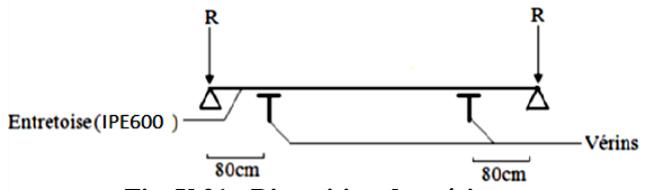


Fig. V.21 : Disposition des vérins.

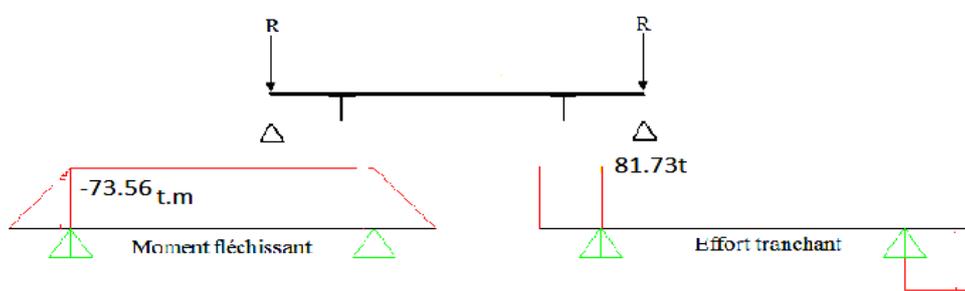


Fig. V.22 : Efforts dans l'entretoise après le levage du tablier.

a) **Les résultats de l'effort et du moment transversal max**

$T_{max} = 81.73t$; $M_{max} = 73.56t.m$.

- **Vérification de contrainte**

$\sigma = M/(I/v) = 73.56 \times 10^7 / (3070 \cdot 10^3) = 239.60 \text{ Mpa} < \sigma_{bar} = 360 \text{ Mpa}$. Donc la contrainte est vérifiée.

- **Vérification au cisaillement**

$\tau = V_{max}/S_{ame} = 81.73 \times 10^4 / 6744 = 121.19 \text{ Mpa} < 0.6 \sigma_{bar} = 216 \text{ Mpa}$ Il n'y a pas un risque de cisaillement.

- **Vérification au voilement du panneau**

$a = 5.5 \text{ m}$, $b = 0,562 \text{ m}$, $e = 12 \text{ mm}$; $\alpha = a/b = 9.78$; $\Psi = \sigma_i / \sigma_s = -1$

$\sigma_c = [(\pi^2 \cdot 210000) / 12 \cdot (1 - \nu^2)] \times (e/b)^2 = 380.6 \text{ Mpa}$.

$\Psi = -1 \Rightarrow K_\sigma = 23.9 \Rightarrow \sigma^* = K_\sigma \times \sigma_c = 23.9 \times 380.6 = 9096.34 \text{ Mpa}$.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

$$\alpha > 1 \Rightarrow K_{\zeta} = 5,34 + (4/\alpha^2) = 5.38$$

$$\tau^* = K_{\zeta} \cdot \sigma_c = 5.38 \times 380.6 = 2048.32 \text{ Mpa.}$$

$$(\sigma/\sigma^*)^2 + S_{\sigma} (\tau/\tau^*)^2 < 1.8 \Leftrightarrow (239.6/4833)^2 + (56.14/1096)^2 = 0.027 < 1.8.$$

Donc le voilement n'est pas à craindre \Rightarrow **pas de risque de voilement.**

- **Vérification au voilement des semelles**

La condition de non voilement par compression des semelles des poutres fléchis.

Pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$b/e \leq 15 (24/\sigma_e)^{0.5} \Leftrightarrow 10.71 \leq 15$$

Une autre condition de disposition constructives pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant : $e_a \geq 0.006h_a \Leftrightarrow 12 \geq 0.006 \times 562 = 3.372$

- **Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent**

On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à 2,00 KN/m². On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc : $Q_{ELU} = 3.0 \text{ KN/m}^2$.

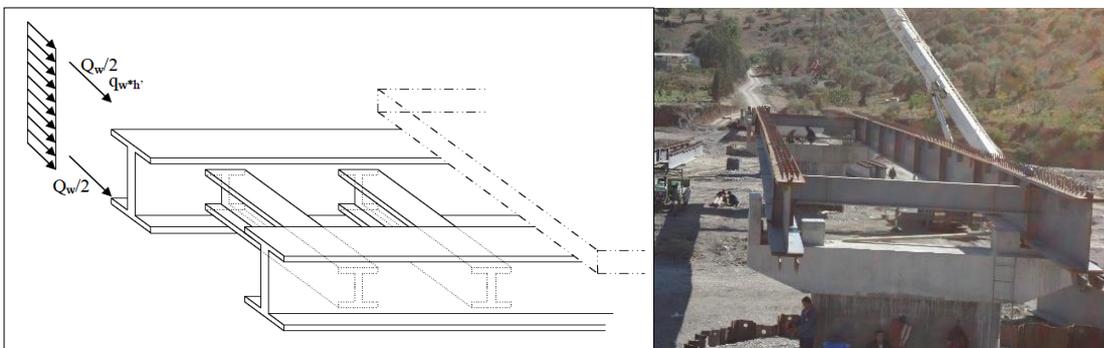


Fig. V.23 : effet de vent sur la dalle mixte.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{trottoirs} + \text{corniche} = 2.4 \text{ m.}$$

$$\text{La force résultante de vent est alors : } Q_w = 3 \times 4 \times 2,4 = 28.8 \text{ KN} = 2,88 \text{ t.}$$

On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

- Le moment fléchissant : $M_e = Q_w / 2 \times h_m = 1.008 \text{ t.m.}$
- L'effort tranchant : $V_e = Q_w / 2 \times h / b = 3.92 \text{ t.}$
- On calcule alors : $\sigma = M_e \times V_a / I = 328.38 \text{ t/m}^2 = 3.28 \text{ MPa.}$

$$\tau = V_e / (h_w \times t_w) = 1.4 \text{ MPa.}$$

h : hauteur de l'entretoise .

$$h_m = h_{\text{poutre}} / 2.$$

b : la largeur de semelle de l'entretoise.

V_a : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravité.

I : moment d'inertie de l'entretoise.

Et on vérifie bien que : $\sigma < f_e = 355 \text{ MPa}$ (vérification de résistance).

$$\tau < 0,65 \times f_e = 230.75 \text{ Mpa}$$
 (vérification au cisaillement).

Donc Les entretoises sont bien dimensionnées.

V.5 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont les éléments qui assurent la liaison entre l'acier et le béton, et d'empêcher le glissement relatif des deux matériaux à leur surface de contact, ainsi que la séparation de la dalle et de la poutre métallique, les connecteurs peuvent être classés en plusieurs catégories :

- ✓ Goujons à tête ;
- ✓ Equerres en acier façonné à froid ;
- ✓ Butées.

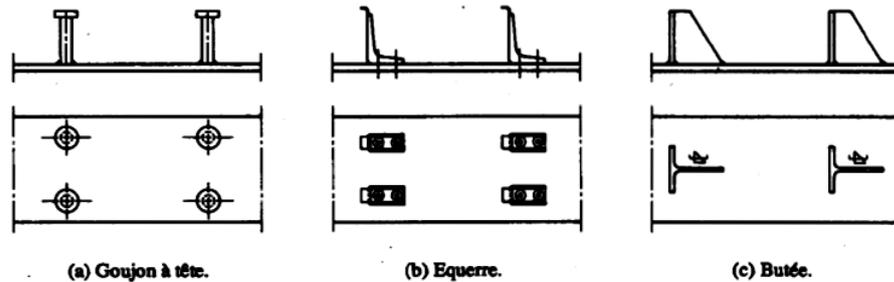


Fig. V.24 : exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton.

Dans notre projet on utilise des goujons à tête, puisque l'utilisation de ce type de connecteur est cependant de loin le plus courant, grâce à la facilité et la rapidité de pose. De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent une bonne redistribution de l'effort rasant.

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.

V.5.1 Principe du calcul

Le but est de définir le nombre nécessaire de ces connecteurs. Les connecteurs sont soumis au glissement du aux actions générées après prise du béton et sous le poids CCP des superstructures (équipements du tablier) et les différentes actions variables. Le nombre des connecteurs nécessaires sera déterminé à l'ELS et à l'ELU. On utilise des goujons à tête ronde.

$\varnothing=22\text{mm}$; $h=200\text{mm}$ limite élastique garantie : 355 N/mm^2

- **Effort d'interaction ou de glissement à l'ELU : $F \min (F_a, F_b)$**

$$F = \min (F_a, F_b) \implies \begin{cases} F_a = A_s \times \sigma / 1.05 = 0.072 \times 355 \times 10^2 / 1.05 = 2297.14 \text{ t} \\ F_b = (0.85 f_{cj} / \gamma_b) \times A_b = (0.85 \times 30 \times 10^2 / 1.5) \times 1.1 = 1870 \text{ t} \end{cases}$$

Donc : $F_G = F_b = 1870 \text{ t}$.

$$\sigma = (F_G / b_{\text{eff}} \times h_c) = 1870 / 4.25 \times 0.20 = 22 \text{ MN/m}^2.$$

➤ **Section a :**

$$F_G^a = a \times \sigma \times h_b = 1.5 \times 22 \times 0.25 = 8.5 \text{ MN}.$$

$$\tau_u^a = (b_1 \times \sigma \times h_b) / h_b \times l_1 = 8.5 / 0.25 \times 24.65 = 1.33 \text{ MN/m}^2.$$

➤ **Section b :**

$$F_G^b = b \times \sigma \times h_b = 1.75 \times 22 \times 0.25 = 9.625 \text{ MN}$$

$$\tau_u^a = (b_2 \times \sigma \times h_b) / h_b \times l_1 = 9.625 / 0.25 \times 24.65 = 1.56 \text{ MN/m}^2$$

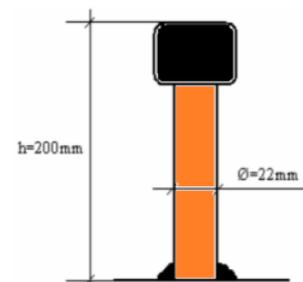


Fig. V.25 : Dimension du goujon à tête ronde.

➤ Verification:

τ_u^a et $\tau_u^b \text{ N/mm}^2 \leq \min(0.13f_{cj}, 4\text{Mpa}) = \min(0.13 \times 30 = 3.9\text{Mpa}, 4\text{Mpa}) = 4\text{Mpa}$.

$1.33\text{Mpa} \leq 3.9\text{Mpa}$ vérifié, $1.56 \text{ Mpa} \leq 3.9\text{Mpa}$ vérifié.

✓ La ruine d'un connecteur peut intervenir soit par écrasement du béton avec la résistance :

$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3$, $f_{cj} = 30\text{Mpa}$; $d = 22\text{mm}$; $\sigma_e = 355\text{Mpa}$.

$R_1 = 67 \times d^2 (f_{cj})^{0.5} / 1.3 = 67 \times 0.022^2 (30)^{0.5} / 1.3 = 13.66\text{t}$

✓ Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance :

$R_2 = 0.7 \times \pi (d^2/4) \sigma_e = 0.7 \times 3.14 (0.022^2/4) 355 = 9.44\text{t}$, $R = \min(R_1, R_2) = 9.44\text{t}$

$R_{ELU} = 9.44\text{t}$; $R_{ELS} = 0.6 \times 9.44 = 5.664\text{t}$; $F_{FATIGUE} = 0.3 \times 9.44 = 2.83\text{t}$.

$N = F_G / R_{ELU} = 1870 / 9.44 = 198.09 \approx 198$ goujons.

Avec un espacement : $e \leq \min(80\text{cm}, 4 \times 20)$; $e = (24.65 / 198) = 12.45\text{cm}$ en prendre : $e = 13\text{cm}$.

– A l'ELS :

On calcule le flux de cisaillement (q) :

$q = V \times S / I_m$; $S = A_b \cdot (C_b/n)$, Avec :

V : effort tranchant après le développement de l'action mixte.

A_b : Section du béton.

C_b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$S = 1.1 (0.51/18) = 0.031\text{m}^3$; $I_m = 0.055\text{m}^4$; $V = 66.99\text{t}$.

$q = V \times S / I_m = 66.99 \times 0.031 / 0.055 = 37.75\text{t/m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{\text{sup}} = 1.15 q_{\text{moy}} = 1.15 \times 37.75 = 43.41\text{t/m.} \\ q \text{ est majorée de } 15\% \\ q_{\text{inf}} = 0.85 q_{\text{moy}} = 0.85 \times 37.75 = 32.08\text{t/m.} \end{array} \right.$$

$F_{\text{glissement sur dl}} = ((80.52 + 59.52) / 2) \times dl = 37.75 \times 4.25 = 160.43\text{t}$.

$N = F_{\text{glissement sur dl}} / R_{ELS} = 160.43 / 5.66 = 28.34 = 29$ goujons.

N° : nombre de goujon par files.

$N = 425 / 13 = 33$ goujons ; On prévoir **2files de 33 goujons sur dL** ; $N_1 = 198 \times 2 = 396$ goujons

V.6 Assemblage par soudage

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas le 25m, et cela pour faciliter l'opération de transport au chantier (JC) ; et aussi pour constituer les pièces d'une différente section sur atelier (JA). L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toute les actions à court, moyen et long terme, pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max. Dans notre cas, ou l'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes, les soudages est la technique la plus intéressante.

Pour clarifier quelques notions souvent employées dans ce chapitre, il nous semble utile de définir les termes suivants :

- **Joint soudé** : ensemble de l'élément de liaison entre les pièces assemblées constitué par les soudures et les zones influencées thermiquement du métal de base.
- **Soudures** : partie du joint soudé constitué par le métal d'apport fondu.
- **Anomalie** : imperfection interne ou externe d'un joint soudé.
- **Défaut** : anomalie ou groupe d'anomalies dont la taille et/ou le nombre dépassent une valeur limite normalisée.

V.6.1 Les avantages d'assemblage par soudage

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en

atelier. Sur le chantier, son emploi est moins généralisé à cause des difficultés de mise en œuvre liées souvent à des conditions climatiques pas toujours favorables. Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- La réalisation d'assemblages rigides, donc peu déformables ;
- Une diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage par apport au boulonnage, notamment dans le cas de soudures non pénétrées (pas de trous à percer, réduction du nombre de couvre-joints et de plaques de tête) ;
- Une simplification des assemblages ;
- Une amélioration de l'apparence de la construction ;
- La réalisation d'un assemblage étanche.

Elle nécessite par contre certaines précautions de mise en œuvre, notamment :

- Le recours à un personnel qualifié.
- La protection des soudeurs sur le chantier vis-à-vis des intempéries.
- L'utilisation de procédés de contrôles de qualité sur le chantier.

V.6.2 Résistance à la fatigue

Dans les constructions soudées soumises à des charges variables répétées, des fissures de fatigue peuvent se développer. Ces fissures prennent naissance au droit des anomalies, souvent au raccordement des soudures, et elles se propagent sous l'action des sollicitations répétées. Ce phénomène dépend essentiellement de la différence (ou étendue) de contrainte $\Delta\sigma$ appliqué, mais est également influencé par des facteurs tels que la concentration des contraintes et les contraintes résiduelles.



Fig. V.26 : Fissure de fatigue à la base d'un raidisseur vertical.

En outre, le danger existe qu'une fissure de fatigue devienne l'amorce d'une rupture fragile ; on tiendra compte de ces phénomènes pour le dimensionnement de tous les ouvrages soumis à des charges répétées.

V.6.3 Rupture fragile

Quelques accidents survenus dans des constructions soudées ont mis en évidence l'influence sur la rupture fragile de la rigidité introduite dans les assemblages par le soudage. Plusieurs facteurs propices au développement d'une rupture fragile sont en outre réunis au voisinage d'un joint soudé, à savoir :

- La modification possible des propriétés métallurgiques et mécaniques de l'acier de base (chauffage et refroidissement lors du soudage) ;
 - La présence d'anomalies, aux abords ou dans la soudure, qui constituent des amorces de fissures pouvant ensuite se propager par fatigue ;
 - Les concentrations de contraintes au droit des soudures ;
 - L'augmentation des contraintes locales due aux contraintes résiduelles ;
- La rupture fragile est souvent associée uniquement à la qualité d'acier.

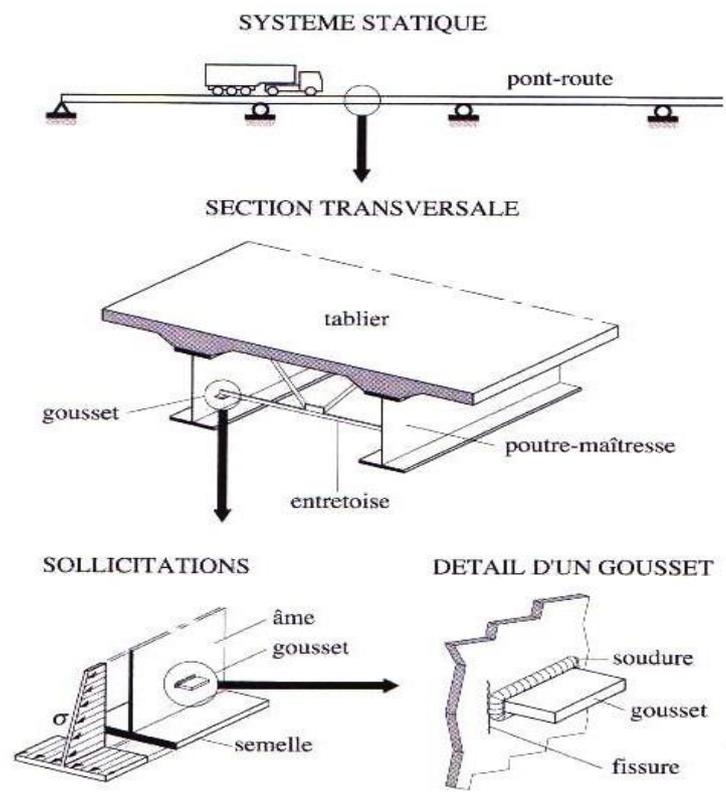


Fig. V.27 : Localisation possible d'une fissure de fatigue dans un pont-route.

V.6.4 Déformation et contraintes résiduelles

Le métal déposé et les zones des pièces adjacentes à la soudures sont portés à très haute température lors du soudage. Par la suite, cette masse réchauffée se refroidit et va par conséquent se contracter. Ce phénomène peut avoir les conséquences suivantes :

- Si la contraction n'est pas empêchée par les éléments qui entourent la soudure et la masse réchauffée il se produit essentiellement des déformations des pièces de l'assemblage (raccourcissement, déformation angulaire).
- Si la matière froide autour de la soudure empêche cette dernière de se contracter (cas le plus fréquent), il se crée dans la soudure et les pièces assemblées un champ de contraintes internes auto-équilibrées que l'on nomme contraintes résiduelles.

La pièce de la figure 27 est formée de deux tôles reliées par une soudure. Lorsque le cordon de soudure se refroidit, il a tendance à se contracter. Comme les tôles adjacentes, restées dans leurs ensembles froids, empêchent ce mouvement, il se crée parallèlement à la soudure un champ de contraintes longitudinales de traction dans la zone influencée thermiquement et son voisinage. Par réaction, les parties extérieures des tôles sont comprimées.

