**République Algérienne Démocratique et Populaire**

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

**المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة**

**فرنسـيس جانســون**

**École Nationale Supérieure des Travaux Publics**

**Francis Jeanson**

**Mémoire**

**Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État**

**Filière : Travaux Publics**

**Spécialité : Matériaux structures**

# Thème

## *Etude d'un viaduc mixte avec Tablier en Bi –Poutres Métalliques (PK 17 +122 RN 1 Chiffa-Berrouaghia)*

**Présenté par :**

**BOUTAHRAOUI Houssem**

**ALLOUN Yahia**

**Encadré par :**

**M^r^. BOUZINA Yasser**

**M^r^. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**

PROMOTION 2020/2021

**© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba**

# Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui nous voudrions témoigner toute notre gratitude.

Nous voudrons tout d'abord adresser toute notre reconnaissance à notre Directeur de ce mémoire, Mr. Bouzina Yasser et à notre co-encadreur : Mr.Zourgui Nadjib, pour la patience, la disponibilité et surtout les judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous désirons aussi remercier les professeurs de notre école, l'école nationale supérieure des travaux publics francis janson, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nous remercions en particulier l'équipe de SAPTA (Alger et Médéa) et DTP (Médéa), pour nous avoir donné l'occasion extraordinaire de réaliser notre travail de terrain.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mon père et ma mère*

*qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie*

*que dieu le tout puissant les protégeant et les*

*gardent.*

*A toute ma famille sans aucune exception.*

*A toute la promotion 2021 et tous ceux qui m'aiment et que j'aime.*

*A tous ce qui ont aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.*

*En fin, je remercie mon binôme YAHIA ALLOUN qui a contribué à la réalisation de ce modeste Travail.*

BOUTAHRAOUI HOUSSEM

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à mon père et ma mère*

*qui m'ont toujours soutenus durant toutes les périodes de vie*

*que dieu le tout puissant les protégeant et les*

*gardent.*

*A toute ma famille sans aucune exception.*

*A toute la promotion 2021 et tous ceux qui m'aiment et que j'aime.*

*A tous ce qui ont aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire.*

*En fin, je remercie mon binôme BOUTAHRAOUI HOUSSEM qui a contribué à la réalisation de ce modeste Travail.*

ALLOUN YAHIA

**ملخص**

الهدف من هذا المشروع هو دراسة منشاة فنية المتمثلة في جسر مختلط ثنائي العارضات ذو طول 508 متر وعرضه 32.5متر. يتكون من 7 مقاطع اثنان جانبيتان طولهما 64 م والمقاطع الخمس الاخرى طولها 76م حيث كل مقطع يتكون من عارضتين يرتكز هذا الجسر على 8 مساند من الخرسانة المسلحة (6 مساند وسطى واثنان جانبيتان)، الجسر تم انجازه حسب التعليمات المستعملة في الجزائر.BAEL 91, RPOA 2008, RCPR 2008 بعد تقييم الاحمال الذاتية والاحمال المختلفة، تمت دراسة سطح الجسر طوليا وتقييم القوى المؤثرة على المساند الوسطى بواسطة برنامج CSI BRIDGE.

**الكلمات المفتاحية**: جسر، مختلط ثنائي العارضات، مساند، خرسانة

**RESUME**

Le but de ce travail est l'étude d'un pont mixte, d'une longueur de 508 ml et une largeur de 32.5m, Le tablier repose sur 8 appui (6 piles et 2 culées), il constitué de 7 travées, deux travées de rive de 64 m chacune et les cinq autres de 76 m chacune. Cette étude est faite en utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que BAEL91, RCPR2008, RPOA2008. L'étude du tablier et les efforts agissant sur la pile ont été déterminé à l'aide du logiciel CSI BRIDGE V22, toute en introduisant les spectres de réponse du site de construction.

**Mots clés** : Pont, béton, bipoutre mixte, charpente, pile, culée.

**Abstract**

The aim of this work is the study of a mixed girder bridge, with a length of 508 ml and a width of 32.5m, the deck rests on 8 supports, it consists of 7 spans, two side spans of 64m each and the other five of 76 m each. This study is made using the regulations used in Algeria such as BAEL91, RCPR2008, RPOA2008. The design of the deck and the forces acting on the pile were determined using the CSI BRIDGE V22 software, while introducing the response spectral of the construction site.

**Key words**: Bridge, concrete, composite twin girder, frame, pier, abutment, spacer

# LISTE DES ABREVIATIONS

**B :**

**BA** : **B**éton **A**rmé.

**BAEL** : **B**éton **A**rmé à l'**E**tat **L**imite.

**BAV** : **B**andes d'**A**rrêt d'**U**rgences.

**BDG** : **B**andes **D**érasées **G**auches.

**BP** : **B**éton **P**récontraint.

**BPEL** : **B**éton **P**récontraint aux **E**tats **L**imites.

**C :**

**CCBA** : **C**onception et **C**alcul des ouvrages en **B**éton **A**rmé.

**CCP** : **C**harge **C**omplémentaire **P**ermanente.

**CP** : **C**harge **P**ermanente.

**D :**

**DTR : D**ocument **T**echnique **R**èglementaire**.**

**E :**

**ELU : Etat L**imite **U**tilisé.

**ELS : Etat L**imite **S**ervice.

**G :**

**G** : **P**oids **T**otal.

**I :**

**IP** : **I**nfrastructure **P**rovisoire.

**K:**

**K**m : **K**ilo**m**ètre.

**kN** : **k**ilo-**N**ewton.

**L**

**Lc** : **L**argeur **C**hargeable.

**Lr** : **L**argeur **R**oulable.

**M**

**M** : **M**ètre.

**$M^2$** : **M**ètre **C**arré.

**$M^3$** : **M**ètre **C**ube.

**N :**

**NHEC** : **N**iveau des **H**autes **E**aux **C**onnues.

**Nv** : **N**ombre de **V**oie.

**O :**

**OM : O**ssature **M**ixte.

**P :**

**Pieux NP** : **P**ieux mis en **P**lace par excavation du sol.

**Pieux R** : **P**ieux mis en place par **R**efoulement des sols.

**PK : P**oint **k**ilométrique

**PP : P**oids **p**ropre.

**R :**

**RCPR :**

**RN : R**oute **N**ationale.

**RNV : R**ègle**N**ent **N**eige et **V**ent.

**RPA : R**ègle**P**ent **P**arasismique **A**lgérien.

**S :**

**SAPTA : S**ociété **Al**gérienne des **P**onts et **T**ravaux d'**A**rt.

**SETRA** : **S**ervice d'**E**tudes sur les **T**ransports, les **R**outes et leurs **A**ménagements.

# LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

## *LISTE DE TABLEAUX CHAPITRE PREMIER :*

***Tableau N° : I.1 :*** *……page N° :09*

## *LISTE DE TABLEAUX CHAPITRE III :*

***Tableau N° : III.1 :*** *……page N° :34*
***Tableau N° : III.2 :*** *……page N° :42*

## *LISTE DE TABLEAUX CHAPITRE IV :*

***Tableau N° : IV.1 :*** *……page N° :45*
***Tableau N° : IV.2 :*** *……page N° :46*
***Tableau N° : IV.3 :*** *……page N° :47*
***Tableau N° : IV.4 :*** *……page N° :48*
***Tableau N° : IV.5 :*** *……page N° :49*
***Tableau N° : IV.6 :*** *……page N° :50*
***Tableau N° : IV.7 :*** *……page N° :50*
***Tableau N° : IV.8 :*** *……page N° :51*
***Tableau N° : IV.9 :*** *……page N° :52*
***Tableau N° : IV.10 :*** *……page N° :53*
***Tableau N° : IV.11 :*** *……page N° :53*
***Tableau N° : IV.12 :*** *……page N° :54*