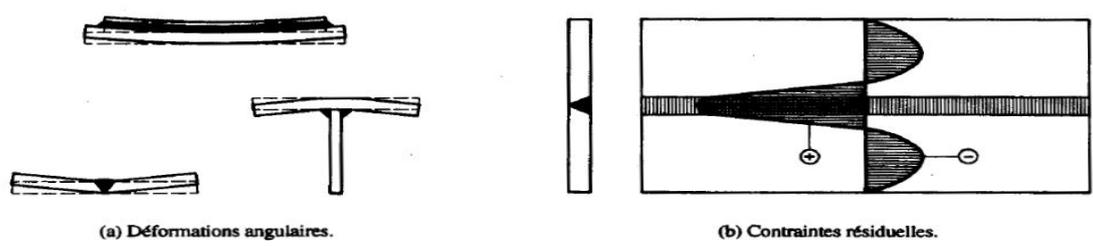


Fig. V.28 : Déformation angulaire et contraintes résiduelles Longitudinales provenant du soudage.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

La fabrication des éléments de structure soudés doit tenir compte des effets des apports locaux de chaleur. Par des séquences de soudage appropriées, il est possible de limiter les déformations des pièces.

Quant aux contraintes résiduelles, on peut les réduire par un traitement thermique (recuit de détente : qui consiste en un chauffage de la pièce à une température comprise entre 550 et 650°C. suivi d'un maintien à cette température, puis d'un refroidissement lent. Le but de cette opération est d'atténuer les contraintes résiduelles dans les pièces moulées, forgées, soudées.

On essaie toutefois de limiter les contraintes résiduelles à un niveau aussi bas que possible en contrôlant l'apport de chaleur par des séquences de soudages adéquates ou en exécutant des soudures de faible épaisseur. Il est même que possible, par un choix judicieux des séquences de soudages, d'introduire des contraintes résiduelles de compression dans des parties de structure ultérieurement sollicitées en traction. Ceci peut atténuer l'influence négative des contraintes résiduelles lors de phénomènes de fatigue ou de rupture fragile.

V.6.5 Anomalies

Les principales anomalies qui peuvent être présentes dans les soudures sont représentées à la figure ; On distingue celles relatives à une configuration externe ou interne de la soudure.

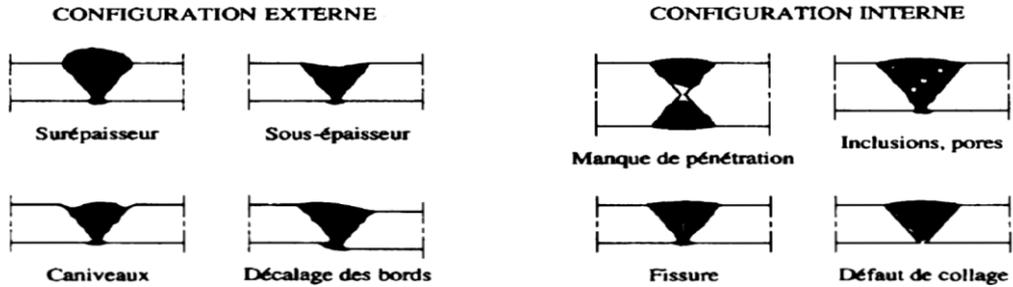


Fig. V.29 : Anomalies des soudages.

V.6.6 Principe de soudure

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.



Figure 30 : Principe de soudure.

V.6.6.2 Différentes type de soudure

a) Soudures bout a bout

- Joint d'âme

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 20mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes:

- Un chanfreiné en X sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est supérieure à 15mm ;

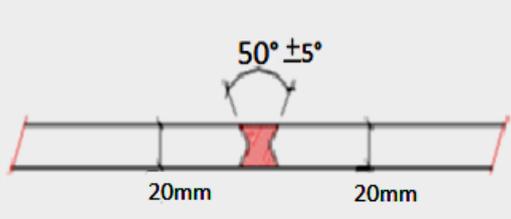


Fig. V.31 : Un chanfreiné en X.

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

- Un angle de chanfreiner et de $50^\circ \pm 5^\circ$;
- Un espacement de 9mm.

- **Joint de semelle**

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfreiné en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm ;
- Un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$;
- Un espacement de 9 à 10mm.

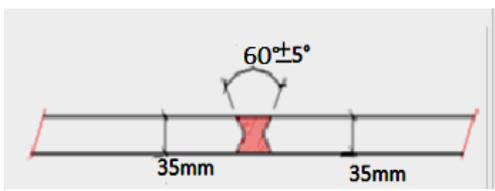


Fig. V.32 : Un chanfreiné en X des semelles supérieures.

À **semelles supérieures** : Soudure entre deux tôles de 35mm.

À **semelles inférieures** : Soudure entre deux tôles de 40mm.

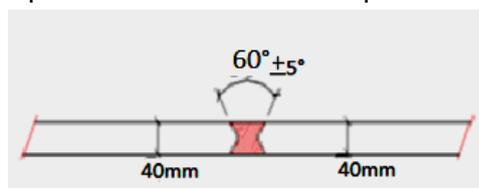


Figure 33 : Un chanfreiné en X des semelles inférieures.

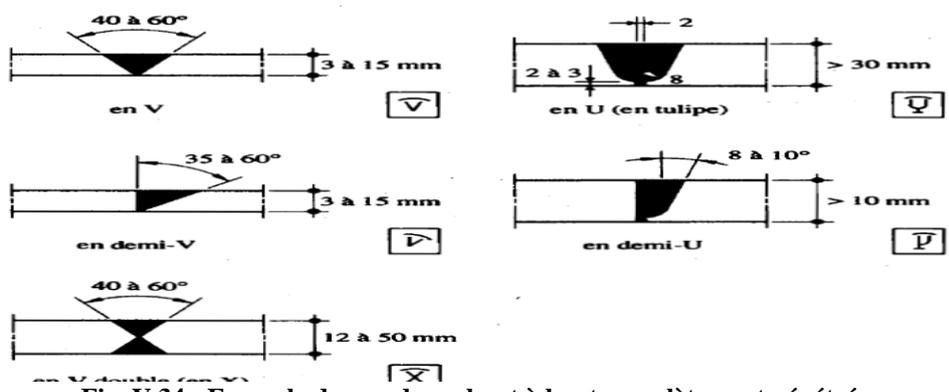


Fig. V.34 : Exemple des soudures bout à bout complètement pénétrées.

b) Soudures d'angle

- **Joint de l'âme avec les semelles**

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120° . Des angles inférieurs à 60° sont également autorisés.

Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

V.6.6.2 Dimensionnement des cordons de soudures

- **Cordon entre âme et semelle d'une poutre à âme pleine**(Selon la norme française NF 22-470), Contraintes dans les cordons : $\tau \parallel = V S / 2 a I_{xx}$

S : moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète.

V : effort tranchant.

I_{xx} = moment d'inertie de la section complète par rapport à l'axe x.

a : l'épaisseur d'un cordon d'angle appelée aussi gorge de la soudure.



CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

En se plaçant en sécurité, la formule simplifiée suivante peut être utilisée : $a \geq K \sqrt{3} V / 2\sigma_e h_a$.

En **Fig. V.35 : Assemblage soudé entretoise-âme.** admettant que : $\tau \leq \sigma_e / \sqrt{3}$; la condition ci-dessus devient, avec : $V = \tau \parallel h_a e_a$, $a \geq K.e_a/2$.

K : coefficient minorateur en fonction de la nuance d'acier, Pour des aciers S355 : **K=0.9**.

Dans notre cas nous avons des âmes de même épaisseur à chaque poutre ($e_a=20\text{mm}=\text{cste}$).

$A \geq K.e_a/2 = 0.9.20/2 = 9\text{mm}$ on prend: $a=12\text{mm}$.

V.6.6.3 Contrôle des soudures

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories.

Les contrôles destructifs, qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle des procédés de soudage, comprenant principalement :

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage) ;
- Les micrographies (examen au microscope avec polissage poussé) ;
- Les essais de traction ;
- Les essais de pliage ;
- Les essais de dureté ;
- Les essais de résilience.

Et les contrôles non destructifs, dont les plus courants sont :

- L'examen visuel ;
- L'examen par ressuage ;
- L'examen par magnétoscopie ;
- L'examen par radiographie ;
- L'examen ultrasons.

Les examens par ressuage et par magnétoscopie permettent de détecter uniquement les fissures superficielles ou celles débouchant en surface des joints soudés.

Ces examens sont faciles à exécuter, ils ne demandent que très peu de matériel et sont relativement fiables.

Les examens par radiographie sont très utilisés pour révéler des anomalies volumiques, telles que les pores ou les inclusions de laitier à l'intérieur de la soudure ; par contre les fissures (surtout celles qui sont parallèles à la direction des rayons) sont très difficiles à détecter.

Les examens par ultrasons permettent de localiser les anomalies telles que les fissures et les défauts de collage avec une bonne précision en grandeur et en direction ; par contre, ce procédé nécessite un manipulateur très expérimenté du fait des multiples échos parasites que l'on peut observer sur l'écran et qui pourraient conduire à une interprétation erronée des résultats.

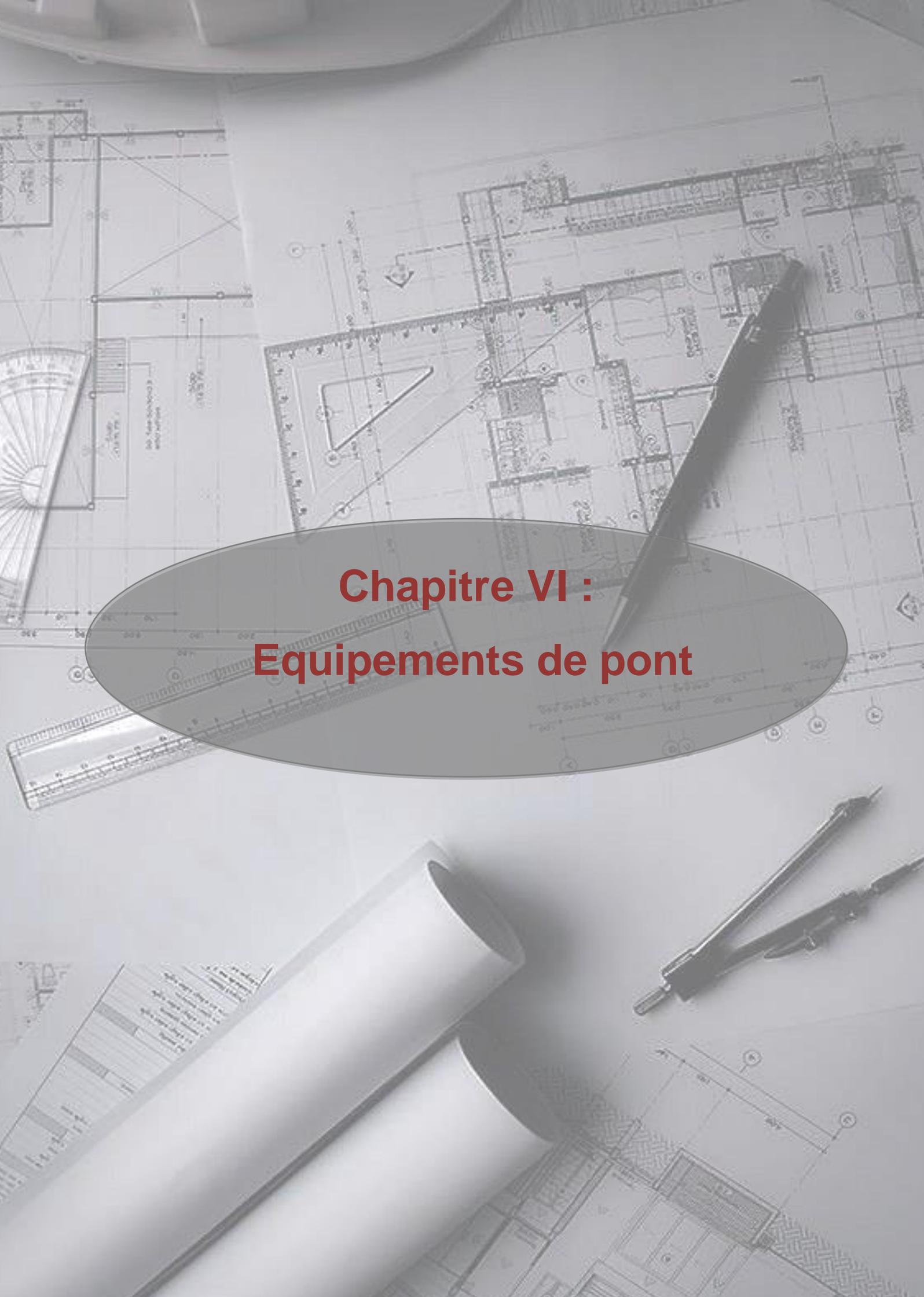
V.6.6.4 Nettoyage des soudures

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il faut non seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts

Alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

V.6 conclusion

Nous pouvons dire que le ferrailage que nous avons calculé est le ferrailage principal, tandis que d'autres zones de la structure ont un ferrailage spécial et peuvent être supplémentaires.

The background of the slide is a grayscale image of an engineering drawing table. It features various drafting tools including a large T-square, a set square, a ruler, a compass, and a pen. The drawing itself consists of complex technical lines, grids, and annotations, typical of a structural or mechanical design. A semi-transparent dark oval is centered over the image, containing the chapter title in red text.

Chapitre VI : Equipements de pont

CHAPITRE VI : EQUIPEMENTS DE PONT

VI.1 introduction

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

VI.2 Joint de chaussée

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic journalier entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic journalier inférieur à 1000 véhicules.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- **Confort et esthétique :**
 - ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus ;
 - ✓ Absence de bruits de vibrations.
- **Résistance :**
 - ✓ Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- **Étanche :**
 - ✓ En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.
- **Fiable :**
 - ✓ La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

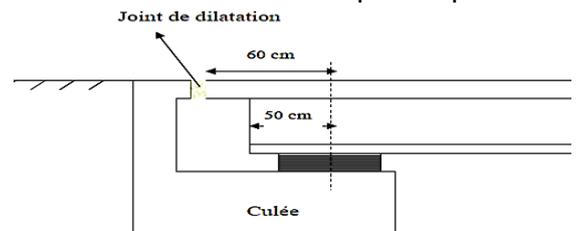


Fig. VI.1 : Schéma représentatif de

VI.2.1 Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, dilatation thermique, le retrait et le fluage.

VI.2.1.1 Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, déplacement horizontal, $\Delta l = h \times t \times \alpha$,

Notre modèle du ROBOT, nous donne des résultats de déformations de la structure sous chargement. Pour les poutres principales on a une rotation de 0,003 rd qui crée un déplacement de 0,5cm.

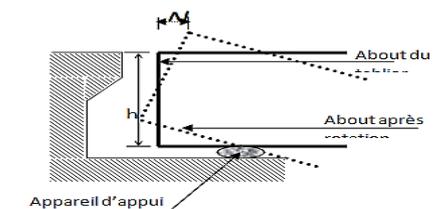


Fig. VI.2 : schéma représentatif de rotation d'extrémité.

CHAPITRE 6 : EQUIPEMENTS DE PONT

VI.2.1.2 Dilatation thermique

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif $\varepsilon_T = \frac{\Delta l}{l} = 10^{-4}$. L'étant la longueur dilatation du tablier.

Pour notre cas $l = 209.3m \Rightarrow \Delta l = 2.09cm$

VI.2.1.3 Retrait

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4} ; \quad l = 209.3m \Rightarrow \Delta l = 8.372 \text{ cm}$$

VI.2.1.4 Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées.

On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b , est de 2 à 3.

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 6.279 \text{ cm} ; \text{ Donc : } \Delta l = \text{Rotation} + \Delta l/T + \Delta l/R + \Delta l/F \Rightarrow \Delta l = 17.5cm.$$

Pour une valeur de $\Delta l = 17.5 \text{ cm}$, on choisit un joint de chaussée de type FT150-Freyssinet, qui a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Déplacement transversal en service $\pm 10mm$;
- ✓ Déplacement longitudinal de 20 à 170 mm.

Ce type de joint peut absorber des rotations jusqu'à 0,03 rad.

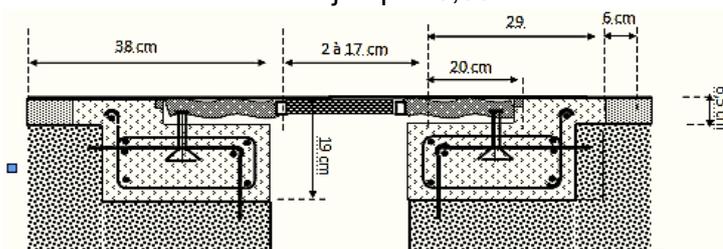


Fig. VI.3 : Coupe transversale sur le joint.

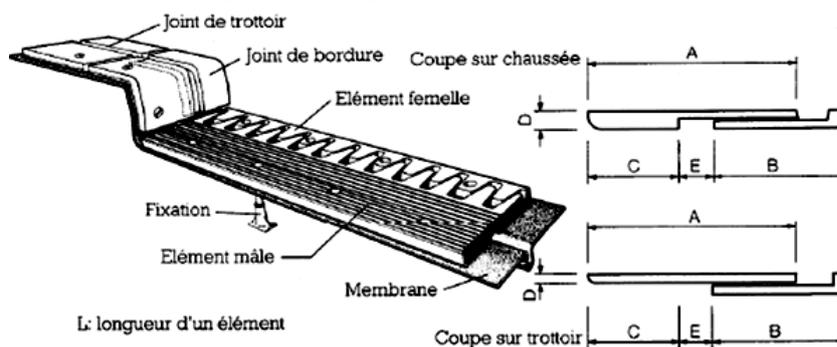


Fig. VI.4 : Joint de chaussée type FT150.



Fig. VI.5 : joint de chaussées.

VI.3 Appareil d'appui

Les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges :

- ✓ La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- ✓ La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- ✓ Les appareils d'appuis en béton.
- ✓ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ✓ Les appareils d'appuis en acier.
- ✓ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer :

- **Les appareils d'appuis en élastomère fretté**

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

L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte"

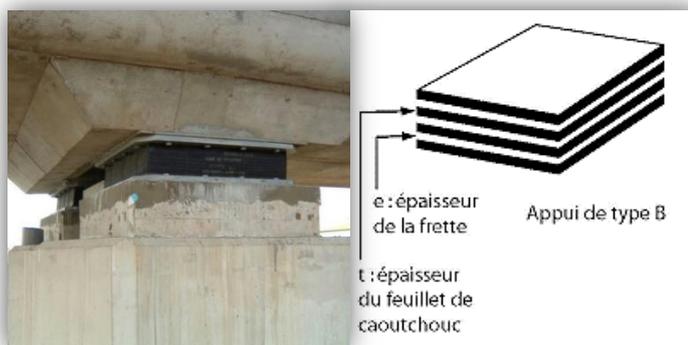


Fig. VI.6 : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations au matériau brut malaxé avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur.

Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

En fonction des degrés de liberté qu'il autorise, un appareil d'appui en élastomère fretté, pour le bloc élémentaire, un appareil d'appui mobile : outre les rotations sur appuis, les déplacements sont permis dans deux directions.

- **Les avantages des appareils d'appuis en élastomère fretté**

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ✓ Facilité de mise en œuvre ;
- ✓ Facilité de réglage et de contrôle ;
- ✓ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis ;

- ✓ Ils n'exigent aucun entretien ;
- ✓ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations

Pour ce faire, le tablier repose sur deux appareils d'appui fixes sur la culée (ne permettant pas les translations destinées à équilibrer les efforts horizontaux tel que le freinage), l'autre appareil d'appui est mobile afin de permettre les translations.

Notre choix s'est porté sur un appareil d'appui en élastomère fretté, il est constitué de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier.

L'adhésion est obtenue sous presse lors de la vulcanisation.

Pour notre ouvrage, on va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté, ayant les caractéristiques suivantes. :

$$\sigma = 150 \text{ kg/cm}^2 = 15 \text{ MPa. [1]}$$

- Module d'élasticité : $G = 0,8 \text{ Mpa}$.
- **a** : Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.
- **b** : Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.
- l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t = 12 \times n$
D'où : n : est le nombre de feuillets élémentaires, et t : leur épaisseur.

• Les Réaction

Les réactions sur pile et culée sont données par le ROBOT millenium sont donnés comme suit dans ELS : [2]

- **Les réactions max sur pile** : $R_{max} = 480.32t$; $N_{max} = R_{max}/2 = 240.16 t$; 2 : nombre d'appui.
- **Les réactions max sur culée** : $R_{max} = 83.77 t$.

VI.3.1 Dimensions des appareilles d'appui

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose L'incompressibilité de l'élastomère.

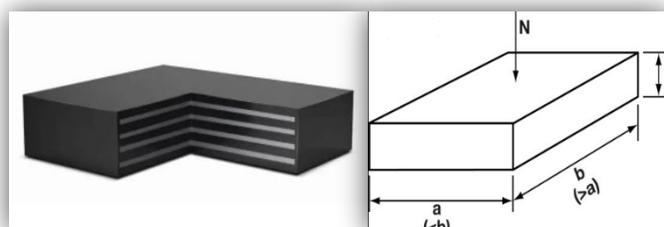


Fig. VI.7 : Schéma d'appareil d'appui en élastomère fretté.

VI.3.1.1 Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq \sigma_{adm} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{D'où: } a \times b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{adm}} = \frac{240.16 \times 10^3}{150} = 1601.06 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{En outre } b > a$$

Donc on va prendre : $a \times b = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$

Cela donne les dimensions de l'appareil d'appui : $a = 400 \text{ mm}$; $b = 500 \text{ mm}$

VI.3.1.2 Hauteur nette de l'élastomère T

La condition à vérifier est : $T \geq U1 / 0,5$

U1 : Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée.

CHAPITRE 6 : EQUIPEMENTS DE PONT

$$U_1 = 170 \text{ mm et } T \geq 170 / 0,5 = 340 \text{ mm}$$

On prend $T = 340 \text{ mm}$ constitué de 29 feuilletes de 12 mm chacun.

VI.3.1.3 Répartition des efforts horizontaux

- **Efforts de freinage**

$$H_A = 300/3 = 100 \text{ kN} = 10 \text{ t}$$

- **Effort dû au séisme**

L'intensité du séisme est : $\varepsilon_H = 0,15 \text{ g} \Rightarrow \varepsilon_H = 0,15 \times 2134,94 \Rightarrow \varepsilon_H = 320,24 \text{ t}$.

$$\varepsilon_V = 0,075 \text{ g} \Rightarrow \varepsilon_V = 0,075 \times 2134,94 \Rightarrow \varepsilon_V = 160,12 \text{ t}$$

G : Le poids propre du tablier. $G = 2134,94 \text{ t}$.

- **Effort dû aux déformations**

ε : Le déplacement maximum est égal à 4 cm.

G : Module d'élasticité transversale.

$G = 8 \text{ Kg/cm}^2$ effet lent.

$G = 16 \text{ Kg/cm}^2$ effet instantané.

On obtient : $H_\varepsilon = G \cdot \varepsilon \cdot a \cdot b / T$; $H_\varepsilon = 8 \times 4 \times 40 \times 50 / 34 = 1,82 \text{ t}$.

VI.2 Vérification des contraintes

VI.3.2.1 Limitation des contraintes de cisaillement

LIMITATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT

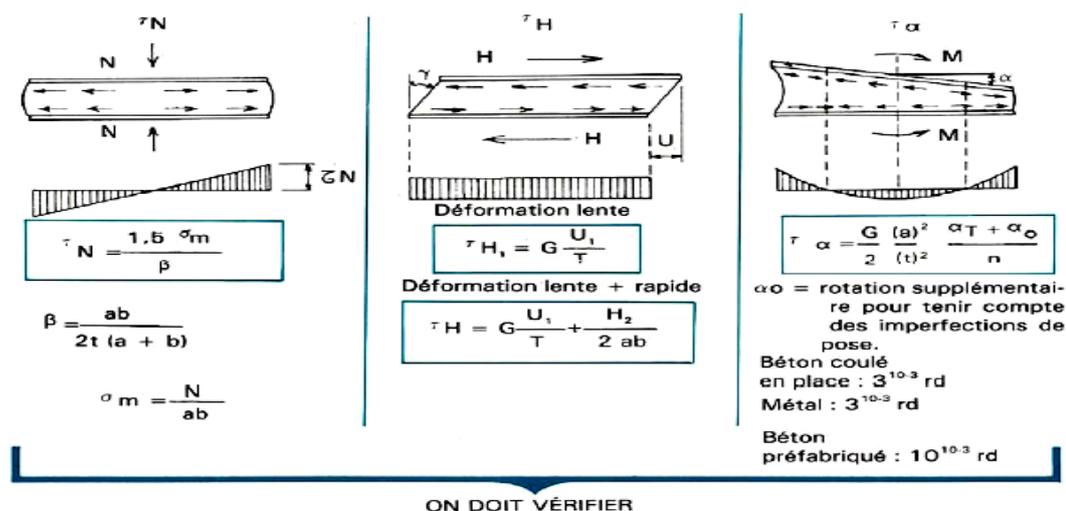


Fig. VI.8 : Limitation des contraintes de cisaillement.

a) Sollicitation sous charge verticale

σ_m : contrainte de compression sous N_{\max} .

$$N_{\max} = 240,16 \text{ t}$$

$$\sigma_m = N_{\max} / a \times b \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_N = 1,5 \times \sigma_m / \beta \leq 3 G$$

T_N : contrainte de cisaillement qui apparaît au niveau du frettage.

$$\beta = a \times b / 2 t (a + b) = 40 \times 50 / 2 \times 1,2 \times (40 + 50) = 9,25$$

$$\sigma_m = 240,16 \times 10^3 / 40 \times 50 = 120,08 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{-----} > \text{ Vérifié.}$$

$$D'où : T_N = 1,5 \times 120,08 / 10 = 18 \text{ Kg/cm}^2 \leq \tau = 24 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{-----} > \text{ Vérifié.}$$

CHAPITRE 6 : EQUIPEMENTS DE PONT

b) Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal

• Sous déplacement lent

$T_{H1} = G U1 / T \leq 0,5 GT$: hauteur nette de l'élastomère

$$T_{H1} = 8 \times 17 / 35 = 3.88 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow T_{H1} \leq 0,5 \times 8 = 4 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

• Sous un effort dynamique (freinage)

$T_{H2} = H_A / (a \times b)$, et $H_A = 10 \text{ t}$. Donc : $T_{H2} = 10^4 / (40 \times 60) = 4.16 \text{ Kg/cm}^2$.

• Déformation lente + déformation rapide

Il faut que : $T_{TH} \leq 0,7 G$; $T_H = T_{H1} + 0,5 T_{H2}$. [3]

$$T_H = 3.8 + 4.16 \times 0,5 = 5,15 \text{ Kg/cm}^2 \leq 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

• Sollicitation due à une rotation

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les tabliers métalliques $\alpha_0 = 0,003 \text{ rad}$ [3]

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide). $\alpha_T = \alpha_0 + \alpha$

$$\text{et : } \alpha_T = \frac{M \times n \times t^3}{G \times a^5 \times b} = \frac{666,39 \times 10^5 \times 8 \times 1,2^3}{8 \times 40^5 \times 50} = 0,022 ; \alpha = 0,02 \text{ rad. [4]}$$

$$T_\alpha = \frac{G a^2 (\alpha + \alpha_0)}{2 t^2 n} = \frac{8 \times (40^2) \times (0,02 + 0,003)}{2 \times (34^2) \times 8} = 0.016 \text{ kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier les conditions suivantes : $T = T_N + T_H + T_\alpha \leq 5 G$

$$T = 18 + 5,15 + 0,016 = 23,15 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

VI.3.2.2 Condition de non cheminement et non glissement

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\min} \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. [5] \\ H \leq f \cdot N_{\min} \quad H = 150 \text{ KN} ; \quad R_m = 218,88 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\min} = 218.88 \cdot 10^3 / 40 \times 50.$$

$$\sigma_{\min} = 109.44 \text{ Kg/cm}^2 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

$$F : \text{Coefficient de frottement : } f = 0,1 + (0,6 / \sigma_{\min}) = 0,1 + 0,6 / 109.44 = 0,105.$$

$$F \times N_{\min} = 0,105 \times 218.88 = 23 ; T = 230 \text{ KN} > H = 150 \text{ KN}$$

VI.3.2.3 Condition de non soulèvement [6]

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

Avec $\alpha_T = 0,022 \text{ rad}$

$$\alpha_T \leq 3 t^2 \sigma_{\min} / \beta a^2 G = 3 \times (1,2)^2 \times 109.44 / 10 \times (40)^2 \times 0,8 = 0,036 \text{ rad.}$$

D'où : $0,022 < 0,036 \text{ rad}$ Vérifié.

VI.3.3 Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes : $t_s \geq \frac{ax\sigma_m}{\beta x\sigma_e}$; $t_s \geq 2 \text{ mm}$.

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Acier E24-1: } e < 3 \text{ mm}). [7]$$

$$t_s \geq (40 \times 120.08) / (10 \times 2200) = 0,218 \text{ cm} = 2,18 \text{ mm}$$

et $t_s \geq 2 \text{ mm}$ alors On prend : $t_s = 3 \text{ mm}$.

La hauteur total est donc multipliée par (e) plus l'épaisseur d'une frette. Donc l'appui sera désigné par l'appellation : $n = t + t_s$ avec $t = 12 \text{ mm}$ et $t_s = 3 \text{ mm}$.

Donc : $H_{\text{Total}} = 15 \times 8 = 120 \text{ mm}$.

Donc l'appareil d'appui aura les caractéristiques suivantes : $400 \times 500 \times 8 (15)$.

VI.4 Les dés d'appuis (bossage)

VI.4.1 Pré-dimensionnement

A : Largeur de bossage. B : Longueur de bossage. a : Largeur d'appareil d'appui. b : Longueur d'appareil d'appui. E : épaisseur de bossage.	$A = a+100 = 400+100 = 500\text{mm.}$ On fixe $A = 500\text{mm.}$ $B = b+100 = 500+100 = 600\text{mm.}$ On fixe $B = 600\text{mm.}$ E = 150mm.
--	---

VI.4.2 Ferrailage des dés d'appui

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

$$\begin{cases} R_{ser} = G + D_{240} = 180.56 \\ R_u = 1.35G + 1.35D_{240} = 240.16 \end{cases}$$

- **Armature de chaînage**

$$A_c = \max \left\{ 0.25 \frac{R_{u \max}}{\sigma} \text{ et } 0.25 \frac{R_{ser \max}}{\sigma} \right\}$$

$$A_c = \frac{0.25 \times 240.16 \times 10^3}{2666.6} = 22.51 \text{ cm}^2 = \mathbf{4HA20 + 5HA16} = 22.62 \text{ cm}^2.$$

R_{max} : effort normal de compression maximal (réaction max).

σ' : contrainte de compression dans le dé d'appui du à « **R_{max}** ».

S : l'aire du dé d'appui (S=400x600mm). Et la contrainte $\sigma = \frac{480.32 \times 10^3}{50 \times 60} = 160.10 \text{ kg/cm}^2$

Le béton peut résister seul à l'effort tranchant, toutefois on prévoit des armatures afin d'éviter la rupture locale du béton une frette supérieure au niveau de la surface est capable de reprendre un effort égal à **0.04 R_{max}**.

- **Armature de surface**

La section d'acier est : $A_s = 0.04 \frac{R_{u \max}}{\sigma} = \frac{0.04 \times 480.32 \times 10^3}{2666.6} = 7.2 \text{ cm}^2$, On prendre : **5Ha14** = 7.70 cm²

- **Armature de profondeur**

$$A_r = A_s / 2 = 7.2 / 2 = 3.6 \text{ cm}^2, \text{ On prendre : } \mathbf{4HA12} = A_r = 4.52 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de D'éclatement**

$$A_e = 0.1 \times \frac{R_{u \max}}{\sigma \times s} = \frac{480.32}{2666.6 \times 50 \times 60} = 6 \text{ cm}^2, \text{ On prendre : } \mathbf{4HA14} = 6.60 \text{ cm}^2.$$



Fig. VI.9 Ferrailage de dés d'appui.

VI.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons parlé de Joint de chaussée et Appareil d'appui, on peut parler Glissement des frettes qui apparaît essentiellement dans les appareils d'appuis anciens. Un tel désordre nécessite une intervention rapide pour éviter une dénivellation brutale de la structure. Les dés d'appuis sa fonction est d'offrir une surface parfaitement horizontale et la bonne altimétrie à l'appareil pour qu'il puisse fonctionner normalement.

The background of the slide is a grayscale photograph of an architectural workspace. It features several sheets of paper with technical drawings, including floor plans and structural diagrams. Various drafting tools are scattered across the papers: a large T-square, a set square, a ruler, a compass, and a pen. A large, semi-transparent oval is centered over the image, containing the chapter title in a bold, red font.

Chapitre VII : Infrastructure

Chapitre VII : INFRASTRUCTURE

VII.1 la pile

VII.1.1 Définition

La pile est un élément intermédiaire qui joue le rôle d'un appui pour le tablier de pont et même de transmettre les charges au sol de fondation, il y a plusieurs types des piles parmi ces types : les piles voile, et les piles de type poteau.

VII.1.2 Choix de la pile

On prend pour notre ouvrage la pile marteau, ce type de pile est intéressant à plusieurs titres : tout d'abord, sa forme est esthétique, mais surtout elle présente une emprise au sol très limitée, surtout pour notre ouvrage la pile intermédiaire est implanté au niveau de l'ilot centrale de carrefour giratoire.

VII.1.3 Pré dimensionnement de la pile

Les dimensions sont données à partir les documents SETRA PP73 on a trouvé :

a) La hauteur de la pile

- D'après la brèche à franchir : $H = 6.6\text{m}$.
- Largeur du voile : $b = 4.2\text{ m}$.

b) L'épaisseur de la pile

$$E = 1.2\text{ m}$$

c) Dimensions de la tête de pile « chevêtre »

- Largeur inférieur : $L_{\text{inf}} = 4,6\text{m}$.
- Largeur supérieur : $L_{\text{sup}} = 7.1\text{m}$.
- Hauteur de chevêtre : $H_{\text{chevêtre}} = 1\text{m}$.
- L'épaisseur du marteau : $e \leq 1,25\text{ ht}$
 $e \leq 1,25 \times 1.65$; Donc : $e = 2\text{m}$.

d) La fondation

Pour notre ouvrage les fondations sont des fondations superficielles ces dimensions sont données à partir les documents SETRA (PP73. 1.3.1 et FOND.72) : [1]

• Dimension de la semelle

- Longueur : $L_s = 9.6\text{m}$.
- Largeur : $B = 6\text{m}$.
- L'épaisseur de la semelle $h_s \geq (B-b)/4$ Ou : $h_s \geq (6-4.2)/4 = 0.5\text{m}$, donc on prend : $h_s = 1,2\text{m}$

VII.1.4 Calcule des charges et surcharge

• Les charges verticale V

Après les résultats de Robot millenium on trouve les réactions d'appui verticale maximale sur la pile est égale à : $R = 615.66\text{ t}$.

• Poids propre de la pile

- poids de voile ; $H = 6.6$: $P_f = (4.2 * 2) \times 6.6 \times 2,5 = 138.6\text{t}$.
- Poid de tête de pile « chevêtre » : $P_m = 6,78 \times 2,5 \times 2 = 33.9\text{t}$.
- Poid de la semelle : $P_s = 9.6 \times 6 \times 1,2 \times 2,5 = 172.8\text{t}$.
- Poids de la terre sur la semelle : $P_t = [(9.6 \times 6) - (2 \times 2)] \times 0,7 \times 2,0 = 75.04\text{t}$.

Donc le poid totale de la pile avec la terre sur semelle égale : $P_{\text{pile}} = 420.34\text{ t}$

• Séisme

E_w : La composante verticale du séisme :

- Séisme vertical : $\pm 0,075\text{ G} = 31.52\text{ t}$.

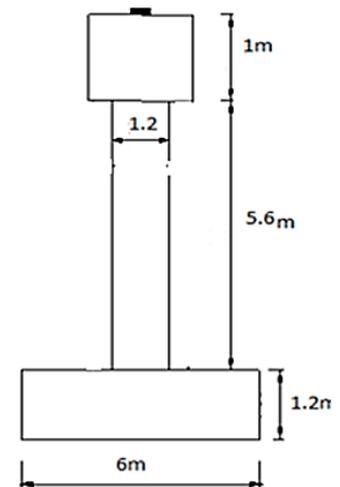


Fig.VII.1: coupe longitudinale de la pile.

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

E_h : La composante horizontale du séisme :

- Séisme horizontal : **0,15 G = 63.05 t.**
 - **L'effort de freinage**
- La force de freinage de Bc : $F_{BC} = 30/2 = 15$ t.
- La force de freinage de AL : $F_{AL} = 7,69$ t.

- **L'effort du vent**

$$W = 0,2 \text{ t/m}^2.$$

- Puisque la pile a une hauteur de 6.6m.
- Donc la charge $W = 0,2 \times 6.6 = 1,32$ t/ml.
 - **Condition normale**
- Effort normal : $N = 615.66$ t.
- Moments à la base du voile :
 - Freinage : $M_F = 15 \times 6.6 = 99$ t.m.
 - Le vent : $M_W = 1,32 \times 6.6 = 8.71$ t.m.
- Après la combinaison la plus défavorable on trouve
 - $N_{\max} = 615.66$ t.
 - $M_{\max} = 1194.59$ t.m.

- **Condition séismique**

- Soit le moment à la base de voile ; $M_{SH} = 63.05 \times 6.6 = 416.13$ t.m.

Les sollicitations maximums sont résumées dans le tableau suivant :

TAB. VI.1 : Valeurs des sollicitations appliquées sur la pile.

	N (t)	M_y (t.m)
Pile	615.66t	416.13

VII.1.5 vérification de stabilité de la pile

Il s'agit de vérifier des contraintes et le glissement à la base de la semelle ramenée par les différentes sollicitations.

V.1.5.1 Vérification de glissement

$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan \varphi}{1,5} = \mu = 0,385$$

Avec : l'angle de frottement $\varphi = 30^\circ$
H : l'effort horizontale « soit séisme ou la force de freinage »
V : la force verticale maximum

- **1ier cas : cas normale**

$$H = 15 \text{ t} ; V = 615.66 + 247.54 = 863.2 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{15}{863.2} = 0,017 \leq 0,385, \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

- **2ieme cas : cas séismique**

$$H = 63.05 \text{ t} ; V = 247.54 \times 0,925 = 228.97 \text{ t}$$

$$\frac{H}{V} = \frac{63.05}{228.97} = 0,275 \leq \tan \varphi = 0,577 \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

VII.1.5.2 Vérification de contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{w} \leq \sigma_{adm} ; \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{w} \geq 0$$

- **1ier cas : cas normale**

$$\sigma_{\max} = \frac{863.2}{6 \times 9.6} + \frac{15 \times 9,2}{9.6 \times 36} = 15.38 \text{ t/m}^2 \leq 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{863.2}{6 \times 9.6} - \frac{15 \times 9,2}{9.6 \times 36} = 14.58 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ Donc les contraintes sont vérifiées.}$$

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

• 2ieme cas : cas séismique

$$\sigma_{\max} = \frac{228.97 \times 1,075}{6 \times 9.6} + \frac{63.05 \times 9,2}{9.6 \times 36} = 5.95t / m^2 \leq 1,5 \times 30 = 45t / m^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{420.34 \times 1,075}{6 \times 9.6} - \frac{63.05 \times 9,2}{9.6 \times 36} = 2.6t / m^2 \geq 0 \text{ Donc les contraintes sont vérifiées}$$

VII.1.6 Ferrailage de la pile

VII.1.6.1 Ferrailage de voile

Armature longitudinal

On détermine la section d'armature du voile avec robot expert :

Calcul de Section en Flexion Composée

• Hypothèses

Béto n: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable ;
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques ;
- Calcul en poutre ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99.