## *LISTE DE TABLEAUX CHAPITRE V :*

***Tableau N° : V.1 :*** *……page N° :77*
***Tableau N° : V.2 :*** *……page N° :81*
***Tableau N° : V.3 :*** *……page N° :86*
***Tableau N° : V.4 :*** *……page N° :87*
***Tableau N° : V.5 :*** *……page N° :92*
***Tableau N° : V.6 :*** *……page N° :92*
***Tableau N° : V.7 :*** *……page N° :93*
***Tableau N° : V.8 :*** *……page N° :94*
***Tableau N° : V.9 :*** *……page N° :94*
***Tableau N° : V.10 :*** *……page N° :95*
***Tableau N° : V.11 :*** *……page N° :96*
***Tableau N° : V.12 :*** *……page N° :97*
***Tableau N° : V.13 :*** *……page N° :97*
***Tableau N° : V.14 :*** *……page N° :98*
***Tableau N° : V.15 :*** *……page N° :100*
***Tableau N° : V.16 :*** *……page N° :101*
***Tableau N° : V.17 :*** *……page N° :101*
***Tableau N° : V.18 :*** *……page N° :102*
***Tableau N° : V.19 :*** *……page N° :104*
***Tableau N° : V.20 :*** *……page N° :105*
***Tableau N° : V.21 :*** *……page N° :105*
***Tableau N° : V.22 :*** *……page N° :106*
***Tableau N° : V.23 :*** *……page N° :107*
***Tableau N° : V.24 :*** *……page N° :107*
***Tableau N° : V.25 :*** *……page N° :108*
***Tableau N° : V.26 :*** *……page N° :111*
***Tableau N° : V.27 :*** *……page N° :111*
***Tableau N° : V.28 :*** *……page N° :121*
***Tableau N° : V.29 :*** *……page N° :125*
***Tableau N° : V.30 :*** *……page N° :142*
***Tableau N° : V.31 :*** *……page N° :143*

## *LISTE DE TABLEAUX CHAPITRE VI :*

***Tableau N° : IV.1 :*** *……page N° :146*

# LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES


***Tableau N° : IV.2 :*** *……page N° :146*
***Tableau N° : IV.3 :*** *……page N° :148*
***Tableau N° : IV.4 :*** *……page N° :148*
***Tableau N° : IV.5 :*** *……page N° :149*
***Tableau N° : IV.6 :*** *……page N° : 149*
***Tableau N° : IV.7 :*** *……page N° : 149*
***Tableau N° : IV.8 :*** *……page N° :150*
***Tableau N° : IV.9 :*** *……page N° :150*
***Tableau N° : IV.10 :*** *……page N° :152*
***Tableau N° : IV.11 :*** *……page N° :153*
***Tableau N° : IV.12 :*** *……page N° :157*
***Tableau N° : IV.13 :*** *……page N° : 159*
***Tableau N° : IV.14 :*** *……page N° :161*
***Tableau N° : IV.15 :*** *……page N° :163*
***Tableau N° : IV.16 :*** *……page N° :164*
***Tableau N° : IV.17 :*** *……page N° :164*
***Tableau N° : IV.18 :*** *……page N° :167*
***Tableau N° : IV.19 :*** *……page N° :167*
***Tableau N° : IV.20 :*** *……page N° :167*
***Tableau N° : IV.21 :*** *……page N° :173*


## *LISTES DES FIGURES CHAPITRE PREMIER :*


***Figure N° : I.1 :*** *……page N° :03*
***Figure N° : I.2 :*** *……page N° :04*
***Figure N° : I.3 :*** *……page N° :05*
***Figure N° : I.4 :*** *……page N° :05*
***Figure N° : I.5 :*** *……page N° :08*
***Figure N° : I.6 :*** *……page N° :09*
***Figure N° : I.7 :*** *……page N° :11*
***Figure N° : I.8 :*** *……page N° :12*
***Figure N° : I.9 :*** *……page N° :14*
***Figure N° : I.10 :*** *……page N° :15*


## *LISTES DES FIGURES CHAPITRE II :*


***Figure N° : II.1 :*** *……page N° :24*
***Figure N° : II.2 :*** *……page N° :24*
***Figure N° : II.3 :*** *……page N° :27*


## *LISTES DES FIGURES CHAPITRE III :*


***Figure N° : III.1 :*** *……page N° :30*
***Figure N° : III.2 :*** *……page N° :31*
***Figure N° : III.3 :*** *……page N° :35*
***Figure N° : III.4 :*** *……page N° :36*
***Figure N° : III.5 :*** *……page N° :37*
***Figure N° : III.6 :*** *……page N° :37*
***Figure N° : III.7 :*** *……page N° :38*
***Figure N° : III.8 :*** *……page N° :39*


## *LISTES DES FIGURES CHAPITRE IV :*


***Figure N° : IV.1 :*** *……page N° :48*
***Figure N° : IV.2 :*** *……page N° :49*
***Figure N° : IV.3 :*** *……page N° :52*
***Figure N° : IV.4 :*** *……page N° :53*
***Figure N° : IV.5 :*** *……page N° :55*

# LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

***Figure N° : IV.6 :*** *……page N° :55*

***LISTES DES FIGURES CHAPITRE V :***

***Figure N° : V.1 :*** *……page N° :58*
***Figure N° : V.2 :*** *……page N° :59*
***Figure N° : V.3 :*** *……page N° :60*
***Figure N° : V.4 :*** *……page N° :61*
***Figure N° : V.5 :*** *……page N° :62*
***Figure N° : V.6 :*** *……page N° :63*
***Figure N° : V.7 :*** *……page N° :64*
***Figure N° : V.8 :*** *……page N° :65*
***Figure N° : V.9 :*** *……page N° :65*
***Figure N° : V.10 :*** *……page N° :66*
***Figure N° : V.11 :*** *……page N° :66*
***Figure N° : V.12 :*** *……page N° :67*
***Figure N° : V.13 :*** *……page N° :68*
***Figure N° : V.14 :*** *……page N° :69*
***Figure N° : V.15 :*** *……page N° :70*
***Figure N° : V.16 :*** *……page N° :71*
***Figure N° : V.17 :*** *……page N° :71*
***Figure N° : V.18 :*** *……page N° :71*
***Figure N° : V.19 :*** *……page N° :72*
***Figure N° : V.20 :*** *……page N° :72*
***Figure N° : V.21 :*** *……page N° :74*
***Figure N° : V.22 :*** *……page N° :74*
***Figure N° : V.23 :*** *……page N° :75*
***Figure N° : V.24 :*** *……page N° :76*
***Figure N° : V.25 :*** *……page N° :77*
***Figure N° : V.26 :*** *……page N° :78*
***Figure N° : V.27 :*** *……page N° :78*
***Figure N° : V.28 :*** *……page N° :79*
***Figure N° : V.29 :*** *……page N° :80*
***Figure N° : V.30 :*** *……page N° :82*
***Figure N° : V.31 :*** *……page N° :83*
***Figure N° : V.32 :*** *……page N° :84*
***Figure N° : V.33 :*** *……page N° :86*
***Figure N° : V.34 :*** *……page N° :86*
***Figure N° : V.35:*** *……page N° :88*
***Figure N° : V.36 :*** *……page N° :90*
***Figure N° : V.37 :*** *……page N° :91*
***Figure N° : V.38 :*** *……page N° : 93*
***Figure N° : V.40 :*** *……page N° : 94*
***Figure N° : V.41 :*** *……page N° : 95*
***Figure N° : V.43 :*** *……page N° :99*
***Figure N° : V.44 :*** *……page N° :100*
***Figure N° : V.45 :*** *……page N° :108*
***Figure N° : V.46 :*** *……page N° :109*
***Figure N° : V.47 :*** *……page N° :109*
***Figure N° : V.48 :*** *……page N° :110*
***Figure N° : V.49 :*** *……page N° :112*
***Figure N° : V.50 :*** *……page N° :115*
***Figure N° : V.51 :*** *……page N° :116*
***Figure N° : V.52 :*** *……page N° :122*
***Figure N° : V.53 :*** *……page N° :123*

# LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES


***Figure N° : V.54 :*** ……page N° :124
***Figure N° : V.55 :*** ……page N° :124
***Figure N° : V.56 :*** ……page N° :125
***Figure N° : V.57 :*** ……page N° :127
***Figure N° : V.58 :*** ……page N° :127
***Figure N° : V.59 :*** ……page N° :128
***Figure N° : V.60 :*** ……page N° :129
***Figure N° : V.61 :*** ……page N° :130
***Figure N° : V.62 :*** ……page N° :130
***Figure N° : V.63 :*** ……page N° :132
***Figure N° : V.64 :*** ……page N° :132
***Figure N° : V.65 :*** ……page N° :132
***Figure N° : V.66 :*** ……page N° :133
***Figure N° : V.67 :*** ……page N° :133
***Figure N° : V.68 :*** ……page N° :135
***Figure N° : V.69 :*** ……page N° :135
***Figure N° : V.70 :*** ……page N° :136
***Figure N° : V.71 :*** ……page N° :136
***Figure N° : V.72 :*** ……page N° :137
***Figure N° : V.73 :*** ……page N° :137
***Figure N° : V.74 :*** ……page N° :138
***Figure N° : V.75 :*** ……page N° :139
***Figure N° : V.76 :*** ……page N° :139
***Figure N° : V.77 :*** ……page N° :140
***Figure N° : V.78 :*** ……page N° :140
***Figure N° : V.81 :*** ……page N° :141
***Figure N° : V.82 :*** ……page N° :142
***Figure N° : V.83 :*** ……page N° :143
***Figure N° : V.84 :*** ……page N° :144


## *LISTES DES FIGURES CHAPITRE VI :*


***Figure N° : VI.1 :*** ……page N° :146
***Figure N° : VI.2 :*** ……page N° :147
***Figure N° : VI.3 :*** ……page N° :148
***Figure N° : VI.4 :*** ……page N° :152
***Figure N° : VI.5 :*** ……page N° :152
***Figure N° : VI.6 :*** ……page N° :154
***Figure N° : VI.7 :*** ……page N° :154
***Figure N° : VI.8 :*** ……page N° :156
***Figure N° : VI.9 :*** ……page N° :156
***Figure N° : VI.10 :*** ……page N° :163
***Figure N° : VI.11 :*** ……page N° :165
***Figure N° : VI.12 :*** ……page N° :165
***Figure N° : VI.13 :*** ……page N° :166
***Figure N° : VI.14 :*** ……page N° :166
***Figure N° : VI.15 :*** ……page N° :169
***Figure N° : VI.16 :*** ……page N° :170
***Figure N° : VI.17 :*** ……page N° :172
***Figure N° : VI.18 :*** ……page N° :173

# SOMMAIRE


**CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE**

**I.1**/ Introduction : ..... 02

**I.2/** Classification de la connexion : ..... 03

**I.2.1**/ Connecteurs ductiles (souples) : ..... 04

**I.2.2/** Connecteurs non ductiles (rigides) : ..... .05

**I.3/** Différents types de connexion : ..... 06

**I.3.1/** Connexion complète (totale) : ..... 06

**I.3.2/** Connexion partielle :..... 07

**I.4**/ Comportement de la connexion en fonction de différents paramètres : ……..... 07

**I.4.1/** Influence de la portée des poutres sur la connexion : ..... 07

**I.4.2/** L'influence de la nuance d'acier du profile : .....10

**I.4.3/** L'influence de la géométrie du profile : ..... 13

**I.4.4/** L'influence de type de béton : ..... 13

**I.4.5/** Nombre et type de connecteurs : ..... 16

**I.5/** Conclusion ..... 17

**CHAPITRE II : INTRODUCTION GENERALE**

**II.1/** Introduction…….……18

**II.2/** Généralités sur les ouvrages d'art et les ponts…….……18

**II.3/** Généralités sur les ponts……..…..……19

**II.3.1/** Définition……..…..……19

**II.3.2/** Vocabulaire……19

**II.3.3/** Eléments constitutifs d'un pont……..……21

**II.3.4/** Classification des ponts…….……24

**II.3.5/** Présentation ponts mixtes…….…….……26

**II.4/** Conclusion……28

**CHAPITRE III : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL**

**III.1/** Introduction…….……29

**III.2/** Présentation du projet……..……29

**III.2.1/** Objectif…… 29

**III.2.2/** Situation……29

**III.2.3/** Caractéristiques……32
**III.3/** Donnés de l'ouvrage……..…… 32
**III.3.1/** Donnés fonctionnelles…… 32
**III.3.2/** Donnés naturelles……38
**III.4/** Hypothèses de calcule……41
**III.4.1/** Introduction……..……41
**III.4.2/** Normes et règle de calcul…….……41
**III.4.2/** Caractéristiques des matériaux…….……41
**III.5/** Conclusion……..……44

## CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

**IV.1/** Introduction…….……..……45
**IV.2/** Evaluation des surcharges…….……45
**IV.2.1/** Evaluation des actions hors trafic…….……..……45
**IV.2.2/** Evaluation des actions dues aux trafic……..…… 48
**IV.3/** Conclusion……56

## CHAPITRE V : ETUDES DU TABLIER

**V.1/** Introduction……..……..……57
**V.2/** Logiciel de calcule…….……..……57
**V.2.1/** Modélisation de la structure……..……58
**V.2.2/** Modélisation des charges et surcharges…….……65
**V.2.3/** Résultats de la modélisation……..……70
**V.3/** Vérification a l'ELU des éléments de la structure…….……72
**V.3.1/** Résistance des sections transversales……..…73
**V.3.2/** Résistance aux instabilités……..……80
**V.4/** Vérification des sections mixtes……..……87
**V.4.1/** Introduction……87
**V.4.2/** Calcule de la section mixte……..……87
**V.4.3/** Déformation verticale du tablier…….……..……108
**V.5/** Calcul de pièce de pont et plaques minces……..……..…109
**V.5.1/** Pieces de pont…….…….……109
**V.5.2/** Plaques minces……...……109
**V.6/** Calcul des connecteurs……..…….……112
**V.6.1/** Dispositions constructives relatives à la connexion……..…… 113
**V.6.2/** Résistance d'un goujon a tête…….……..…114

**V.6.3/** Détermination du nombre des connecteurs pour chaque tronçon..…….…….115
**V.7/** Etude de la dalle……..……123
**V.8/** Les assemblages …….……126
**V.8.1/** Assemblage par soudure……..… 126
**V.8.2/** Assemblage boulonné……..……131
**V.9/** Les équipements de pont……..……..……138
**V.9.1/** Les appareils d'appuis……..……138
**V.9.2/** Ferraillage dè d'appuis…….……..……142
**V.9.3/** Joins de chaussée …….……144
**V.10/** Conclusion……144

**CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE PILE ET CULEE**

**VI.1/** Introduction…….……145
**VI.2/** Etude de la pile…….……145
**VI.2.1/** Dimensionnement de la pile……...……145
**VI.2.2/** Etude sismique…….…...……146
**VI.2.2.1/** Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique……..…146
**VI.2.2.2/** Méthode d'analyse ……..……147
**VI.2.2.3/** Période propre ……148
**VI.2.2.4/** Evaluation des efforts sismiques…….……148
**VI.2.2.4/** Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)…….…..149
**VI.2.3/** Evaluation des efforts agissant sur la pile……..…….……149
**VI.2.4/** Combinaison des efforts……..……..…….150
**VI.2.5/** Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement……..……..…151
**VI.2.6/** Ferraillage de la pile ……..……153
**VI.2.5.1/** Sollicitations les plus défavorables……..……153
**VI.2.6.2/** Armatures longitudinales…….……153
**VI.2.6.3/** Armatures transversal …….……155
**VI.3/** Etude de la culée……156