• Section

$b = 420,0$ (cm), $h = 120,0$ (cm), $d_1 = 5,0$ (cm), $d_2 = 5,0$ (cm).

• Efforts appliqués

TAB. VII.2 : tableau efforts appliqués.

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1	ELU	6156,60	4161,30

Résultats

– Sections d'Acier

Section théorique : $A_{s1} = 51,1$ (cm²)

Section théorique : $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum : $A_{s \min} = 51,1$ (cm²)

Théorique : $\sigma_{\max} = 0,11$ (%)

Minimum : $\sigma_{\min} = 0,11$ (%)

– Analyse par Cas :

- **Cas N° 1: Type ELU** $N = 6156,60$ (kN) $M = 4161,30$ (kN.m)

Coefficient de sécurité : 1,70 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 25,7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 104,7$ (cm)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,87$ (‰)

Contrainte de l'acier : Tendue : $\epsilon_s = 347,8$ (MPa)

$A_{s1} = 51.1$ cm² on prend HA20 esp =20cm

VII.1.6.2 Ferrailage de la tête de pile « chevêtre » :

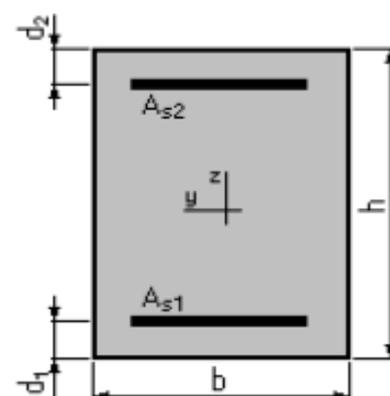
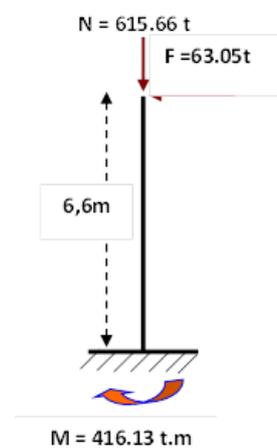
Le ferrailage de la tête de pile s'effectué au niveau de la section la plus sollicitée et cette dernier est la section d'encastrement du console de chevêtre de la pile :

- La réaction d'appui verticale maximale sur l'appareil d'appui **$R=307.88$ t .**
- Poids de l'encorbellement du marteau : **$P=2,89 \times 2,5 \times 1=7,225t/m$**
- Donc le moment maximum au niveau De l'encastrement est égale : **$M_{\max}= 200.12t.m$**

Après le calculé par ROBOT expert on a trouvé la section d'acier supérieur est égale :

$A_s = 53,6$ cm² Soit 18 HA20.

a) Section minimale d'armature



CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

$$A_s = 0,35\% A_b = 0,35 \times 1,5 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Section d'acier supérieur est égale : $A_s = 53,6 \text{ cm}^2 \geq 52,5 \text{ cm}^2$,
on prendre : **18 HA20** avec un espacement de **15cm**.

Les armatures inférieures sont des armatures constructives de **18HA16**.

- **armateur transversal**

$$A_{ts} \geq \frac{A_t}{10} = \frac{53,6}{10} = 5,36 \text{ cm}^2 \text{ on prendre : } \mathbf{5 \text{ HA12}} \text{ d'espacement de}$$

20cm.

VII.1.6.3 ferrailage de fondation de la pile

La semelle sera ferrailée à l'effort normal max.

N : est un effort de compression, on a : **N=863.2 t**.

On utilise la méthode des bielles : les armatures sont données par les formules suivantes:

$$A_t: \text{ armature parallèle à la largeur de la semelle. } A_t = \frac{N(B-D)}{8\sigma_{adm} \times h}$$

$$A_L: \text{ armature parallèle à la longueur de la semelle. } A_L = \frac{N(L-D)}{8\sigma_{adm} \times h}$$

D : épaisseur de voile ; **h** : hauteur utile = (hs- enrobage).

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} ; \eta = 1,6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Donc : $\overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa}$.

Pour le ferrailage supérieur, on prévoit 1/3 du ferrailage inférieur.

- **Armature transversale inférieure**

$$A_t = \frac{N(B-D)}{8\sigma_{adm} \times h} = \frac{863.2(6-2) \times 100}{8 \times 200 \times 1,15} = 187.65 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_t = \frac{187.65}{9.6} = 19.54 \text{ cm}^2$$

Soit : **7 HA20** Les armatures supérieures transversales égales à 7 HA12

- **Armature longitudinale**

$$A_L = \frac{N(L-D)}{8\sigma_{adm} \times h} = \frac{863.2(9.6-2) \times 100}{8 \times 200 \times 1,15} = 356.53 \text{ cm}^2$$

La section par mètre linéaire est donc :

$$A_L = \frac{356.53}{6} = 59.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **19 HA20** Les armatures supérieures longitudinales égales à 19HA16.

- **Armateur transversal**

$$A_{ts} \geq \frac{A_t}{10} = \frac{59.42}{10} = 5.94 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA12** d'espacement de 20cm.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b.d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad A_{\min} = 0,23 \times 100(\text{cm}) \times 120(\text{cm}) \frac{2,1}{400} = 14.5 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

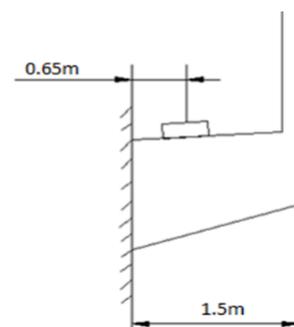


Fig. VII.2 la section de console de chevêtre.

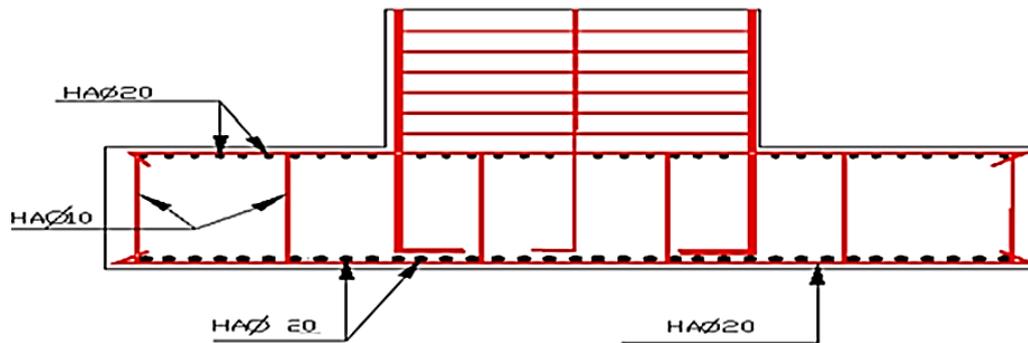
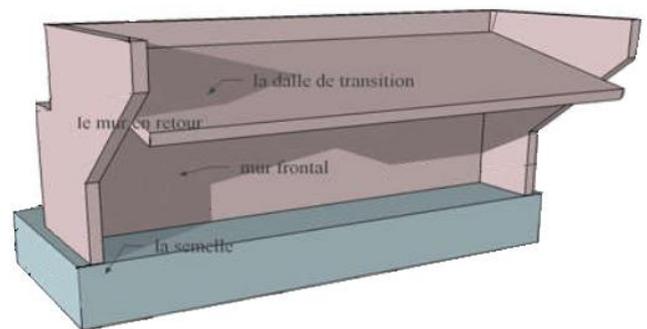


Figure 3 : ferrailage de la semelle de la pile.

VII.2 Etude de la culée

La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage et elle raccorde l'ouvrage au terrain naturel et la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant.

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles de site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.



VII.2.1 Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évalué par la formule suivante: $H_{culée} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$. L'ensemble des cotes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

TAB. VII.3 : tableau d'implantation des des culées.

Désignation	Culée1	Culée2
Point kilométrique	00+327	00+407
Côte projet (m)	509,77	510,61
Côte TN (m)	501,761	501,92
Côte de la fondation (m)	499,75	500,59
Hauteur de la culée (m)	10,02	10,02

VII.2.2 Pré-dimensionnement des culées

• Mur garde grève

- Hauteur : $H = \text{hauteur de (la poutre + la dalle)} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui + dé d'appui)}$
 $= 2,05 + 0,30 = 2,35\text{m. [2]}$
- Epaisseur (couronnement) : $\begin{cases} 20 \text{ cm jusqu' à } 1,2 \text{ m de hauteur} \\ 25 \text{ cm de } 1,2 \text{ m à } 2,00 \text{ m de hauteur} \\ 30 \text{ cm au-delà de } 2,00 \text{ m de hauteur} \end{cases}$

Donc **E= 30 cm** et la longueur : est celle du tablier = 6 m

• Mur de front

- Hauteur : $H = \text{hauteur de la culée} - \text{hauteur de (la poutre + la dalle + l'appareil d'appui + dé d'appui)}$
 $= 10,02 - 2,35 = 7,67\text{m.}$

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

Il suffit de déterminer E à la base du mur $h_0=10\text{m}$, Donc à partir l'abaque n°1. [3]

- Epaisseur : $E_f = 1,20\text{m}$; et longueur : est celle du tablier = **6m**.
 - **Sommier d'appuis**
- Largeur : $S = 1,20\text{m}$; Longueur : **5,6m** ; avec une pente transversale de **6%**.
 - **La semelle**
- Epaisseur : **1,20m** ; Largeur : **6,5m** ; Longueur : **10m** ; Ancrage : **70cm** ; Béton de propreté : **0,10 m**.
 - **Mur en retour**

L'épaisseur des murs en retours est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique, elle varie entre 30cm (valeur minimale pour un ferrailage et un bétonnage corrects) et **45cm**. Donc dans notre projet on va prendre **45cm**, Et de longueur de **3,2 m** et hauteur de **10,02m**. [4]

- **Dalle de transition**

La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève. La longueur se donne par la formule suivante : $L = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 0,6H))$.

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = 10,00 m ; Donc : **L = 6 m**.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de 30cm, et appuyé sur le corbeau, elle est mise en place avec une pente de **10%**.

- **Le corbeau**

- Hauteur : $H_{\text{cor1}} = 0,3 \text{ m}$
- Hauteur : $H_{\text{cor2}} = 0,3 \text{ m}$
- Epaisseur : $E_{\text{cor}} = 0,3 \text{ m}$

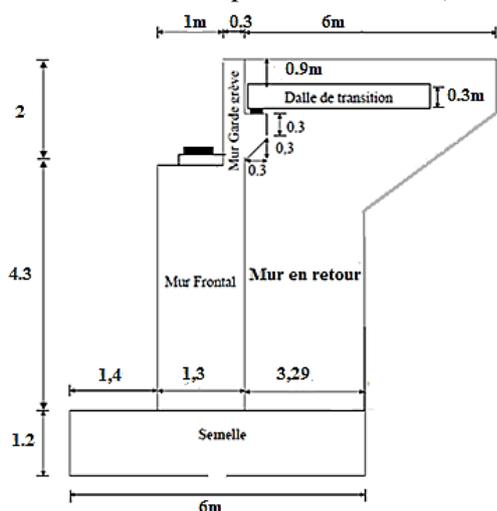


Fig. VII.4 : coupe longitudinale de la culée.

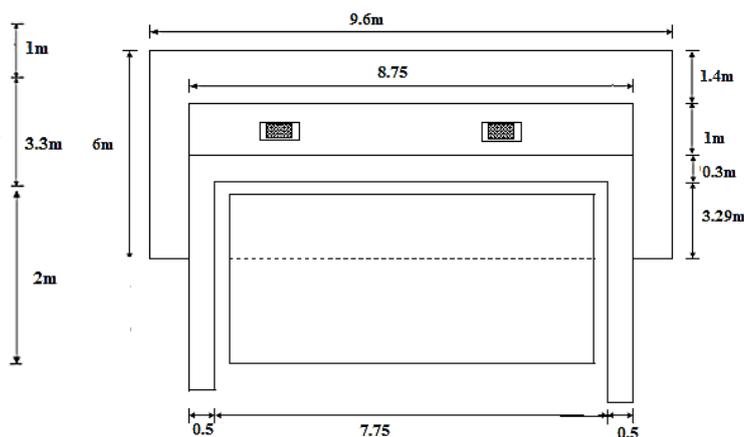


Figure 5 : vue en plan de la culée.

VII.2.3 vérification de Stabilité des culées

VII.2.3.1 Hypothèse de calcul

Les données de calcul :

γ_R : densité de remblais, $\gamma_R = 1.8\text{t/m}$.

γ_b : densité du béton, $\gamma_b = 2.5\text{t/m}$.

φ : angle de frottement du remblai, $\varphi = 30^\circ$.

q : surcharge sur remblai, $q = 3.6\text{t/m}^2$.

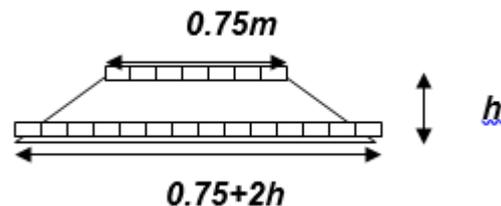
Calcul du poids des différents éléments de la culée : $P = V \times D$

Désignation : P : poids, V : volume, D : densité (2.5t/m^3) pour le béton armé.

- ✓ **Mur garde grève** $P = 2 \times 0.3 \times 8.26 \times 2.5 = 12.39\text{t}$.
- ✓ **Mur de front** $p = 4.3 \times 1.3 \times 8.26 \times 2.5 = 115.43\text{t}$.
- ✓ **Dé d'appui** $p = 0.6 \times 0.5 \times 0.15 \times 2.5 = 0.11\text{t}$.
- ✓ **Semelle** $P = 1.2 \times 6 \times 9.6 \times 2.5 = 172.8\text{t}$.
- ✓ **Mur en retour** :

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

- Mur en retour 1 $P = 6 \times 1 \times 0.5 \times 2.5 \times 2 = 15t$.
- Mur en retour 2 $P = \frac{(9+2.35) \times 0.5}{2} \times 2.5 \times 2.5 \times 2 = 34.43t$.
- Mur en retour 3 $P = 2.35 \times 2 \times 0.5 \times 2.5 \times 2 = 11.75t$.
- ✓ Corbeau $P = \frac{(1.5+0.5) \times 0.3}{2} \times 11.30 \times 2.5 = 2.45t$
- ✓ Trottoirs $P = 6.3 \times 0.5 \times 0.2 \times 2 \times 2.5 = 3.15t$
- ✓ Poids des terres $P = 3.29 \times 7.26 \times 6.48 \times 1.8 = 278.6t$.
- ✓ Force de freinage $Q = 30t$.
- ✓ Surcharge sur remblai



D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t, chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distances de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Selon : RPOA ver-2008

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de MONONOBE-OKABE décrite ci-dessous peut être appliquée.

On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur. Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des Coefficients sismiques k_h, k_v Telles que : $k_v = 0.3 k_h$, Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur : pression rectangulaire) et a pour valeur : $F_{ad} = 0.5 \times \gamma (1 \pm K_v) \times H^2 \times k_{ad}$ avec

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta (\delta + \beta + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(i - \beta) \cos(\delta + \theta + \beta)}} \right]^{-2} \quad [5]$$

- ✓ $\varphi = 30^\circ$, angle de frottement.
- ✓ $\beta = 0^\circ$, inclinaison du mur.
- ✓ $\delta = 0^\circ$; angle de frottement (sol/sol, mur/sol).
- ✓ $\theta = 0$ (cas statique).
- ✓ $i = 0$, inclinaison de la surface du sol.

$$\text{Tg } \theta = K_h / (1 \pm K_v) \Rightarrow \text{arc tg } K_h / (1 \pm K_v) = \theta.$$

On a fait les calculs sur 4 quatre cas favorables de séismes correspondant à :

- Cas normale sans séisme « $k_h = k_v = 0$ ».
- Horizontal l+ vertical « $k_h = 0.3$; $k_v = 0.09$ ».
- horizontal-vertical « $k_h = 0.3$; $k_v = 0.09$ ».

Tableau de valeurs des paramètres k_{ad} ; k et θ :

TAB. VII.4. : coefficients de poussée K

Action du séisme	K_h	$K_v = 0.3k_h$	θ°	K_{ad}
Cas normale	0	0	0	0.33
Séisme (vertical+horizontal)	0.3	0.09	15.38	0.52
Séisme (vertical+horizontal)	0.3	-0.09	18.24	0.57

Charges horizontaux :

- Poussée due aux terres : $P = 0.5 \times K_{ad} \times \gamma_r \times h_p^2$

TAB.VII.5 : valeurs des moments dus à la poussée des terres.

Désignation	Opération	P(t)	V/0(m)	M _R (t.m)
Mur garde grève	0.5×0.33×2 ² ×1.8×8.26	9.81	6.16	60.43
	0.5×0.52×2 ² ×1.8×8.26	15.46	6.16	95.23
	0.5×0.57×2 ² ×1.8×8.26	16.94	6.16	104.35
Mur frontal	0.5×0.33×4.3 ² ×1.8×8.26	45.36	2.63	119.29
	0.5×0.52×4.3 ² ×1.8×8.26	71.47	2.63	187.7
	0.5×0.57×4.3 ² ×1.8×8.26	78.35	2.63	206.06
semelle	0.5×0.33×1.2 ² ×1.8×9.6	4.1	0.4	1.64
	0.5×0.52×1.2 ² ×1.8×9.6	6.46	0.4	2.58
	0.5×0.57×1.2 ² ×1.8×9.6	7.09	0.4	2.836

➤ Calculs des poussées dues aux surcharges :

$$P=K_{ah} \times 1.2 \times (1 \pm \varepsilon_v) \times l \times h_p$$

TAB.VII.6 : Calcul des poussées dues aux surcharges

Désignation	Opération	P(t)	V/0(m)	MR(t.m)
Mur garde grève +mur frontal	0.33×1.2×6.3×8.26	20.6	3.65	75.19
	0.52×1.2×6.3×8.26	32.47	3.65	118.51
	0.57×1.2×6.3×8.26	35.6	3.65	129.94
Semelle	0.33×1.2×1.2×9.6	4.56	0.6	2.736
	0.52×1.2×1.2×9.6	7.18	0.6	4.3
	0.57×1.2×1.2×9.6	7.87	0.6	4.72

Charges verticaux : Toutes les charges appliquant sur la culée sont traité dans le tableau suivant :

TAB. VII.7 : les charges appliquant sur la culée

Désignation	Cas	P(t)	F _h =ε _h xp	F _v =(1±ε _v)xp	V/0(m)	H/0(m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
Mur garde grève	CN	12.39	0	12.39	6.50	4.44	0	55.01
	H ⁺ V ⁺		3.71	13.5			24.11	59.94
	H ⁺ V ⁻		3.71	11.27			24.11	50.03
Mur de frontal	CN	115.43	0	115.43	3.35	3.94	0	454.79
	H ⁺ V ⁺		34.62	125.81			115.97	495.7
	H ⁺ V ⁻		34.62	105.04			115.97	413.85
Mur en retour 1	CN	15	0	15	7	7.6	0	114
	H ⁺ V ⁺		4.5	16.35			31.5	124.26
	H ⁺ V ⁻		4.5	13.65			31.5	103.74
Mur en retour 2	CN	34.43	0	34.43	5.19	6.67	0	229.64
	H ⁺ V ⁺		10.32	37.52			53.56	250.25
	H ⁺ V ⁻		10.32	31.33			53.56	208.8
Mur en retour 3	CN	11.75	0	11.75	2.2	5.29	0	62.15
	H ⁺ V ⁺		3.52	12.8			7.74	67.71
	H ⁺ V ⁻		3.52	10.7			7.74	56.6
semelle	CN	172.8	0	172.8	0.6	3	0	518.4
	H ⁺ V ⁺		51.84	188.35			31.10	565.05
	H ⁺ V ⁻		51.84	175.24			31.10	525.72
Dé dappui	CN	0.15	0	0.15	5.57	3.8	0	0.57
	H ⁺ V ⁺		0.045	0.16			0.25	0.6
	H ⁺ V ⁻		0.045	0.13			0.25	0.5
Dalle de	CN		0	21.78			0	143.74



CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

transition		H ⁺ V ⁺	21.78	6.53	23.74	6.45	6.6	42.11	156.68
		H ⁺ V ⁻			6.53	19.81			42.11
corbeau		CN		0	2.45			0	15.06
		H ⁺ V ⁺	2.45	0.73	2.67	6.3	6.15	4.6	16.42
		H ⁺ V ⁻		0.73	2.23			4.6	13.71
Poids des terres		CN		0	278.6			0	1473.8
		H ⁺ V ⁺	278.6	83.58	303.67	3.9	5.29	325.7	1606.4 1
		H ⁺ V ⁻		83.58	253.52			325.7	1341.1 2
Surcharge des trottoirs sur culée		CN		0	3.15			0	23.43
		H ⁺ V ⁺	3.15	0.94	3.43	7.6	7.44	7.14	25.51
		H ⁺ V ⁻		0.94	2.86			7.14	21.27
Poussée des terres	Mur garde grève	CN	9.81	9.81				60.43	
		H ⁺ V ⁺	15.46	15.46			6.16	95.23	
		H ⁺ V ⁻	16.94	16.94				104.35	
	Mur frontal	CN	45.36	45.36				119.29	
		H ⁺ V ⁺	71.47	71.47			2.63	187.7	
		H ⁺ V ⁻	78.35	78.35				206.06	
	semelle	CN	4.1	4.1				1.64	
		H ⁺ V ⁺	6.46	6.46			0.4	2.58	
		H ⁺ V ⁻	7.09	7.09				2.83	
Poussée Des Surcharges	Mur gg +mur front	CN	20.6	20.6				75.19	
		H ⁺ V ⁺	32.47	32.47			3.65	118.51	
		H ⁺ V ⁻	35.6	35.6				129.94	
	semelle	CN	4.56	4.56				2.736	
		H ⁺ V ⁺	7.18	7.18			0.6	4.3	
		H ⁺ V ⁻	7.87	7.87				4.72	
Tablier	CN		0				0		
	H ⁺ V ⁺	307.83	92.35			7.2	664.91		
	H ⁺ V ⁻		92.35				664.91		
Force de freinage	CN		0				0		
	H ⁺ V ⁺	15	4.5			7.2	32.4		
	H ⁺ V ⁻		4.5				32.4		

VII.2.3.2 Vérification au renversement

Il faut vérifier la condition : $M_S/M_R > 1.5$.

TAB. VII.8 : Vérification au renversement.

	Cas normal	Séisme H ⁺ V ⁺ (vertical+horizontal)	Séisme H ⁺ V ⁻ (vertical+horizontal)
M_S(t.m)	3089.8	3368.43	2866.08
M_R(t.m)	259.286	1749.41	1788.99
M_S/ M_R	11.91	1.92	1.6
Remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.3.3 Vérification au glissement

Il faut vérifier la condition : $\frac{H}{N} < 0.4$

H : ensemble des forces horizontales.

N : ensemble des forces verticales.

TAB. VII.9 : vérification au glissement.

	Cas normal	Séisme H+V+ (vertical+horizontal)	Séisme H+V- (vertical+horizontal)
H(t)	84.43	430.225	443.03
N(t)	1209.47	1252.03	1166.61
H/N	0.07	0.34	0.37
Remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.3.4 Vérification du tiers central

$$e = (M_S - M_R) / N, \quad M_G = N(B \times 0.5 - e) - H \times h_s \times 0.5, \quad e_G = M_G / N$$

B: largeur de la semelle = 6m,

h_s: épaisseur de la semelle = 1.2m.

Il faut vérifier la condition : $e_G < B/6 \Rightarrow$ pour le cas normal.

$e_G < B/4 \Rightarrow$ pour le cas sismique.

TAB. VII.10 : vérification de tiers central.

	Cas normal	Séisme H+V+ (vertical+horizontal)	Séisme H+V- (vertical+horizontal)
M_S(t.m)	3089.8	3368.43	2866.08
M_R(t.m)	259.286	1749.41	1788.99
N(t)	1209.47	1252.03	1166.61
e = (M_S-M_R)/N	2.34	1.29	0.92
M_G	747.6	1881.83	1649.73
e_G	0.61	1.5	1.41
b/6	1	/	/
b/4	/	1.5	1.5
Remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié

VII.2.4 Ferrailage de la culée

VII.2.4.1 Mur garde grève

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

✓ Forces verticales :

- Du poids propre ;
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur ;
- De la réaction de la dalle de transition.

✓ Forces horizontales :

- Poussée des terres ;
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève ;
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion **Bc**.

➤ Le moment du au poussée des terres est :

$$M_{pt} = P \times (h / 3) \text{ ET } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333 ; \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

Avec : $P = \frac{1}{2} \gamma_r \times h^2 \times K \times l = \frac{1}{2} \times 1.8 \times (2)^2 \times 0.333 \times 1.00 = 1.2 \text{ t/ml}$

$M_{ser} = 1.2 \times (2/3) = 0.8 \text{ t.m/ml}$, et $M_{ul} = 1.35 \times 0.8 = 1.08 \text{ t.m/ml}$

- Moment du à la force de freinage **Bc**:

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue.

Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$$M_f = \frac{2\nu \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad [6] \quad ; \text{ Avec } \nu : \text{ coefficient de pondération } ; \nu=1.6 \text{ à ELU, et } \nu=1.2 \text{ à ELS.}$$

$$M_{f_{UL}} = \frac{2(1.6) \times 6 \times 2}{0.25 + 2 \cdot (2)} = 9.03 \text{ t.m} \quad M_{f_{SER}} = \frac{2(1.2) \times 6 \times 2}{0.25 + 2 \cdot (2)} = 6.77 \text{ t.m}$$

➤ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimension **(0.25 x 0.75)m²**

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = 12 / (0.75 \times 0.25) = 64 \text{ t/m}^2$$

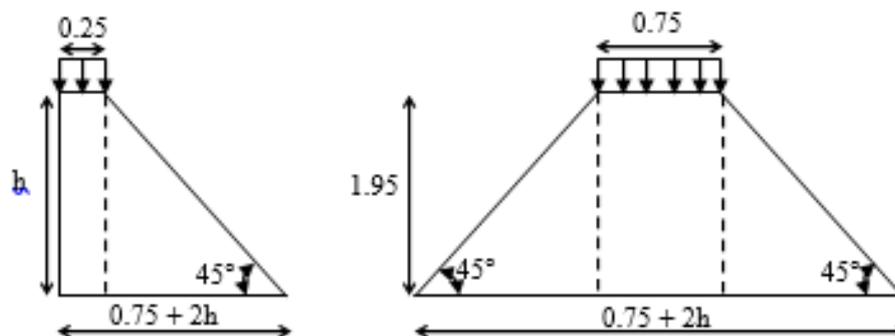


Fig. VII.6 : Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)} dx \quad ; \text{ Avec : } K = K_a \times bc \times \delta \times \mu.$$

$\delta = 1.08$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

μ coefficient de pondération: $\mu = 1.2$ à l'ELS.

$\mu = 1.6$ à l'ELU.

$bc = 1.1$ et $K_a = 0.33$

TAB.VII.11 : Les valeurs de M_p/K sont données par SETRA PP73.

H (m)	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00
M_p/K (T .m)	2.23	3.40	4.41	6.11	7.45	8.56	9.49

Pour: $M_p/K = 7.45 \text{ t.m}$

$K = 0.470$ (ELS) ; $K = 0.627$ (ELU) ; Donc: M_p (ELS) = 3.5 t.m ; M_p (ELU) = 4.67 t.m

Combinaison d'action:

$M_u = 1.35MG + 1.6MQ = 23.378 \text{ t.m}$; $M_{ser} = MG + 1.2MQ = 13.124 \text{ t.m}$

Ferraillage de MGG :

- ✓ Le mur garde grève est sollicité par la flexion simple.
- ✓ Cas de fissuration jugé préjudiciable alors le calcul de la section d'acier se fait à E.L.S.
- ✓ Supposent a une section rectangulaire $b = 2 \text{ m}$, $h = 0.3 \text{ m}$.
- ✓ Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.U : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \theta = 1 ; \gamma_b = 1.5) ; \text{ D'où : } f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad (d = 0.9h = 0.27 ; h = 0.30 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}) ; \text{ D'où : } \mu = \frac{0.23378}{1 \times 0.27^2 \times 15.3} = 0.209$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{es}} \quad \text{avec } \varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0.8 \alpha_R (1 - 0.4 \alpha_R) = 0.392 \quad ; \quad \mu < \mu_R$$

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.296 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.238 \text{ m}$$

$$\mu = 0,209 > 0,186 \quad ; \quad \varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha} - 1\right) = 11.2 \times 10^{-3} > \varepsilon_{es} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.23378}{0.238 \times 384} = 25.56 \text{ cm}^2$$

- Donc on opter pour 6HA25, et $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$ coté remblais ($A's = 0$ pas d'acier comprimé) ;
- Pour des raisons constructives on prend $A's = A_s / 3 = 9.81 \text{ cm}^2$ soit 7HA14
- Pour le ferrailage horizontal : $A_s^* = A_s / 4 = 7.36$ on opte pour 7HA12

Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 17.5 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times X^2 + nA_s'(X - C') - nA_s(d - X) = 0 \quad ; \quad \frac{1}{2} \times X^2 - 15 \times 29.45 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.044 \times X - 0.0101 = 0 \quad ; \quad x = 0.38 \text{ m} ; \quad I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - x)^2 .$$

$$I = \left(1 \times \frac{0.38^3}{3} \right) + 15 \times 29.45 \times 10^{-4} (0.27 - 0.38)^2 = 1.41 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} = \frac{0.13124 \times 0.38}{0.0187} = 2.66 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa c'est vérifier}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{m_{ser}(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.13124 \times (0.27 - 0.38)}{0.0187} = 11.58 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa c'est vérifier}$$

Condition de non fragilité :

$$29.45 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1.00 \times 0.27}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifier}$$

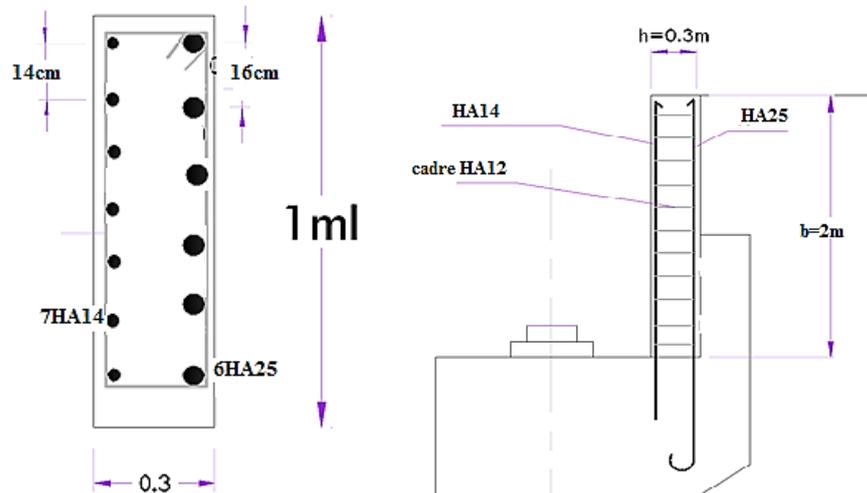


Fig.VII.7 : ferrailage de mur garde grève.

VII.2.4.2 La dalle de transition

Evaluation des efforts :

Remblai :	$1.8 \times 0.9 \times 1 = 1.62 \text{ t/m}$
Poids propre de la dalle :	$0.25 \times 1 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}$
Revêtement :	$2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.11 \text{ t/m}$
Surcharges :	$1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}$ (surcharges sur remblai)

TAB. VII.12 : Efforts agissant sur la dalle de transition

Type de	Q (t/ml)	Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t
---------	-----------	-------------------	----------------------

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

charge)
Poids propre	0.625	1.25	1.25
Revêtement	0.11	0.22	0.22
Remblai	1.62	3.24	3.24
Surcharges	1.200	2.4	2.4

A l'ELS:

$$\begin{cases} M_{ser} = MG + 1.2 MQ = (1.25 + 0.22 + 3.24) + 1.2 \times (2.4) = 7.59 \text{ t.m/ml} \\ V_{ser} = VG + 1.2 VQ = (1.25 + 0.22 + 3.24) + 1.2 \times (2.4) = 7.59 \text{ t/ml} \end{cases}$$

À l'ELU :

$$\begin{cases} M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 \times (1.25 + 0.22 + 3.24) + 1.6 \times (2.4) = 10.12 \text{ t.m/ml} \\ V_u = 1.35 VG + 1.6 VQ = 1.35 \times (1.25 + 0.22 + 3.24) + 1.6 \times (2.4) = 10.12 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Ferrailage :

Cas de fissuration jugé préjudiciable, Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} ; \quad \overline{\sigma}_{st} = 207.31 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad (d=0.9h=0.27; h=0.30 \text{ cm}; b=1\text{m})$$

$$\text{D'où : } \mu = \frac{0.1012}{1 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.098 \quad \mu = 0.098 < 0.186 ; \quad \epsilon_{es} = 10.10^{-3}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.129 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.256 \text{ m} ; \quad A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.1012}{0.256 \times 384} = 10.29 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 6HA20 $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

Pour des raisons constructives on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 4.19 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA20}$$

Pour le ferrailage horizontal :

$$A_s^* = A_s / 4 = 4.71 \text{ on opte pour } 6\text{HA14} \text{ soit } A_s^* = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min[2f_e/3 ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}] = 207.31 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{2} \times X^2 - 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.0188 \times X - 0.005 = 0 \quad X = 0.162 \text{ m}$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - X)^2$$

$$I = \left(1 \times \frac{0.162^3}{3} \right) + 15 \times 18.85 \times 10^{-4} (0.27 - 0.162)^2$$

$$= 1.63 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} = \frac{0.0759 \times 0.162}{0.0016} = 7.68 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa} , \text{ c'est vérifier}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I} = \frac{15 \times 0.0759 \times (0.27 - 0.162)}{0.0016} = 76.84 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$18.85 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1.00 \times 0.27}{400} = 3.26 \text{ cm}^2 \text{ C'est vérifier}$$

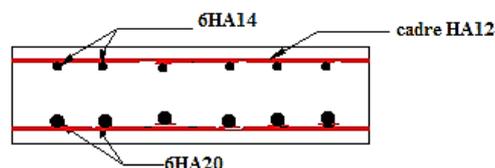


Fig.VII.8: ferrailage de la dalle de transition sur 1 ml.

➤ **Vérification à l'effort tranchant :** $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.1012}{1.00 \times 0.27} = 0.374 \text{MPa}$

pour $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ et $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$; $\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.129 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.256$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.1012}{0.256 \times 384} = 10.29 \text{cm}^2$$

VII.2.4.3 Mur frontal

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues essentiellement aux charges permanentes (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation. Les efforts à la base de mur frontal :

TAB. VII.13 : Les efforts agissant sur la base du mur frontale

		Effort horizontal h(t)	Effort vertical v(t)	Le moment a la base de mur (t.m)
La somme des efforts	cas n°1	165,680	740,677	121,042
	cas n°2	458,404	807,338	1379,379
	cas n°3	470,169	740,677	1454,040
	cas n°4	495,056	674,016	1561,327

<u>Condition normal</u>	<u>Condition sismique la plus défavorable n°4</u>
Effort normal : $N_{ser} = 740.677t$ $N_u = 999.913t$	Effort normal : $N_{ser} = 71.32t/ml$ $N_u = 96.28t/ml$
Moment $N_{ser} = 12.81 t.m/ml$ $N_u = 17.30 t.m/ml$	Moment $N_{ser} = 165.22 t.m/ml$ $N_u = 1223.05 t.m/ml$

Ferrailage en flexion composée :

Le ferrailage se fait par unité de largeur (ml) de mur frontal, ce dernier considéré comme un voile :

La section soumise à une flexion composée :

$$N=96.28t/ml, M=223.05 t.m/ml, b=1 m ; h=1.54 m ; C'=5cm.$$

Calcul de l'excentricité : $e=Mu/Nu=2.108 m$, $e=2,108 > h/6=0,25$ (Section Partiellement Comprimée), $M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 276.004t.m/ml$.

$$A'_s = 25.2 \text{ cm}^2 \text{ (la section d'armatures comprimées).}$$

Pour le ferrailage du mur frontal, on prendra la section nominale minimum.

- Verticalement :

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} 18.84 \text{cm}^2 \text{ Soit : } 7\text{HA}20/ml \text{ (} 21.99 \text{cm}^2 \text{) avec espacement de } 14 \text{cm.}$$

➤ Armature de construction :

$$At=As/3=6.28 \text{cm}^2; \text{ soit } 6\text{HA}12 /ml \text{ (} At=7.92 \text{ cm}^2 \text{).}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0,9628 / 1 \times 1.49 = 0,646 \text{MPa} ; \bar{\tau} = \inf [4 \text{MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 2,7 \text{MPa.}$$

Pour les fissurations préjudiciables ou très Préjudiciables, Telles que $\bar{\tau} > \tau_u$ Vérifie.

✓ Pourcentage minimal :

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0,4b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm. Avec } St = 30 \text{ cm et } At > 1,8\text{cm}^2.$$

Soit 2 cadre de HA12/ml pour $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

✓ Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_c28 = 25 \text{ MPa}$; $b_0 = 1\text{m}$; $h = 1.2 \text{ m}$.

$A_s = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$, Soit : 5HA14/ml pour $A_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

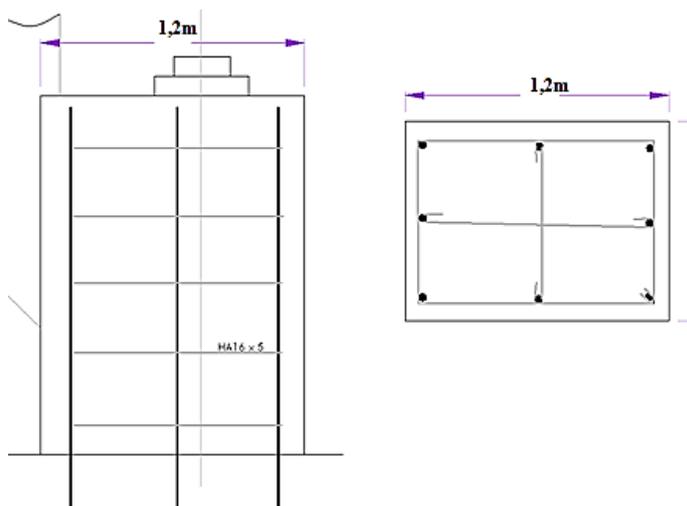


Fig. VII.9 : ferrailage du mur frontal sur 1 ml.