**VI.3.1/** Dimensionnement de la culée……157
**VI.3.2/** Efforts dus à la culée ……158
**VI.3.3/** Vérification de la culée ……160
**VI.3.4/** Ferraillage des éléments de la culée ……160
**VI.3.4.1/** Ferraillage du mur garde grève ……160
**VI.3.4.2/** Dalle de transition……161
**VI.3.4.3/** Corbeau ……161
**VI.3.4.4/** Mur en retour ……162
**VI.3.4.4/** Chevêtre et contreforts ……163
**VI.4/ LES FONDATIONS** ……167
**VI.4.1/** Etude de la semelle……167
**VI.4.2/** Etude des pieux ……172
**VI.5/** Conclusion ……173

**CONCLUSION**
**BIBLIOGRAPHIE**
**ANNEXES**

# INTRODUCTION

Les ouvrages se sont multipliés avec le développement des moyens de transport et de la société industrielle du 19$^{e}$ siècle. La pierre et le bois laissent la place à de nouveaux matériaux. Des matériaux composites très résistants et très légers encouragent l'audace des architectes qui associent esthétique et haute technologie dans leurs projets ils permettent progressivement la construction de ponts de plus en plus grands. Le calcul et les dessins manuels laissent la place à des logiciels de plus en plus perfectionnés. La technologie a permit aux ponts de devenir de véritables œuvres d'art technologiques.

L'objectif de notre travail est de mettre à l'épreuve le cumule de nos acquis théoriques, ce projet nous permet de couronner tout un parcourt d'apprentissage, en mettant l'accent sur un thème consistant, reflétant une panoplie de savoirs. Par conséquent, l'étude s'est portée sur un viaduc mixte bipoutres.

Le choix d'un tel thème n'était guère un fruit du hasard, mais c'était le résultat d'une réflexion profonde mettant en évidence l'aspect particulier et exhaustif du sujet.

En effet, une telle étude fait appel à plusieurs connaissances théoriques et pratiques (Logiciels). Il est clair alors, qu'il s'agit d'un sujet qui ne peut que susciter la curiosité et la détermination de tout ingénieur.

Bien que le mémoire évoque un contenu purement technique, l'objectif principal reste de présenter un travail cohérent, bénéficiant d'un raisonnement sain et bien construit. Cette perspective reflète un cas réel de pratique auquel on peut se confronter, et qui mettrait à l'épreuve notre aptitude à gérer les difficultés et l'incertitude des données.

Notre travail est divisé en six chapitres, le premier est un chapitre de recherche bibliographique, un deuxième comporte une introduction générale, suivi d'un troisième chapitre sur la présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul ; l'évaluation des charges et surcharges est représenté au sein du quatrième chapitre, le cinquième chapitre est réserver pour l'étude du tablier, le sixième et dernier chapitre est destiner pour l'étude de l'infrastructure pile et culée. Après les chapitres une conclusion clôture notre travail.

# CHAPITRE I

# RECHERCHE BIBLIOGRAPHIE

## I.1 INTRODUCTION :

Le principe de la connexion entre la dalle en béton et le profilé métallique est de coupler dans un élément mixte les deux matériaux différents afin de faire participer chacun des matériaux de façon optimale. Compte tenu de leur comportement physique, cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont le rôle d'empêcher ou du moins de diminuer le glissement relatif entre les deux matériaux à assembler, ainsi que leur séparation par le soulèvement éventuel de la dalle.

Selon le comportement et la résistance de la connexion, exprimés par la relation entre la force sollicitant les connecteurs et le glissement mesuré à l'interface de contact, cette interaction est différente selon la nature de connexion ou selon le type de comportement des connecteurs (souple ou rigide).

## I.2 CLASSIFICATION DE LA CONNEXION :

La classification proposée par L'Eurocode 4 des connecteurs selon leur comportement (fig. I.1) est la suivante :

- Connecteurs rigides ;
- Connecteurs ductiles.

Il faut savoir que J.M. Aribert et M. Rabih proposent une troisième classe : les connecteurs semi-rigides ou semi- ductiles.

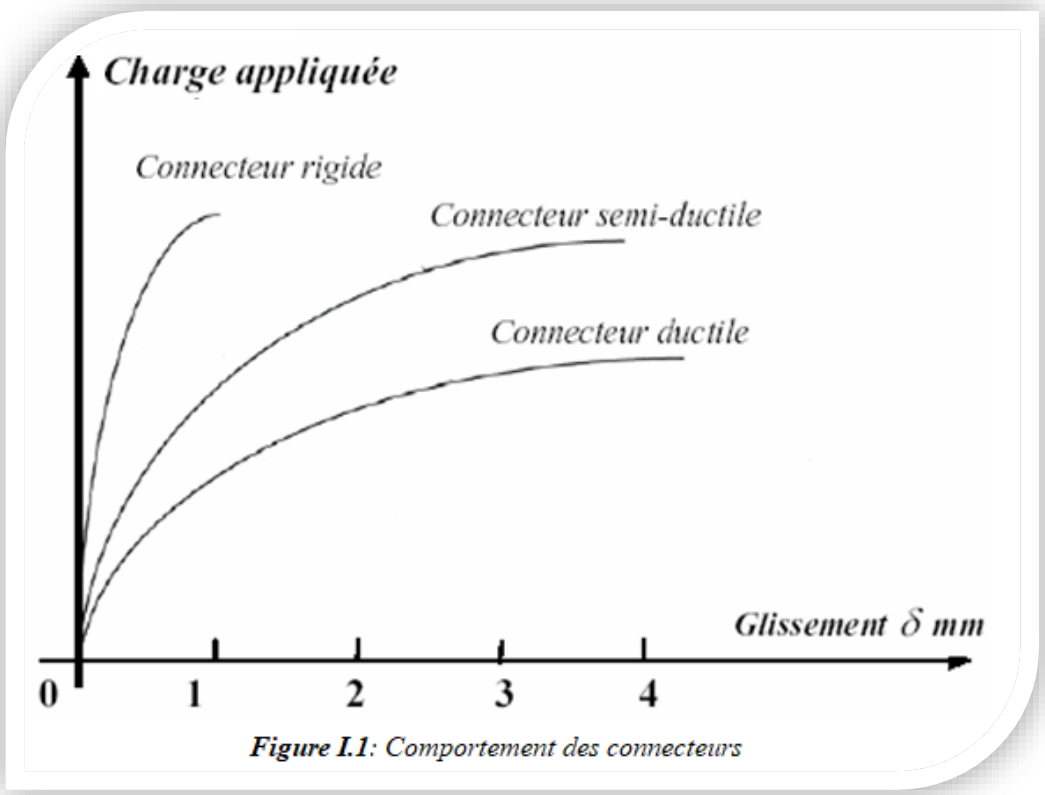



**Figure I.1**: Comportement des connecteurs

## I.2.1 CONNECTEURS DUCTILES (SOUPLES) :

Les connecteurs ductiles sont ceux qui offrent une capacité de déformation suffisante pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la connexion la façon de ruine est plus malléable et n'est pas brutale. Si les connecteurs sont insuffisamment ductiles, l'effort rasant ne peut pas être uniformément redistribué entre tous les connecteurs.

On peut classer comme connecteurs ductiles (souples) : les connecteurs à goujon, boulons, crochets ou arceaux, en équerre (acier façonné) ou en cornière (fig. I.2).