HA14
chaque ml
HA12
chaque ml
HA14
chaque ml
2 cadres de HA14 chaque 1ml

VII.2.4.4 Mur en

[retour](#)

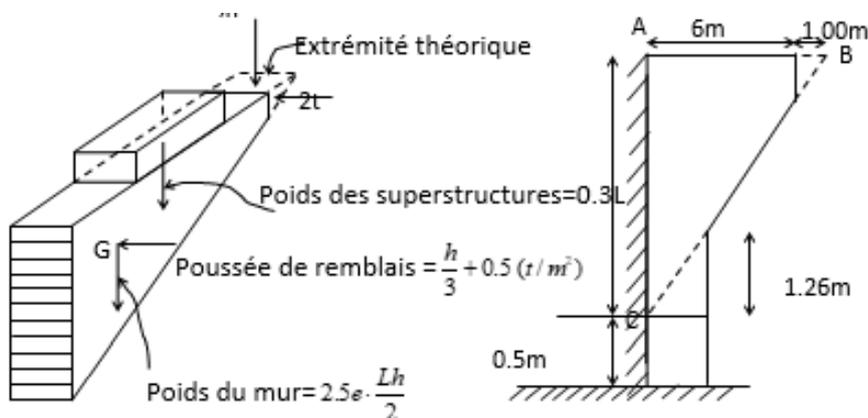


Fig. VII.10 : schéma représentatif des différentes charges appliquées au mur en retour.

➤ Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis Selon document SETRA PP73 (1.3.2) aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de $4t$ et une charge horizontale de $2t$.

➤ Etude de la console

✓ Efforts horizontaux :

- Force concentrée de $2t$.
- Poussée des terres répartie sur toute la surface.

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

$$\text{ELU : } M_u = 1.35 \left(\frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{L^2 \times h}{6} + 1.6 (2(L-1)) = 163.45 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_{ser} = \left(\frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{L^2 \times h}{6} + 1.2 (2(L-1)) = 121.25 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant: } V_u = 1.35 \left(\frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{L^2 \times h}{2} + 1.6 \times 2 = 65.02 \text{ t.}$$

✓ Efforts verticaux:

$$\text{- Poids propre du mur : } PG = 2.5 \frac{L^2 \times h}{2} \times e = 2.5 \frac{7^2 \times 5.56}{2} \times 0.5 = 24.325 \text{ t.}$$

$$\text{- Poids propre de la superstructure: } P_{su} = 0.3 L = 2.1 \text{ t}$$

$$\text{- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : } P_{sc} = 4 \text{ t}$$

Les moments :

$$\text{- Poids propre du mur : } MG = PG \times \frac{L^2}{3} = 56.75 \text{ t.m}$$

$$\text{- Poids propre de la superstructure: } M_{su} = P_{su} \times \frac{L^2}{2} = 7.35 \text{ t.m}$$

$$\text{- La surcharge concentrée : } M_{sc} = P_{sc} \times (L-1) = 24.00 \text{ t.m}$$

➤ Les combinaisons :

$$\text{ELU: } M_{ELU} = 1.35 (MG + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 124.93 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_{ELS} = (MG + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 92.9 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = 1.35 (PG + P_{su}) + 1.6 P_{sc} = 42.07 \text{ t.}$$

➤ Le ferrailage :

✓ Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple.

$$M_{ELU} = 23.35 \text{ t.m/ml} ; M_{ELS} = 17.32 \text{ t.m/ml. } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; h = 0,5 \text{ m} ; d = 0,45 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.2335}{1 \times 0.45^2 \times 14.16} = 0.08 > 0.186 ; \rho_M = \frac{M_U}{M_{ser}} = 1.35 ; \text{D'où } \mu_c = 0.2835.$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}}{0.8} = 0.42 \Rightarrow Z_c = d (1 - 0.4\alpha_c) = 0.37 \text{ m} \quad \varepsilon_s = 3.5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha_c} - 1 \right) = 0.00426 > 1.77 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3.5 \cdot 10^{-3} \frac{d - c'}{d}}{\alpha_c} = 0.00633 > 1.74 \cdot 10^{-3} ; M_c = M_u \times \frac{\mu_c}{\alpha_c} = 0.33$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_c}{d - c'} + \frac{M_c}{z_c} \right] \frac{1}{\sigma_s} = 74.43 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}25 \quad A_s = 24.54 \text{ ml/cm}^2 \text{ (disposé en 2 nappes)}$$

$$A'_s = \frac{M_u - M_c}{(d - c') \sigma_s} = 31.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7 \text{ HA}16 \quad A'_s = 12.27 \text{ ml/cm}^2 \text{ (disposé en 2 nappes)}$$

Et on a la condition de N.F : $A_{s \min} \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$. Donc condition vérifiée.

-Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de coure de béton armée :

$$A_s = 10.24 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}25/\text{ml pour } A_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = 6.18 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}20/\text{ml pour } A'_s = 15.71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = 213.336 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14.42 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.} \\ \sigma_s = 205.26 \text{ MPa} < 207.31 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / b \cdot z = 0,065 / 1 \times 0.37 = 0,175 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Verticalement

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

Le ferrailage se fait en flexion simple : $M_{ELU} = 15.61 \text{ t.m/ml}$, $M_{ELS} = 46.45 \text{ t.m/ml}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $b_0 = 0.5 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$; $c' = 5 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.1561}{0.5 \times 1^2 \times 14.16} = \mathbf{0.022 < 0.186}; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.027 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.445 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.1561}{0.445 \times 348} = 10.08 \text{ cm}^2$$

➤ Et on a la condition de N.F :

$$A_{smin} \geq 0.23 \times \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 2.362 \text{ cm}^2 \text{ Donc condition vérifier, Soit 7HA14 (10.78 cm}^2\text{)}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{V_u}{b \cdot z} = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifie.}$$

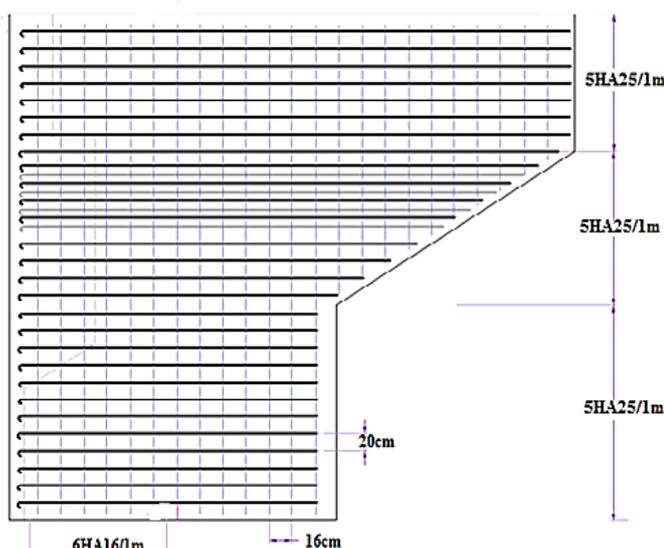


Fig. VII.11 : ferrailage de mur en retour.

VI.2.3.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci :

Evaluation des charges et surcharges :

- Moment due à la dalle de transition : $M1 = (0,3 \times 4 \times 2.5 / 2) \times 2 = 3 \text{ t.m/ml}$
- Moment des poids des terres : $M2 = (0,9 \times 4 \times 1,8 / 2) \times 2 = 6.48 \text{ t.m/ml}$
- Moment due au revêtement : $M3 = (0,08 \times 4 \times 2,2 / 2) \times 2 = 0.704 \text{ t.m/ml}$
- Moment due au poids propre du corbeau : $M4 = 0.135 \times 2,5 \times 0.15 = 0.05 \text{ t.m/ml}$
- Moment due aux surcharges sur remblai : $M5 = (1,2 / 2) \times 2 = 1.20 \text{ t.m/ml}$

Réactions : $T_u = V_u / b \cdot z = 0.174 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifie}$

$$R_{ELU} = 1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 8.289 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = 6.149 \text{ t/ml.}$$

Moments:

$$M_{ELU} = [1,35(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,6 M5] = 11.674 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = [(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,2 M5] = 16.136 \text{ t.m/ml.}$$

Ferrailage :

Cas de fissuration jugée préjudiciable.

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad (d=0.9h=0.54 ; h=0.6 \text{ m} ; b=1\text{m})$$

D'où : $\mu = \frac{0.11674}{1 \times 0.54^2 \times 14.16} = 0.028 \quad \mu = 0.028 < 0.186 \Rightarrow \epsilon_{es} = 10.10^{-3}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.035 \Rightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.532 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{0.1167}{0.532 \times 348} = 6.3 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} \geq 0.23 \times \frac{f_{ij} \times b \times d}{f_e} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 1.00 \times 0.54}{400} = 6.52 \text{ cm}^2$$

N'est pas vérifié donc la section d'acier calculé insuffisante donc on doit rajouter une autre quantité d'acier. Donc **As = 6.52 cm²**. On prend : 8 HA10 pour **As = 8.04 cm²**.

➤ **Pour l'armature de construction:**

$$A's = A_s / 3 = 2.68 \text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ Soit : HA10 tous les 10cm (selon SETRA)}$$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de HA25 tous les 2 m.

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

$$\frac{1}{2} \times X^2 - 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (0.27 - X) = 0$$

$$0.5 \times X^2 + 0.012 \times X - 0.003 = 0 \quad X = 0.26 \text{ m}$$

$$I = \left(b \times \frac{X^3}{3} \right) + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I = \left(1 \times \frac{0.26^3}{3} \right) + 15 \times 8.04 \times 10^{-4} (0.27 - 0.26)^2 = 5.85 \times 10^{-3}$$

m⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot X}{I} = \frac{0.16136 \times 0.26}{0.0058} = 7.17 \text{ MPa} < 16.2 \text{ MPa}, \text{ c'est}$$

vérifiée

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} \cdot (d - X)}{I} = \frac{15 \times 0.16136 \times (0.27 - 0.26)}{0.0058} = 4.17 \text{ MPa} <$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0.0829}{1.00 \times 0.54} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ (pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa)} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ c'est vérifiée}$$

VII.2.5 ferrailage de fondation de la culée :

• **Calcul de ferrailage à ELS : (voir annexe)**

➤ **L'armature inférieure de la semelle :**

Donc le moment Max au niveau d'encastrement de patin égale: **M=45,04 t.m/ml.**

$$A_s = 19,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{soit : 7HA32} \rightarrow \text{avec } S_t = 11 \text{ cm}$$

➤ **Section minimale d'armature :**

$$A_s = 0,35\% A_B = 0,0035 \times 120 \times 100 = 42 \text{ cm}^2$$

Donc La condition n'est pas vérifiée et pour cela on va prendre la section d'acier égale à la section minimale, Soit : **14HA20** → paquet de deux Φ20 avec S_t= 14cm

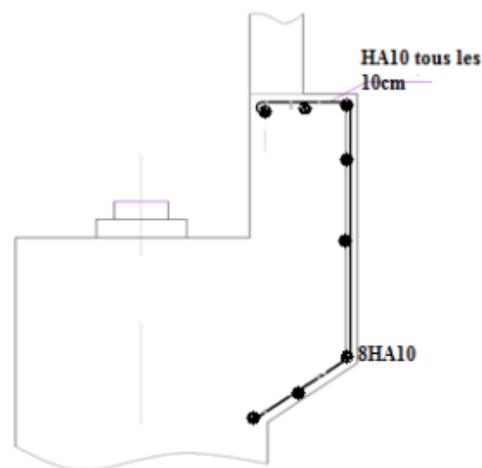


Fig. VI.12: ferrailage du corbeau.

CHAPITRE 7 : INFRASTRUCTURE

Soit dans le sens longitudinal de la semelle.

$$A_s = \frac{A_s}{3} = \frac{42}{3} = 14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 7\text{HA}16 \text{ avec } S_t = 14 \text{ cm}$$

➤ **L'armature supérieure de la semelle :**

On va prendre des armatures constructives parce que : Soit : 7HA14 avec $S_t = 14 \text{ cm}$

Soit dans le sens longitudinale de la semelle $A_s = 7\text{HA}16$ avec $S_t = 14 \text{ cm}$

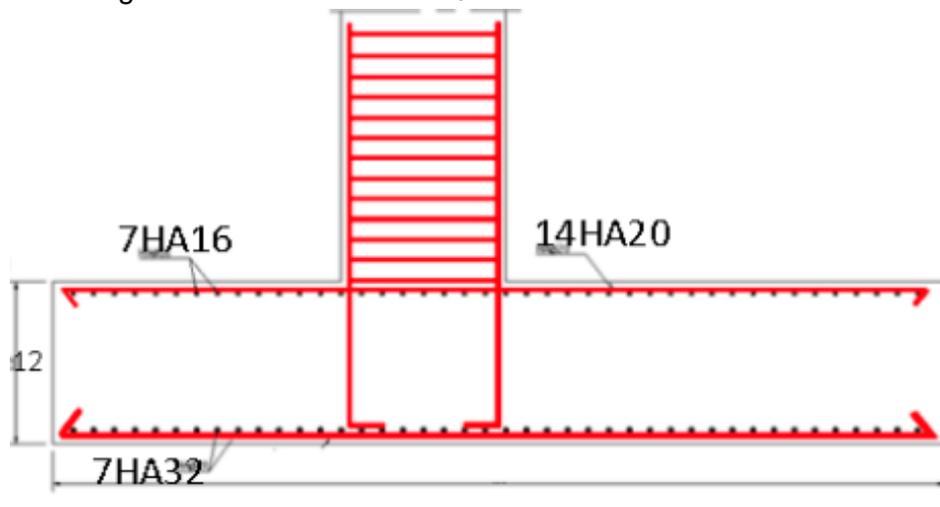


Fig. VI.13 : ferrailage de la semelle de culée.

VII.3 Conclusion

L'infrastructure est la base sous-jacente d'un système Les structures et installations physiques et organisationnelles de base (par exemple, les bâtiments, les routes, les ponts) nécessaires au fonctionnement d'une société ou d'une entreprise.

Conclusion générale

Notre travail a porté essentiellement sur l'étude de construction d'un pont mixte acier-bétons, étude dans laquelle nous avons présenté une théorie scientifique sur les matériaux concernés puis avons effectué le dimensionnement de principaux éléments de l'ouvrage en utilisant la méthode aux états limites. En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des sols, la rhéologie des matériaux, les procédés de la précontrainte ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Pour restreindre notre étude, nous nous sommes focalisés directement sur les données et l'état actuel du site. Nos difficultés ont été nombreuses, et les plus marquantes sont : L'inaccessibilité au laboratoire de la géotechnique, la collecte des données scientifiques en bibliothèque et sur Internet mais, toutefois, nous avons fait de tous nos mieux pour réunir l'essentiel qui servira.

Nul ne peut se prévaloir maîtriser tout un domaine ; sauf, notre complémentarité s'impose. Mais, étant une œuvre humaine et possédant de qualités et de faiblesses, la critique et l'innovation nous intéressent. Pour ne pas limiter la science à nos mesures, certaines notions connexes n'ont pas été traitées, non pas par incapacité, mais pour que le débat scientifique continue, pour que les chercheurs trouvent de quoi se tracasser.

A la fin Cette étude très enrichissante qui nous a permis d'améliorer nos compétences techniques et d'approfondir nos connaissances théoriques, et mêmes nous a permis aussi de bénéficier des connaissances et d'expériences des gens du domaine. Notre projet de Fin d'Etudes nous a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l'étude, et l'utilisation des outils informatique pour la modélisation et l'analyse de notre ouvrage.

Bibliographie

Livres et règlements

- ❖ Conception des ponts..... J.A Calgaro
- ❖ Projet et construction des ponts.....J.A Calgaro
- ❖ Construction métalliqueFranois Ciolina
- ❖ Précis de calcul béton arméH.Renaud, J. Lamirault
- ❖ Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé..... .Dr .Rene Walter
- ❖ Construction métalliques..... Manfred A. Hirt, Rolf Bez (EPFL)
- ❖ Cours pratique de mécanique des sols..... Jean Costet,Guy Sanglirat

- ❖ BAEL91mod 99 : béton armé aux états limite.
- ❖ Appuis des tabliers, PP73 SETRA
- ❖ Guide SETRA CT66 .
- ❖ Fascicule 61 titre II.
- ❖ Fascicule 61 titre V.
- ❖ Règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA).
- ❖ Appareils d'appui en élastomère fretté. (document SETRA bulletin n°4)

- ❖ Eurocode 4 : calcul des structures mixte acier béton.

Les références plus détaillées

❖ Chapitre I

- [3] in The New York Times, Science & Technology, "With Bridges of Fiber Cable, the Inca Leapt Canyons", Samedi 19 mai 2007.
- [4] Eugène Viollet-le-Duc, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*, 1856, Tome - Arc, consultable sur Wikisource.
- [5] Eugène Viollet-le-Duc, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*, 1856, Tome 6, Ogive, consultable sur Wikisource.
- [6] Ministère des Transports, Direction des routes, « Les ponts en maçonnerie, constitution et stabilité » sur Publications et logiciels du SETRA, 1982. Consulté le 14 avril 2010.[7] J. B. Berard, *Statique des voûtes*, Courcier, Paris, 1810, consultable sur Books.google.fr , p.137.
- [8] A. Debauve, *Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées - ponts en maçonnerie*, Dunod, 1873, consultable sur Archives.org, p.199.
- [9] Analyse numérique et expérimentale, L'entretissage des ponts mixtes multi poutres ferroviaires, Yannick Seifert, INSA de Lyon 2004.
- [10] M.BOUAMAMA, 2016, (Projet de Fin d'étude) Etude d'un pont mixte acier-béton a nedrouma, Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil, Construction Métallique.
- [11] Y. BELAIDI et S. MAHI ;2015 ; (projet de fin d'étude) ; Etude de pont mixte sur OUAD TARJILET dans la wilaya de Chleff.
- [12] S. MERAD BOUDIA, 2012(projet fin d'étude), Etude de la portance d'un pont métallique ancien à sabra,Wilaya de TLEMEN (Université de Tlemcen).
- [13] M.BOUAMAMA, 2016, (Projet de Fin d'étude) Etude d'un pont mixte acier-béton a nedrouma, Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil, Construction Métallique.
- [14] Abdoulaye, BIORO ,2007 ; (projet de fin d'étude) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou(université chikhantadiop de dakar, Sénégal).
- [15] Abdoulaye, BIORO ,2007 ; (projet de fin d'étude) : Dimensionnement du nouveau pont mixte de gouloumbou(université chikhantadiop de dakar, Sénégal).

❖ Chapitre II

- [1] - (Voir conception des pont p220)
- [2] - (on le livre de conception des ponts de CALGARO page 225)
- [3] - (Voir la page 227 de conception de pont de CALGARO)
- [4] - (voir page 226 CALGARO)

- [5] - (voire page 130 conception des ponts de CALGARO)
- [6] - (Voire page 130 conception des ponts de CALGARO) + (Voire page 29 conception des ponts GUIDE SETRA)
- [7] - (Voire page 132 et 135 conception des ponts de CALGARO) + (selon GUIDE SETRA page39 on prend la valeur minimum)
- [8] - (Voir p134 CALGARO, et p140 de guide SETRA)
- [9] - (Voir p135 CALGARO)
- [10] - (Voir la page 44 GUIDE SETRA)

❖ **Chapitre III**

- [1] -(Voire Eurocode 4 page 119)
- [2] (Selon page 227 de conception de pont CALGARO)

❖ **Chapitre V**

- [1] (Voire la page 216 construction métalliques EPF Lausanne)
- [2] (Selon fascicule 61 titre 5 pages 65)

❖ **Chapitre VI**

- [1] (Voire guide des appareils d'appuis SETRA page 12)
- [2] (voire guide des appareils d'appuis SETRA page 16)
- [3] (Voire page 21 guide technique n° 4 SETRA)
- [4] Voire page 20 bulletin technique n° 4 SETRA)
- [5] (Voire page 20 bulletin technique n° 4 SETRA)
- [6] (Voire page 21 bulletin technique n° 4 SETRA)
- [7] (Voire page 23 bulletin technique n° 4 SETRA)
- [8] (Voire page 23 bulletin technique n° 4 SETRA)

❖ **Chapitre VII**

- [1] (PP73. 1.3.1 Page 23-24 et FOND.72 page 10 -11):
- [2] (Selon SETRA CT 66).
- [3] (Selon SETRA CT 66).
- [4] (Selon le livre de conception des ponts de CALGARO)
- [5] (selon la RPOA page 44)
- [6] (SETRA PP73)

Cours

- ❖ Béton armé.....U.M.B.I - BBA
- ❖ Résistances des matériaux.....U.M.B.I - BBA
- ❖ Cours d'ouvrages d'artsU.M.B.I - BBA
- ❖ Cour de charpente métalliqueU.M.B.I - BBA
- ❖ Thèses de fin d'étudeU.M.B.I - BBA

Logiciels

- ❖ Robot 2010.....modalisation et Analyse des ouvrages
- ❖ AutoCAD2010..... Dessin
- ❖ WORLD 2010.....Traitement de texte
- ❖ EXCEL 2007..... Calcul

Sites web

- ❖ www.4sheard.com
- ❖ **Erreur ! Référence de lien hypertexte non valide.**
- ❖ <http://www.universalis.fr>.
- ❖ http://www.coffradoc.pistak.fr/le_coffre_à_documents_pour_la_technologie
- ❖ <https://www.4geniecivil.com/2019/10/conception-des-ponts-metalliques-cours.html>

Les mémoires

- ❖ *H.MANA, M.LAFANI, 2018, (Projet de Fin d'étude) étude d'un pont routier en béton précontraint, Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil, université mohamed el bachir el ibrahimi.*
- ❖ *S.ZEHAR , A.DJEBRI, 2013, (Projet de Fin d'étude), Conception et étude d'un pont sur oued boughaf naaime , route relie RN 64 et RN 05, Pour l'Obtention du Diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics, école nationale supérieure des travaux publics.*
- ❖ *M.RICHE , A.MECHENANE ,2012, (Projet de Fin d'étude), Conception et étude d'un pont rail sur la nouvelle ligne ferroviaire ain oussara/m'sila section bougezoul/m'sila, Pour l'Obtention du Diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics, école nationale supérieure des travaux publics.*
- ❖ *A.BADI, M.BOUTAIBA BENKALAOUZ, 2010, (Projet de Fin d'étude), conception et étude du prolongement de l'OA (pont mixte) sur l'oued el harrach-alger, Pour l'Obtention du Diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics, école nationale supérieure des travaux publics.*
- ❖ *A.AIT-BELKACEM, C.KHADRAOUI,2008, (Projet de Fin d'étude), étude d'un pont mixte avec tablier en bi-poutres métalliques à soudure " 2eme rocade ", Pour l'Obtention du Diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics, école nationale supérieure des travaux publics.*
- ❖ *A.HAFFAF, 2012 , (Projet de Fin d'étude), étude d'un pont métallique ferroviaire oued elham m'sila, Pour l'Obtention du Diplôme d'ingénieur d'état des travaux publics, école nationale supérieure des travaux publics.*

ANNEXES

A- Quelques étapes à suivre pour la modélisation



Fig. 2 : choix d'affaire

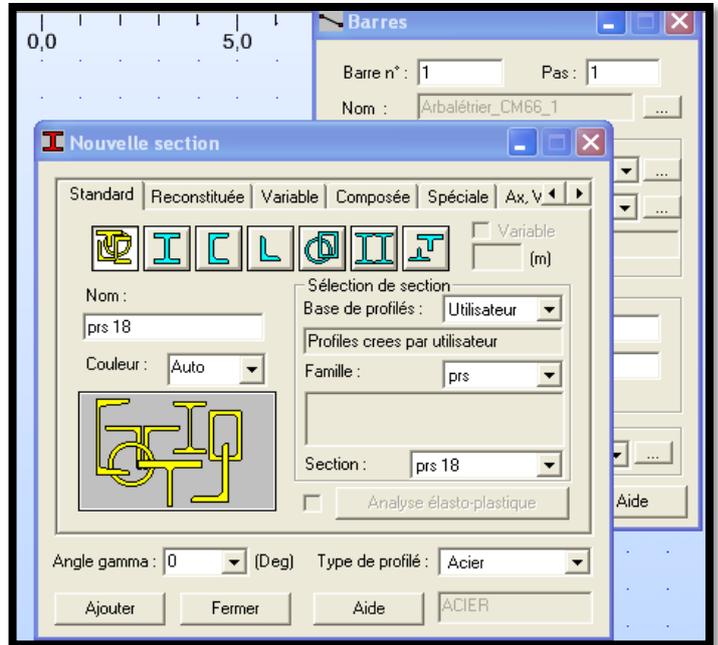


Fig. 1 : choix du type de poutre.

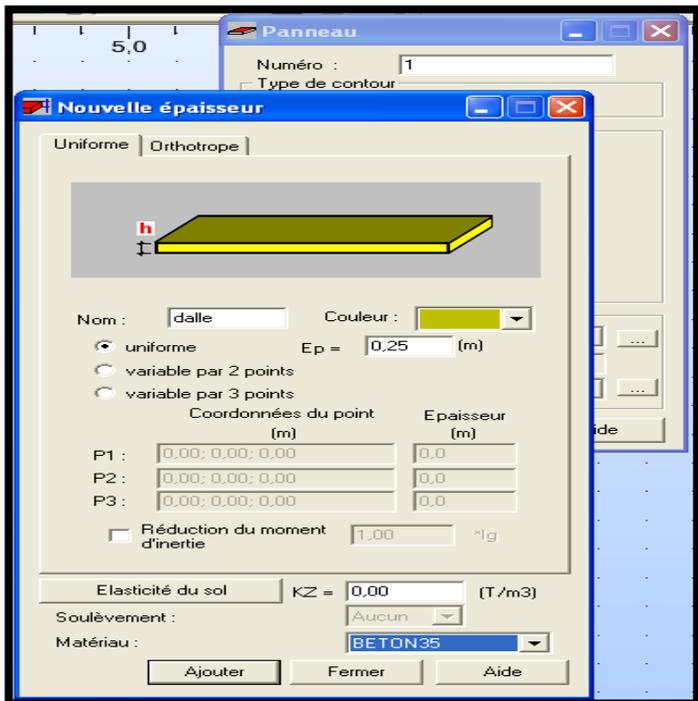


Fig. 3 : modélisation de la dalle.

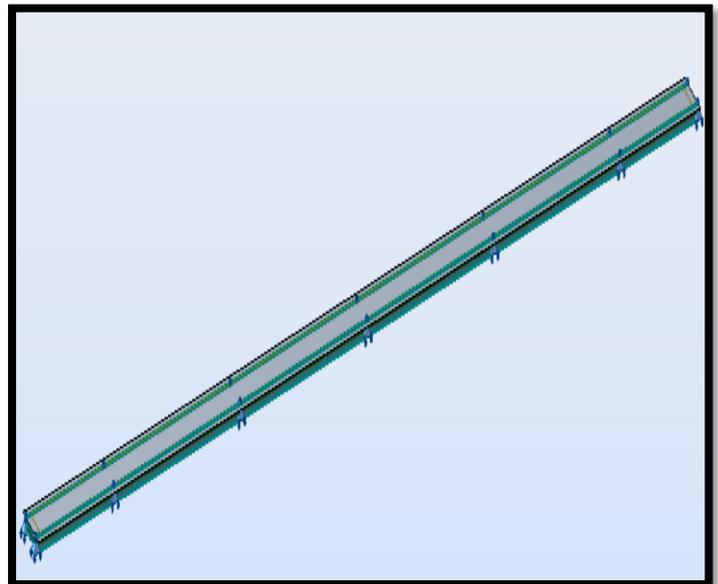


Fig. 4 : Modélisation de tableier.

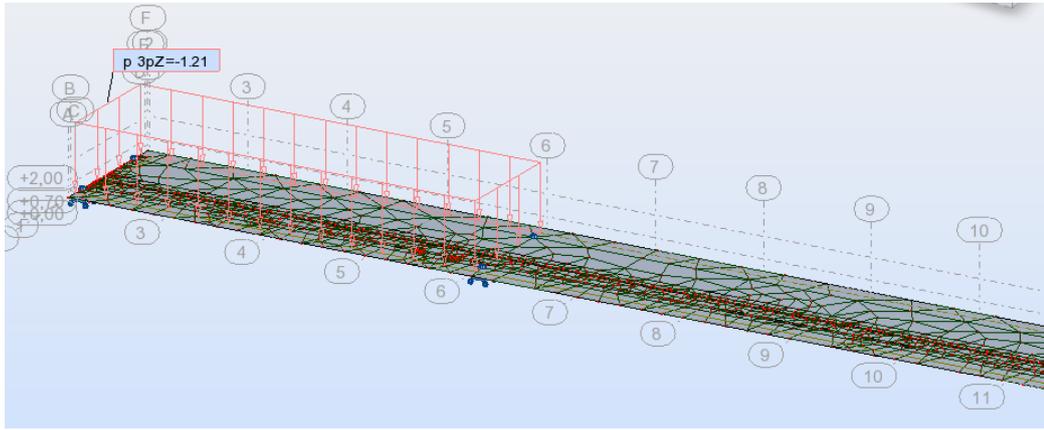


Fig. 5 : système AI 2 voies chargées.

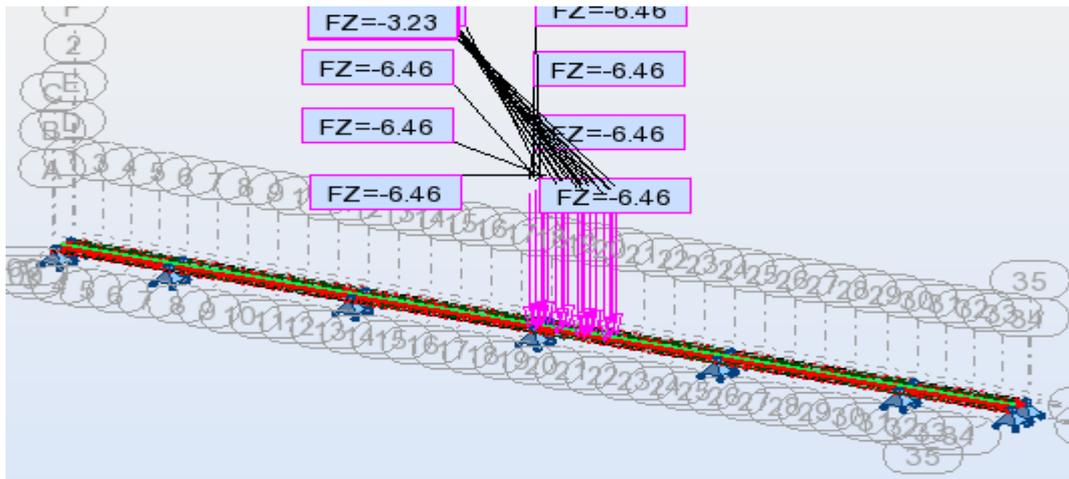


Fig. 6 : système de charge Bc 2 file.

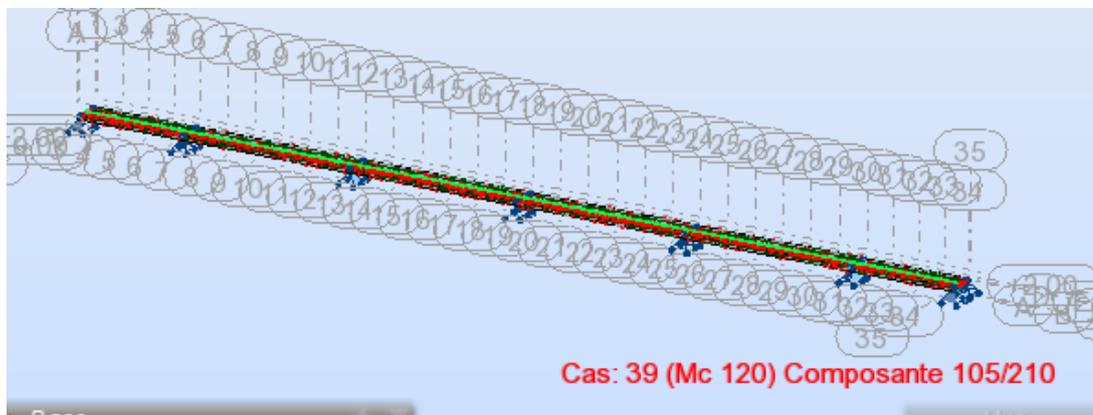


Fig. 8 : système de charge Mc120.

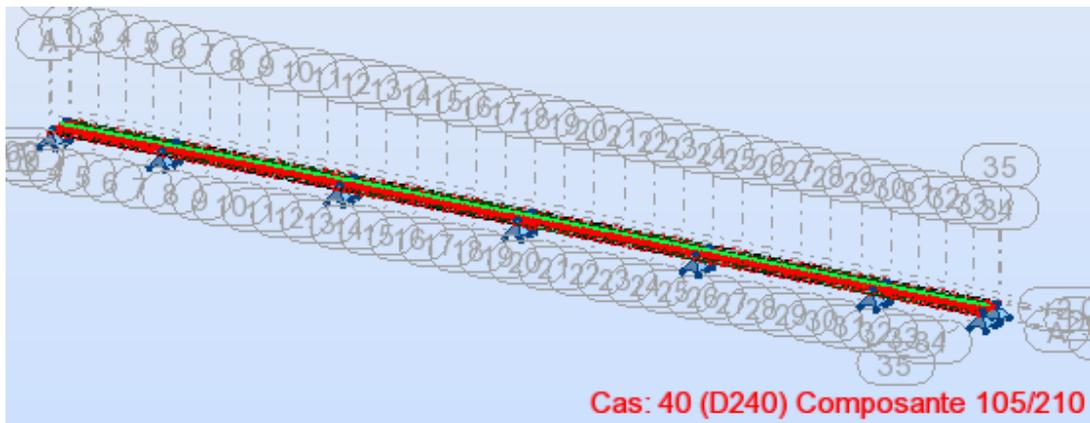


Fig. 7 : système de charge D240.

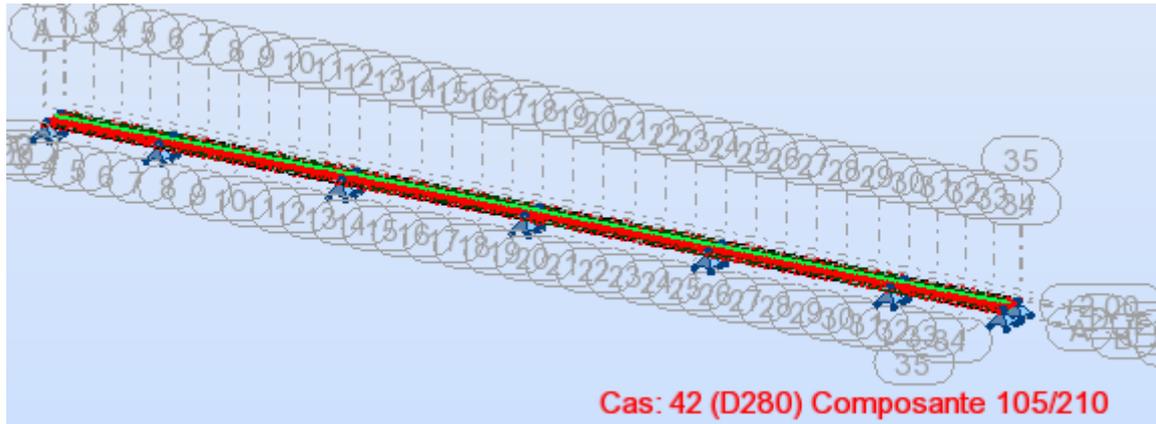


Fig. 9 : système de charge D280.

B- Tableau 1 : Cas et combinaisons de charge :

<p>Les moments</p> <p>Flichissants</p> <p>dues aux différents</p> <p>cas de charges</p> <p>à ELU :</p>	67 : $1.35G+1.6Al\ 2v(1)+St$
	68 : $1.35G+1.6Al\ 2v(2)+St$ (le cas la plus défavorable)
	69 : $1.35G+1.6Al\ 2v(3)+St$
	70 : $1.35G+1.6Br+St$
	71 : $1.35G+1.6Al\ 2v(5)+St$
	72 : $1.35G+1.6Al\ 2v(6)+St$
	73 : $1.35G+1.6Al\ 2v(7)+St$
	74 : $1.35G+1.6Al\ 2v(8)+St$
	75 : $1.35G+1.6Al\ 2v(9)+St$
	76 : $1.35G+1.6Al\ 2v(10)+St$ (le cas la plus défavorable)
	77 : $1.35G+1.6Al\ 2v(11)+St$
	85 : $1.35G+1.35Mc\ 120$
	89 : $1.35G+D\ 240$
93 : $1.35G+D\ 280$	
97 : $1G+1.2Bc(2file)+St$	
<p>Les effort</p> <p>Tranchants</p> <p>dues à déférets</p> <p>cas de charges</p>	67 : $1.35G+1.6Al\ 2v(1)+St$
	68 : $1.35G+1.6Al\ 2v(2)+St$
	69 : $1.35G+1.6Al\ 2v(3)+St$
	70 : $1.35G+1.6Br+St$
	71 : $1.35G+1.6Al\ 2v(5)+St$
	72 : $1.35G+1.6Al\ 2v(6)+St$
	73 : $1.35G+1.6Al\ 2v(7)+St$
	74 : $1.35G+1.6Al\ 2v(8)+St$ (le cas la plus défavorable)
75 : $1.35G+1.6Al\ 2v(9)+St$	

à ELU :	76 : 1.35G+1.6Al 2v(10)+St
	77 : 1.35G+1.6Al 2v(11)+St
	85 : 1.35G+1.35Mc 120
	89 : 1.35G+D 240
	93 : 1.35G+D 280
	97 : 1G+1.2Bc(2file)+St
Les moments fléchissant dues aux différents combinaisons de charges à ELS :	101 : 1G+1.2Al 2v(1)+St
	102 : 1G+1.2Al 2v(2)+St
	103 : 1G+1.2Al 2v(3)+St
	104 : 1G+1.2Al 2v(4)+St
	105 : 1G+1.2Al 2v(5)+St
	106 : 1G+1.2Al 2v(6)+St
	107 : 1G+1.2Al 2v(7)+St
	108 : 1G+1.2Al 2v(8)+St
	109 : 1G+1.2Al 2v(9)+St
	110 : 1G+1.2Al 2v(10)+St
	111 : 1G+1.2Al 2v(11)+St
	115 : 1G+1.2Br+St
	119 : 1G+1.2Mc 120
	123 : 1G+D240
	127 : 1G+D280
Les efforts tranchants dus à différents combinaisons de charges à ELS:	101 : 1G+1.2Al 2v(1)+St
	102 : 1G+1.2Al 2v(2)+St
	103 : 1G+1.2Al 2v(3)+St
	104 : 1G+1.2Al 2v(4)+St
	105 : 1G+1.2Al 2v(5)+St
	106 : 1G+1.2Al 2v(6)+St
	107 : 1G+1.2Al 2v(7)+St
	108 : 1G+1.2Al 2v(8)+St
	109 : 1G+1.2Al 2v(9)+St
	110 : 1G+1.2Al 2v(10)+St
	111 : 1G+1.2Al 2v(11)+St
	115 : 1G+1.2Br+St
	119 : 1G+1.2Mc 120
	123 : 1G+D240
	127 : 1G+D280