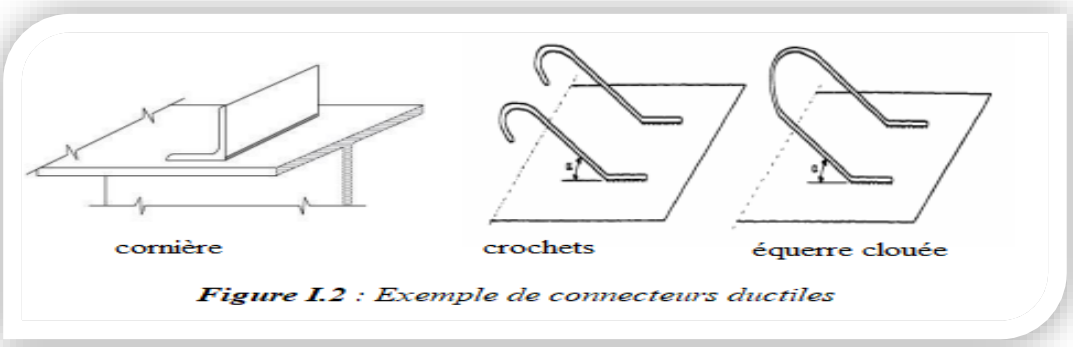



***Figure I.2** : Exemple de connecteurs ductiles*

L'Eurocode 4 (1) considère que les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins de 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme connecteurs ductiles.

Les connecteurs les plus utilisés en pratique sont les goujons à tête grâce à leur facilité et leur rapidité de pose (10-15 s/goujon). De plus, ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution des efforts de cisaillement grâce à leur flexibilité. La tête du goujon permet d'empêcher la perte d'adhérence de celui-ci et le soulèvement de la dalle en béton . En Algérie, ont tendance à employer les connecteurs en arceau ou crochet pour assurer la liaison entre la dalle et la poutre métallique.

## I.2.2 CONNECTEURS NON DUCTILES (RIGIDES) :

Les connecteurs rigides ne permettent pas la redistribution des efforts rasants ; le cisaillement longitudinal est déterminé à partir de la répartition des contraintes dans les sections transversales critiques par la méthode élastique.

On considère comme connecteurs non ductiles (rigides) : les connecteurs en butée en forme de barreau, en T, en U, en fer à cheval, plaque linéaire perforée ; parfois l'associer d'une butée et d'un arceau (fig. I. .3, fig. I..4)

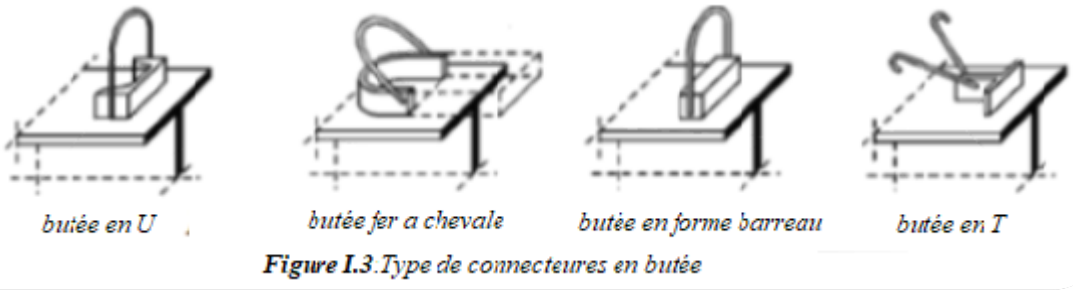



**Figure I.3**.Type de connecteures en butée

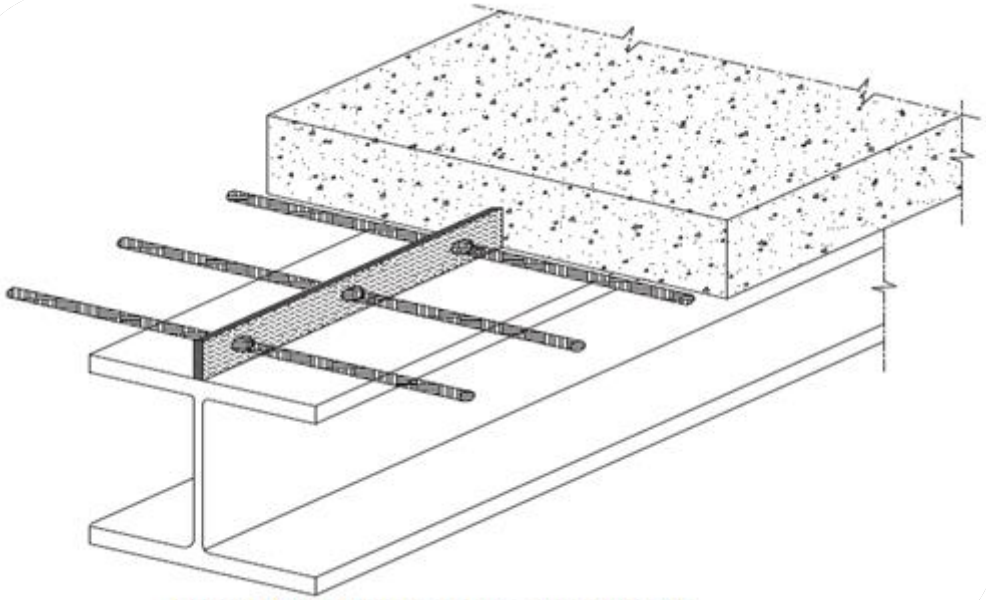


**Figure I.4** : Type de connecteur linéaire.

L'Eurocode 4 (1) considère que les connecteurs qui possèdent une capacité de déformation au moins égale à 2 mm sont des connecteurs rigides et 6 mm pour les connecteurs ductiles et de considérer comme non ductile tout connecteur qui n'est pas classé comme ductile, sans introduire de classe intermédiaire (semi-ductile)

J.M. Aribert et M. Rabih ont proposé d'introduire la notion de connecteur «semi-ductile » ou «semi-rigide» s'il peut adopter un comportement idéalement élasto-plastique, C'est essentiellement la capacité de déformation en glissement entre l'acier et le béton qui distingue un connecteur souple d'un connecteur rigide.

Il est à noter que de nombreuses études menées sur les connecteurs, depuis plus de 50 ans ont surtout montré qu'il n'existe pas de connecteur idéal. Le choix de tel ou tel connecteur dépend au moins autant de son coût et de sa facilité de mise en œuvre en fonction du temps que de ses performances mécaniques.
L'association de deux ou plusieurs goujons en même temps peut engendrer une liaison rigide et de ce fait l'ensemble de goujons employés peut être considéré comme non ductile.

## I.3 DIFFERENTS TYPES DE CONNEXION :

Selon le type de connecteurs et leur nombre, on distingue deux types de connexion :

- Connexion complète.
- Connexion partielle.

### I.3.1 CONNEXION COMPLETE (TOTALE) :

Lorsque la résistance de la connexion est telle que la résistance ultime à la flexion de la poutre ne serait pas augmentée par l'addition des connecteurs supplémentaires, et que le glissement qui est produit à l'interface est faible et peut être négligé, on considère la connexion est totale ou interaction complète. La ruine de la poutre est engendrée par la plastification (ou par l'instabilité) de la section d'acier ou par la ruine du béton.

L. Bouazauoi (3) a mentionné dans ses travaux que dans le cas des goujons, la connexion complète n'existe pas, on est toujours en connexion partielle puisque c'est précisément le glissement à l'interface acier béton qui permet de solliciter les goujons.

### I.3.2 CONNEXION PARTIELLE :

Lorsque le nombre des connecteurs est inférieur à celui requis pour une connexion totale, et que le glissement qui est produit à l'interface ne peut pas être négligé dans le calcul, car il influence sur la déformation et la résistance de la poutre mixte, on considère la connexion partielle ou interaction incomplète. La ruine de la poutre mixte sera atteinte par la ruine de la connexion. En pratique, la connexion partielle devrait être prise en compte dans les études élastiques des poutres, par exemple aux états limites de service, plus particulièrement pour le calcul de la flèche ou pour les problèmes de vibration.