C- Tableau 2 : Les moments fléchissant et Les efforts tranchants dus à différents cas de charges à ELU :

N°	M_{max} (t.m)	M_{min} (t.m)	T_{max} (t)	T_{min} (t)
1	-700.22	533.94	-159.42	111.75
2	-1037.47	533.94	-186.62	184.30
3	-968.23	705.90	160.61	-157.06
4	-632.75	324.51	91.96	-91.87
5	-970.26	537.69	-141.70	140.58
6	-966.53	540.35	139.43	-137.04
7	-931.48	505.12	134.88	-134.70
8	-1061.81	881.13	187.28	-183.95

9	-1156.22	587.22	161.39	-161.33
10	-1194.56	623.67	165.29	-164.09
11	-1094.62	559.80	-153.38	152.56
12	-796.94	409.42	-172.31	162.42
13	-856.06	620.41	170	-111.04
14	-904.25	712	164.34	-137.28
15	-629.95	411.88	125.13	-84.44

D- Tableau 3 : Les moments fléchissant et Les efforts tranchants dues à différents cas de charges à ELS :

N°	M_{max} (t.m)	M_{min} (t.m)	T_{max} (t)	T_{min} (t)
1	-522.70	399.77	-119.21	83.62
2	-774.95	673.63	-139.52	137.81
3	-774.95	673.69	-139.52	173.81
4	-817.84	418.48	-113.82	114.54
5	-724.54	401.50	-105.83	105.01
6	-721.71	403.56	-102.33	104.12
7	-695.46	377.12	-100.58	100.72
8	-793.21	659.31	-137.54	140.03
9	-864.24	438.88	-120.57	120.61
10	-892.73	466.05	-122.63	123.52
11	-817.78	418.32	-114.60	113.97
12	-471.41	255.16	-68.46	68.52
13	-616.27	316.41	-140.80	131.68
14	-706.76	550.43	-88.13	147.97
15	-743.05	636.27	-114.37	142.37

Les moments fléchissant dues aux différents combinaisons de charges à ELU (direction YY) :



Les moments fléchissant dues aux différents combinaisons de charges à ELS (direction YY) :



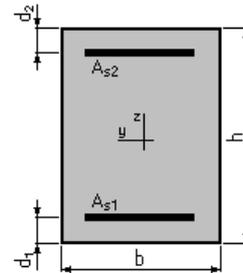
E- Note de calcul de ferrailage du chevron de la pile :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



2. Section :

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 150,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués :

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	200,12	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s2} = 53,6$ (cm ²)	Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s \min} = 50,7$ (cm ²)	Section maximum $A_{s \max} = 362,5$ (cm ²)
théorique $\rho = 0,37$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,00$ (%)	maximum $\rho_{\max} = 2,42$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 265,30$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 13,7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 139,5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,04$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 348,2$ (MPa)

Conclusion : donc la section supérieure d'armature égale à **7HA20**

*Et inférieur **6HA20**

*Et transversale **6HA20**

F- Ferrailage de talon de la semelle de la culée :

Calcul de Section en Flexion Simple

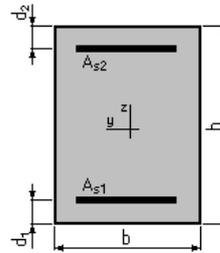
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)



3. Moments appliqués:

	M_{max} (T*m)	M_{min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	45,04	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 19,1$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum $A_{s \min} = 40,3$ (cm ²)	Section maximum $A_{s \max} = 287,5$ (cm ²)
théorique $\rho = 0,17$ (%)	
minimum $\rho_{\min} = 0,00$ (%)	maximum $\rho_{\max} = 2,40$ (%)

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 45,04$ (T*m) $M_{min} = 0,00$ (T*m)

Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : $y = 23,0$ (cm)
Bras de levier : $Z = 107,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 3,6$ (MPa)
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier :
Tendue : $\sigma_s = 215,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \lim} = 215,6$ (MPa)

Conclusion : la section d'acier n'est pas suffisante pour cela on va calculer la section minimale d'acier qui égale à

$$A_{s \min} = 0.35\% A_b = 42 \text{ cm}^2$$

Soit : 14HA20

G- Rapport de stages :

- ***Remerciement :***

En premier lieu, Nos sincères remerciements vont à tout le personnel de la D.T.P (BBA) en particulier : Mr. Mansouri. et tout le personnel de la S.E.T.S (Sétif) en particulier : Mr. Zahar. pour sa disponibilité et son aide précieuse, son expertise et sa propension à demander le maximum à ses stagiaires m'ont énormément fait progresser, tant au niveau technique qu'au niveau professionnel

- ***Introduction :***

L'étude préalable est la première étape dans le cycle de vie de n'importe quel travail, elle débute par l'analyse de la situation existante, elle permet de proposer une architecture globale de la situation en tenant compte des orientations de gestion d'organisation, ainsi que les diverses informations manipulées par les différentes structures concernées.

- ***L'objectif du stage :***

Pour préparer le projet fin d'étude et pour préparer concrètement au métier des ponts et ouvrages d'arts ; Un stage aux côtés de ses équipes était l'occasion rêvée de mettre en pratique les notions étudiées pendant la formation.

❖ Présentation de l'organisme d'accueil D.T.P (BBA) :

- ***Historique :***

La direction des travaux publics D.T.P a connu plusieurs réorganisations depuis sa création.

Avant le découpage administratif du territoire national de 1984 (LOI 84/09 DU 14/02/1984) portant création de la Wilaya de B.B.Arreridj, la structure en objet était constituée de deux subdivisions rattachées à la D.T.P de la Wilaya de Sétif .

En février 1984, elle est devenue DIRECTION DES INFRASTRUCTURES DE BASE (D.I.B).

En janvier 1987, et suite à la réorganisation qui a touché presque l'ensemble des directions de Wilaya, ou ces dernières sont devenues des services regroupés selon les liens et tâches en divisions, cette structure est devenue alors " SERVICES DES INFRASTRUCTURES DE BASE (S.I.B)", qui fusionne avec le service de transport (S.T), le service de l'urbanisme construction et habitat (SUCH), la division des infrastructures et de l'équipement (D.I.E) (sous l'autorité du Wali) (mode déjection, budget unique).

Cette situation a duré quatre (04) années jusqu'au 31/12/90.

En janvier 1991 cette structure a changé d'appellation pour devenir (D.T.P), ces événements ont entraîné quelques changements dans l'organisme de la structure de l'institution (sous direction, services, bureaux, subdivisions), mais sans aucun changement dans la mission principale, et les attributions.

- ***Présentation de la Direction des Travaux Publics (D.T.P):***

La direction des travaux publics D.T.P de la Wilaya de Bordj Bou Arreridj est un organisme public à caractère administratif, représente le ministère des travaux publics au niveau de la Wilaya. Elle gère le patrimoine routier à travers la Wilaya .

L'effectif global des fonctionnaires est de 135, sont réparties sur trois services, et sur 06 Subdivisions territoriale implantées à travers les daïrates selon l'importance du Réseau routier.

Les trois services que comporte la direction des travaux publics sont :

- ***Service de l'administration et des moyens gEnEraux :***

Ce service est constitué d'une structure de support aux missions techniques dévolues à la direction des travaux publics, ce service contient trois bureaux qui administrent la direction.

- Bureau de la gestion du personnel

- Bureau du budget de la comptabilité et des moyens généraux
- Bureau du contentieux

• SERVICE DE L'EXPLOITATION ET DE L'ENTRETIEN DES INFRASTRUCTURES DE BASE

Ce service est chargé d'assurer la marche générale en matière d'entretien et d'exploitation de toutes les infrastructures de base « Route, Pont, ... etc », celui ci compose de deux bureaux sont :

- Bureau de l'entretien des infrastructures de base
- Bureau de l'exploitation

SERVICE DE DEVELOPPEMENT DES INFRASTRUCTURES DE BASE

Ce service est constitué d'assurer un développement homogène des infrastructures de base, le service de développement des infrastructures de base (SDIB) contient trois bureaux :

- Bureau des études
- Bureau de développement des infrastructures de base
- Bureau des ouvrages d'art

Notre étude concerne le service de développement des infrastructures de base, plus particulièrement les deux bureaux, bureau de développement des infrastructures de base (route) et le bureau d'ouvrage d'art.

Missions de la Direction des Travaux Publics :

- Les principaux objectifs affectés au D.T. P de B.B.Arreridj sont :
- Cumul et analyse des données pour le développement, et l'entretien des infrastructures de base (Routes, Ouvrage d'art)
- Veille à respecter les normes techniques, de réalisation et de l'entretien des infrastructures de base.
- La concrétisation de l'organisation du domaine public routier dans le cadre de la réglementation en vigueur.
- Proposition de classement et déclassement des routes.
- L'organisation de l'assistance technique au profit des communes en ce qui concerne les travaux d'entretien des voies urbaines et chemins communaux.
- Veille à la sécurité des usagers en assurant la signalisation des routes

Présentation du Service de développement des infrastructures de base (S.D.I.B) :

Le service de développement des infrastructures de base est l'un des importants services de la D.T.P, il assure le développement du réseau routier à travers la wilaya (routes nationales, chemins de wilaya et les chemins communaux), sa mission est basé sur l'inscription, et suivi des projets de réalisation et projets d'études, il est composé de trois bureaux qui sont:

Bureau des études :

- Mener toutes les études des infrastructures de base (étude RN, CW, Ouvrage d'art)
- L'approbation de toutes les phases d'études (phase APS et APD) et des plans d'exécution
- Etablissement des fiches techniques pour l'inscription des opérations.
- Vérification des contrats d'études.
- Etude, vérification et critique des plans et donne son avis sur les différentes propositions.

Bureau de développement des infrastructures de base

- Suivi des travaux.
- Veille à l'application stricte des normes techniques en matière de réalisation.
- Elabore des rapports sur l'avancement des travaux.
- Assiste aux réunions sur les marchés en cas d'absence du chef de service.
- Etablissement des attachements mensuelle
- Vérification du dossier d'exécution.

Bureau des ouvrages d'art :

- Suivi technique de la construction des ouvrages (Ponts, Dalots et murs de soutènement ...)
- Etablissement des bilans d'exécution des travaux ouvrage d'arts.
- Etablissement des fiches signalétique des ouvrages.

Situation Informatique :

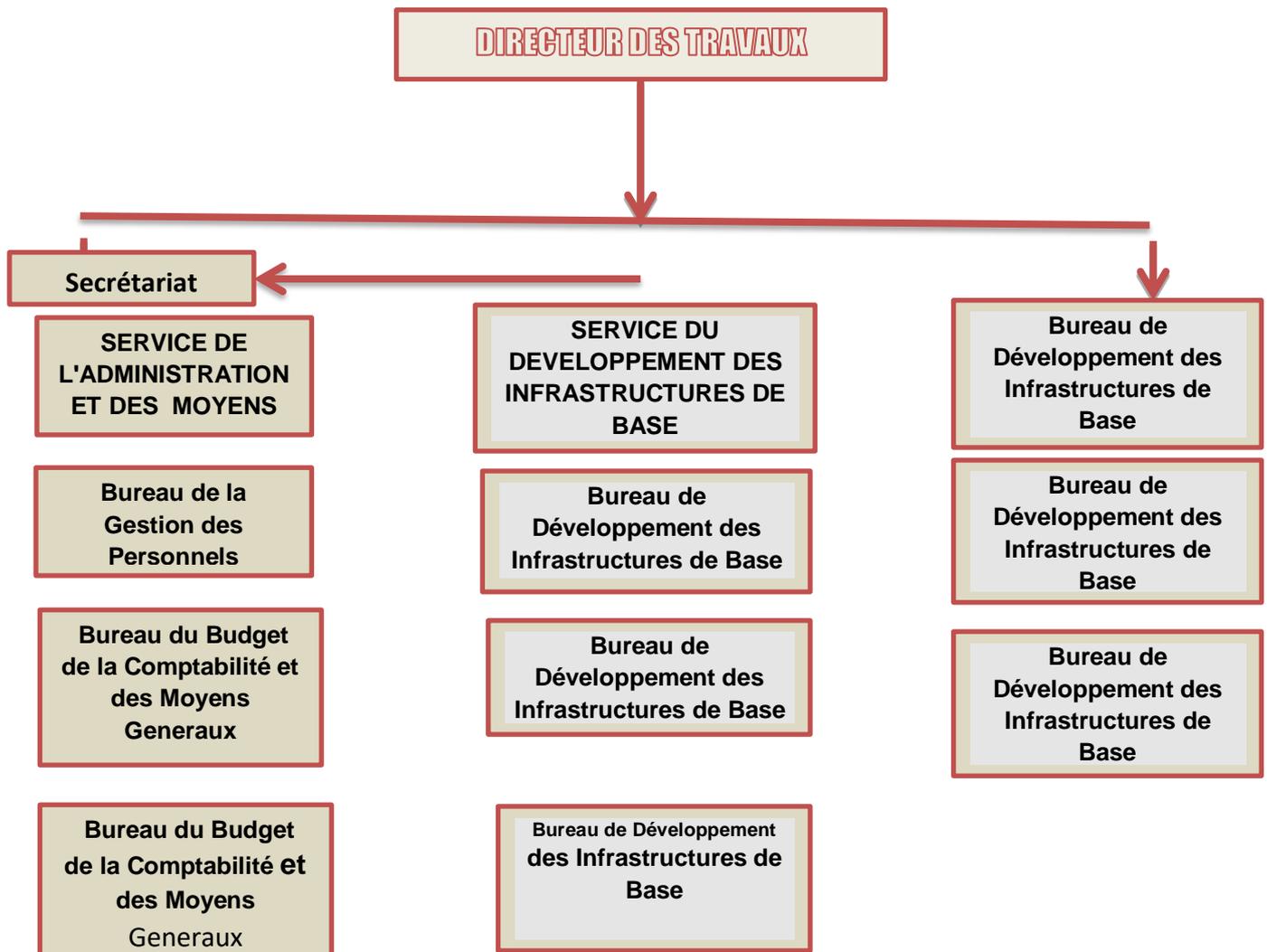
La Direction des Travaux Publics dispose de 10 micros ordinateurs dont 5 micro sont des 486 Dx 4 et 5 des P-II, répartis comme suit :

- 01 micro pour la secréterait de la direction travaux publics.
- 04 micros pour le service d'administration et des moyens généraux.
- 03 micros pour le service de développement des infrastructures de base.
- 02 micros pour le service de l'exploitation et l'entretien des infrastructures de base.

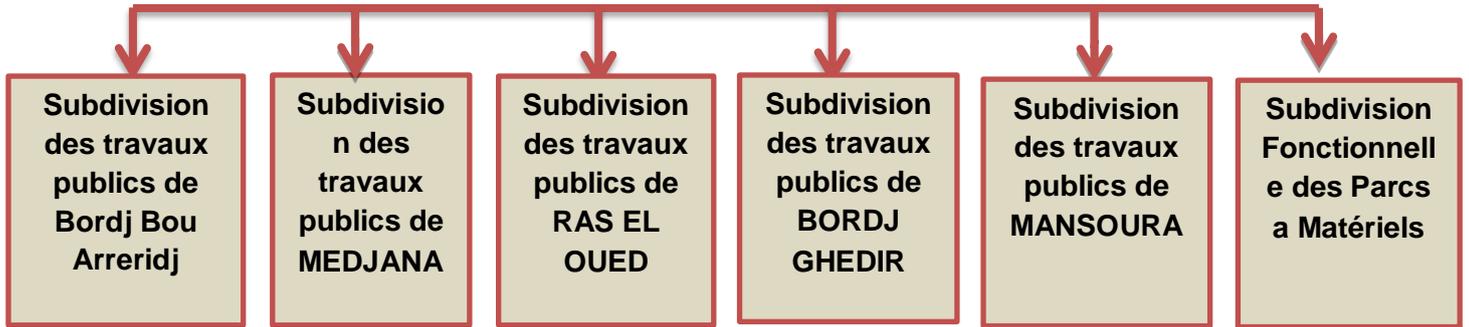
Une imprimante est affecté pour chaque micro Les moyens humains disponibles au niveau de la direction sont : un ingénieur et un technicien supérieur en informatique.

En matière de moyen soft, il existe un seul logiciel utilisé pour la paie des personnels.

ORGANIGRAMME GENERALE DE LA DIRECTION DES TRAVAUX PUBLICS



SUBDIVISIONS



**Construction d'un pont sur Oued M hadjar commun ELMAIN
Année de Réalisation 2009 (Photos : DTP BBA)**



- **Un autre pont mixte ferroviaire visité (sue l'évitement RN5)**

L'ouvrage c'est une pont rail à franchir une route RN5 Evitement, avec raccordement entre la société de condor et travocovia au niveau de la wilaya de BBA.



H- Présentation de SOCIÉTÉ D'ETUDES TECHNIQUES DE S.E.T.I (Sétif) :

- **ACTIVITÉS :**

Travaux de terrassement, d'excavation, de fondation et construction de tunnels

- Travaux de fondation ;
- Installation de ponceaux après construction pour routes et voies ferrées.

Travaux d'infrastructures de transport

- Construction de systèmes de drainage pour routes et pistes d'aéroports ;
- Construction et entretien de routes, chaussées, voirie ;
- Construction et entretien d'autoroutes ;

- Entreprises d'ingénierie ferroviaire ;
- Construction de voies ferrées et lignes de métro.

Travaux auxiliaires pour les travaux publics

- Construction de structures/charpentes métalliques pour le génie civil ;
- Construction de structures en béton précontraint ;
- Construction de structures en béton armé.

Entreprises de bâtiment

- Construction de structures et ouvrages en béton et béton armé.

Conseil en aménagement du territoire et urbanisme

- Conseil en urbanisme ;
- Conseil en développement et réaménagement urbain ;
- Evaluation de sites et de projets d'aménagement ;
- Conseil en plan d'occupation des sols ;
- Conseil en planification et développement régional.



Conseil en ingénierie du bâtiment et des travaux publics

- Conseil en ingénierie pour les projets de génie civil et travaux publics ;
- Conseil en ingénierie pour la construction d'aéroports ;
- Conseil en ingénierie pour les réseaux d'assainissement et d'adduction d'eau.

Conseil en ingénierie pour la géologie, la géotechnique et la géochimie

- Conseil en ingénierie géologique ;
- Conseil en ingénierie géotechnique ;
- Relevés topographiques.

Conseil en ingénierie pour l'offshore, les côtes et les voies navigables

- Conseil en ingénierie pour les barrages, digues et bassins.

• CONCLUSION :

Cette expérience fut beaucoup plus enrichissante que l'aurais pensée En effet la problématique du projet était stimulante et laissez –nous de faire appel à des connaissances théoriques variées. Nous sommes démarré ce projet en ayant peu de connaissances dans le domaine nous sommes donc dû apprendre au fur et à mesure que ce soit à travers des recherches

personnelle ou en échangeant avec les autres stagiaires et son référent métier ce faisant j'ai grandement développé ses capacités d'adaptation et d'autonomie dans son travail .