## I.4/ COMPORTEMENT DE LA CONNEXION EN FONCTION DE DIFFERENTS PARAMETRES :

Le glissement entre la dalle en béton et le profilé métallique dépend principalement des facteurs principaux suivants :

- **Géométrie** de la section du profilé (rapport entre les aires des semelles).
- **Influence** de la portée des poutres sur la connexion.
- **Nombre** de connecteurs.
- **Nuance** d'acier des poutres métalliques.
- **Résistance** du béton.
- **Type** de connecteurs.
- **Type** du béton.

Dans ce qui suivra nous allons étudier l'influence de chacun de ces facteurs, sur le comportement de la connexion des poutres mixtes isostatiques et uniformément chargées entre les deux matériaux : acier et béton.

### I.4.1 INFLUENCE DE LA PORTEE DES POUTRES SUR LA CONNEXION :

Le degré minimum de connexion pour une capacité de glissement donné des connecteurs dépend en priorité de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte. De manière pratique l'EC 4 (1) recommande pour le calcul :

**a)** En présence d'une dalle pleine seulement :

Pour les profilés en acier à ailes égales (Af2/Af1=1) :

$$(1)\begin{cases} N/Nf \geq 0.4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 5\ \text{m} \\ N/Nf \geq 0.25 + 0.03L \leq 1 \ldots\ldots\ldots \text{si } 5 \leq L \leq 25\ \text{m} \\ N/Nf \geq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 25\ \text{m} \end{cases}$$

***Avec :***

***N/Nf** : degré de connexion. **L** : la longueur de la poutre.*

Profilés en acier dont l'aire de l'aile inférieure ne dépasse pas trois fois l'aire de l'aile supérieure (Af2/Af1≤ 3) :

$$(2)\begin{cases} N/Nf \geq 0.4 + 0.03L \leq 1 \ldots\ldots\ldots si\ L \leq 20\ m \\ \mathrm{N/Nf} \geq 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si L} \geq 20\ \mathrm{m} \end{cases}$$

En présence d'une tôle nervurée les conditions de l'EC-4 [1] sont :

- Nervures sont perpendiculaires au profilé.
- bo/hp ≥2 ; avec hp ≤ 60mm (Fig. I.5 ).
- Diamètre des goujons dRD = 19 ou 20 mm et de hauteur hors-tout : hRD ≥76mm.
- Le profilé à ailes égales (Af2/Af1=1).

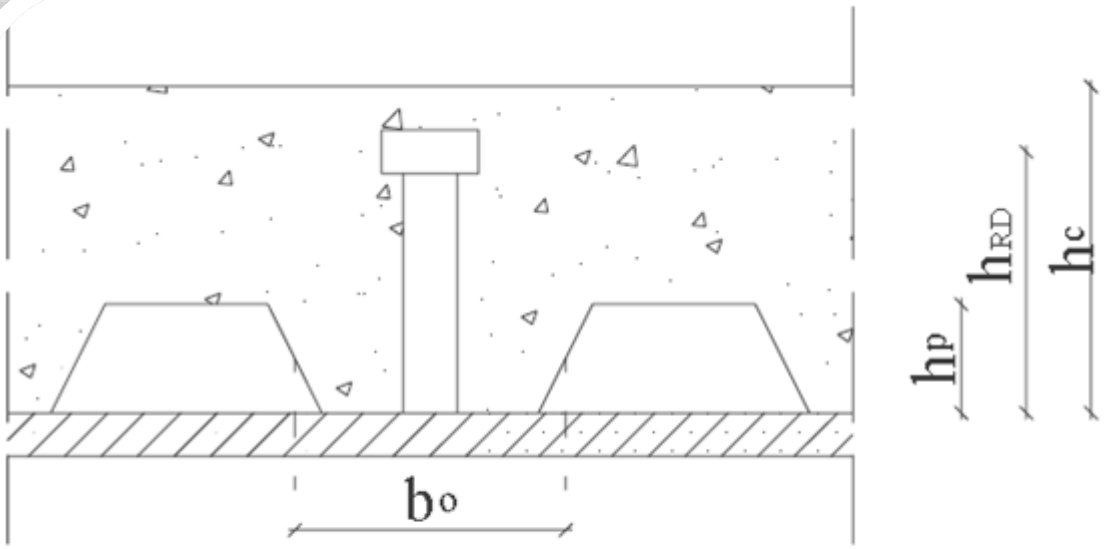



***Figure I.5 :***

*Poutre avec tôle profilée à nervures perpendiculaire au profilé. Af1 : Aire de la semelle supérieure de poutre métallique.*

***Avec :***

***Af2** : Aire de la semelle inférieure de poutre métallique. **b0** : Largeur de nervure de la tôle profilée. **dRD** : diamètre du connecteur. **hp** : Hauteur de la tôle profilée. **hRD** : Hauteur hors-tout du goujon.*

$$(3)\begin{cases} N/Nf \geq 0.4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \leq 10\ m \\ N/Nf \geq 0.04L \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } 10 \leq L \leq 25\ m \\ N/Nf \geq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{si } L \geq 25\ m \end{cases}$$

Les résultats d'application des formules précédentes sont résumés au tableau I.1 et représentés aux figure I.6

***Tableau I.1: Degré minimum de connexion selon EC-4.***

| ***Portée L [m]*** | ***$A_{f2}/A_{f1}=1$ (Sans tôle)*** | ***$A_{f2}/A_{f1}\leq 3$ (Sans tôle)*** | ***$A_{f2}/A_{f1}=1$ (Présence de la tôle)*** |
|---|---|---|---|
| 0.00 | 0.40 | 0.40 | 0.40 |
| 5.00 | 0.40 | 0.55 | 0.40 |
| 10.00 | 0.55 | 0.70 | 0.40 |
| 15.00 | 0.70 | 0.85 | 0.60 |
| 20.00 | 0.85 | 1.00 | 0.80 |
| 25.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 30.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

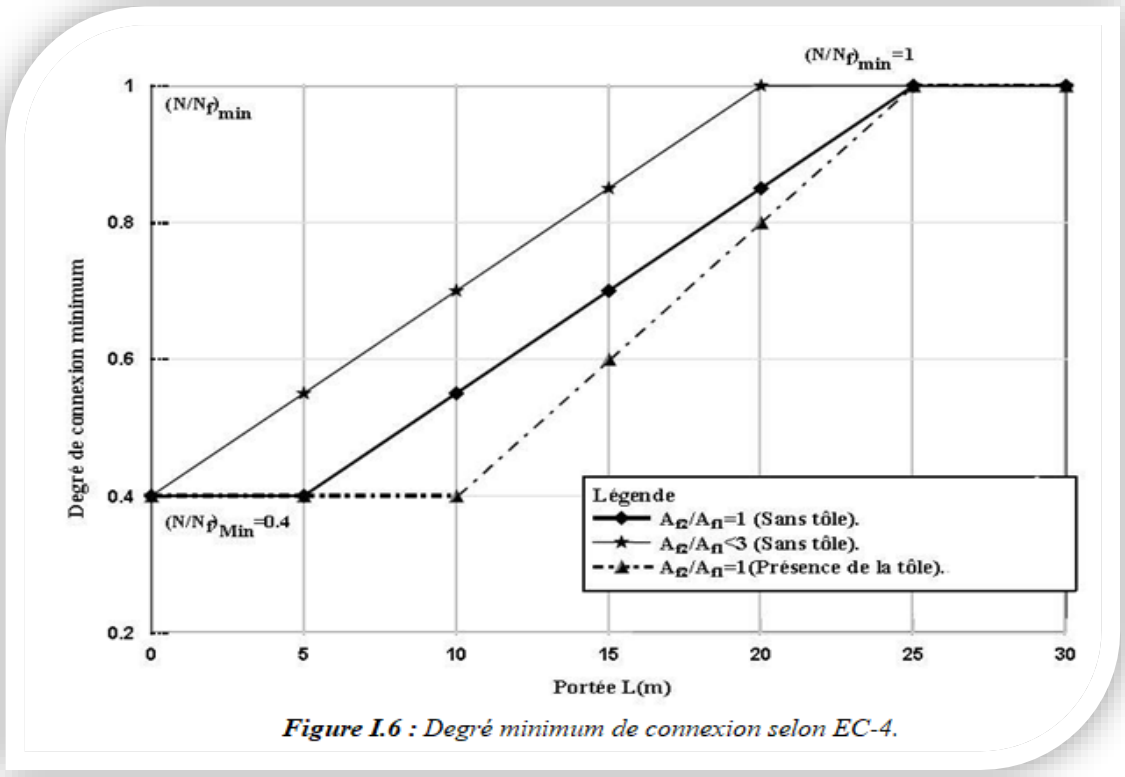



***Figure I.6 :*** *Degré minimum de connexion selon EC-4.*

La figure I.6 présente les valeurs de (N/Nf) min obtenues en fonction de la portée (L) et de la géométrie du profilé (Af2/Af1), que l'on peut constater :

Le degré de connexion minimal (N/Nf) min= 0.4 est permis pour les poutres qui ne dépassent pas 5m de portée et qui ont des ailes égales, le même degré de connexion est permis pour les poutres de 10m de portée en présence de la tôle. Puis ce degré de connexion s'augmente régulièrement jusqu'à la connexion totale qui correspond à la portée supérieur ou égale à 25m.

Les poutres qui ont des ailes inégales (Af2/Af1≤3), le degré de connexion minimal est varié de plus de 0.4 à 1.0 pour les portées qui inférieures ou égale à 20m. au-delà de cette portée la connexion doit être totale.

Le degré de connexion minimal (N/Nf) min des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la portée. Donc l'effet de la connexion est plus marqué pour les poutres de grande portée et cela dû à l'effet du moment de flexion qui les sollicite.

L'utilisation de la connexion complète (N/Nf =1) est obligatoire pour les poutres de 20m de portée avec les ailes inégales, et pour les poutres de 25m de portée si les ailes sont égales (Fig. I.7).

## I.4.2 L'influence de la nuance d'acier du profile :

En 1997, J.M. Aribert (2) a présenté une approche analytique établissant une formule de transformation pour passer du degré minimum de connexion du l'EC-4 avec l'acier de nuance S355 au degré minimum avec une autre nuance d'acier tel que S235 à S460.

L'influence de la nuance des profilés sur le degré de connexion a pu être formulée de manière simple et les formules précédentes ont pu être modifiées en conséquence :

Profilé en acier à ailes égales (Af2/Af1 =1) :

$$(5)\begin{cases} (N/Nf)\,min = 1 - 355/fy(0.75 - 0.03L) \geq 0.4 \ldots\ldots si\ L \leq 25\,m \\ (\mathrm{N/Nf})\ \mathrm{min} = 1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{ si L} > 25\ \mathrm{m} \end{cases}$$

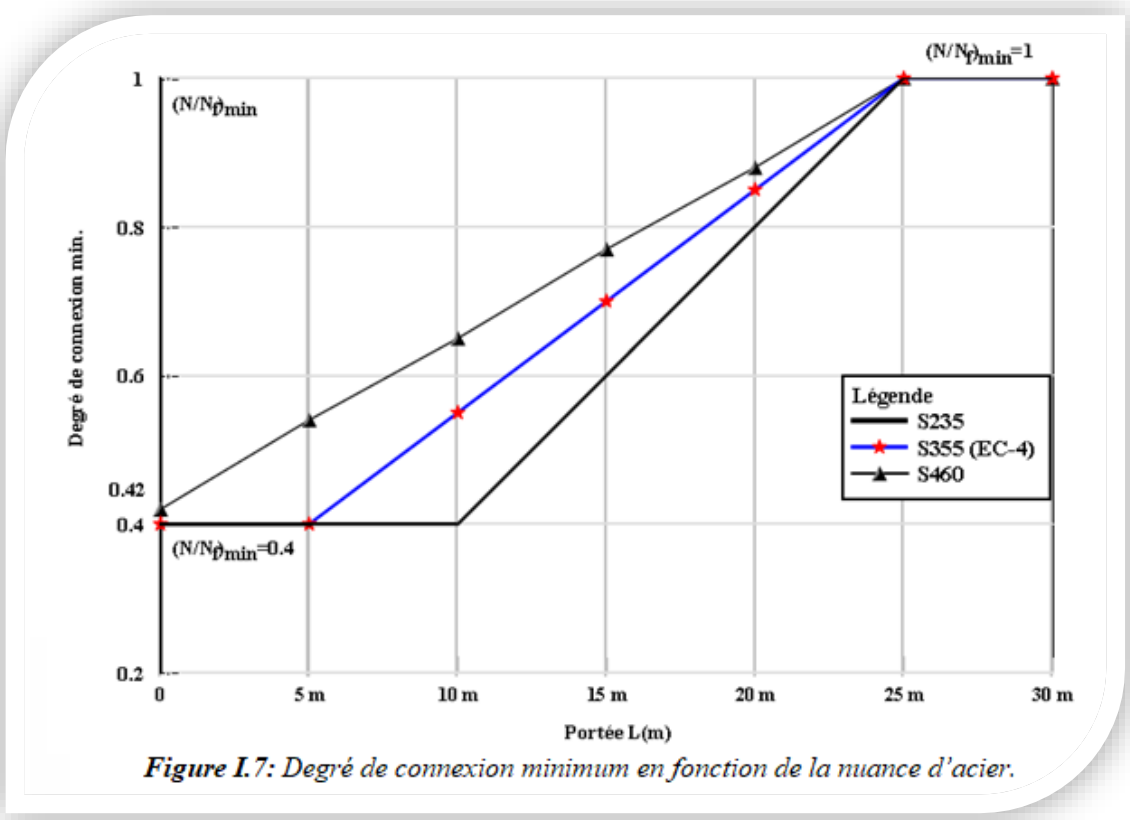



***Figure I.7:*** *Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier.*

On constate sur la figure I.7 qui présente les valeurs de (N/Nf) min obtenues en fonction de la nuance d'acier des profilés à ailes égales :

Le degré de connexion minimal (N/Nf) min des poutres mixtes augmente directement avec l'augmentation de la nuance d'acier. Cette augmentation est très marquée pour les poutres de portée qui variée de 10 à 25m, puis on atteint la connexion totale (N/Nf) min=1 pour les trois nuances à la même portée de 25m.

Les courbes se divergent aux poutres de faible porté, puis ils se rapprochent jusqu'à un point commun qui correspond une portée de 25m, au-delà de ce point on constate que la connexion doit être complète.

Dans le cas des poutres de faible portée, le degré de connexion (N/Nf) min= 0.4 est valable pour les poutres qui ne dépassent pas 5m pour S355 et 10 m pour S235. Par contre la nuance S460 exige un degré minimal assez élevé que les deux nuances précédentes.

Profilé en acier à ailes inégales (Af2/Af1≤ 2) :

$$(6)\begin{cases} (N/Nf)\ \min\ =\ 1-355/fy(0.50-0.025L)\ \geq\ 0.4\ldots\ldots\text{si L}\ \leq\ 20\ \text{m} \\ (N/Nf)\ \min\ =\ 1\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{si L}\ >\ 20\ \text{m} \end{cases}$$

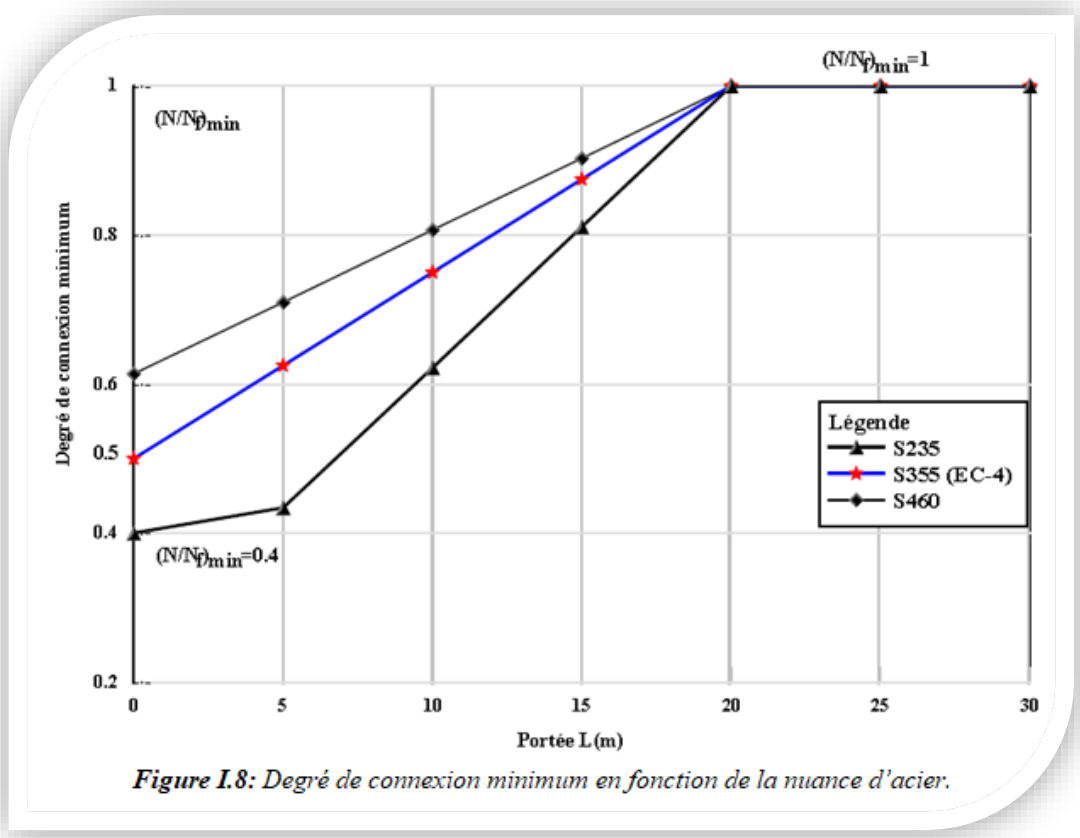



***Figure I.8:*** *Degré de connexion minimum en fonction de la nuance d'acier.*

Sur la figure I.8 on a constaté pratiquement les mêmes observations précédentes. Les courbes se divergent aux poutres de faible porté, puis ils se rapprochent jusqu'à un point commun qui correspond une portée de 20m, au-delà de ce point on constate que la connexion doit être complète.

Les figures précédentes nous donnent les observations ci-après :

Le degré de connexion minimal des poutres mixtes est augmenté directement par l'augmentation de la portée, le rapport entre les semelles du profilé et l'élévation de la nuance. Les trois facteurs précédents ont l'influence directe sur la résistance plastique des sections mixtes (décalage de l'axe neutre plastique vers le bas qui correspond l'augmentation de compression dans la dalle et de l'effort rasant).

Il est clair selon que l'EC-4 utilise les nuances d'acier inférieur ou égale à la nuance S355 (domaine d'utilisation du EC-4 uniquement pour les nuances S255, S275 et S355).

## I.4.3 L'influence de la géométrie du profile :

Les études faites sur ce paramètre [Siouane] en variant le degré de connexion minimal en fonction des rapports des ailes des sections transversales des profilés pour trois nuances montrent que le degré de connexion minimale devrait dépendre de la portée de la poutre mixte et de la géométrie de la section du profilé métallique.

J.M. Aribert a présenté des essais expérimentaux sur des poutres où il varie la portée, la géométrie du profilé et la nuance d'acier afin de déterminer leurs degrés de connexion minimum. Il est clair que le degré de connexion croit proportionnellement avec la nuance d'acier et l'augmentation du rapport entre les semelles du profilé.

## I.4.4 L'influence de type de béton :

La figure I.9 tirée de la référence [Siouane] montre la variation du rapport Zs/Zb qui est plus élevée que celle du rapport Is/Ib. Cette variation est remarquable pour les classes de ciment de faible résistance (fck<250 bars). Par contre le béton de haute résistance (BHP) a une variation faible.

***Avec :***

***Ib :*** *Moment d'inertie de la section mixte.* ***Is :*** *Moment d'inertie de la section du profilé métallique.*

***Zb :*** *Position du centre de gravité de la section mixte par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.* ***Zs :*** *Position du centre de gravité des armatures par rapport à la fibre inférieure de la poutre métallique.*

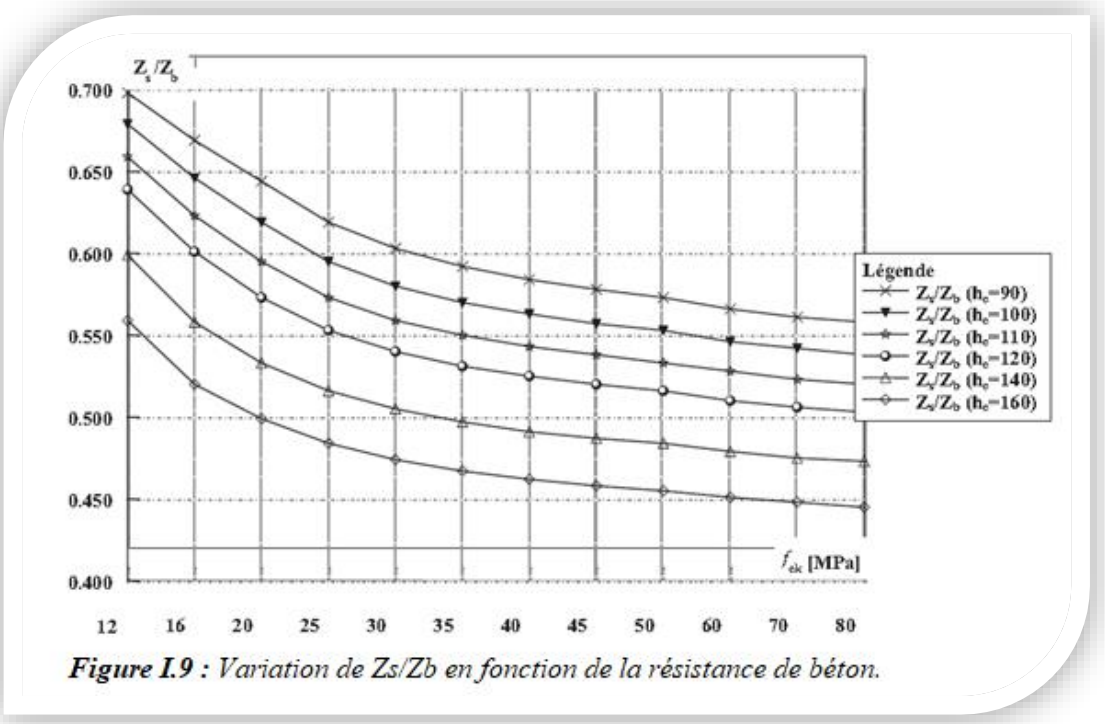



***Figure I.9** : Variation de Zs/Zb en fonction de la résistance de béton.*

L'effort rasant plastique est lié indirectement à la résistance de béton, v étant la plus petite des valeurs (fy.Aa ; fck.Ac) donc l'effort rasant augmente proportionnellement avec la résistance de béton si l'axe neutre se trouve dans le profilé métallique. Selon la formule : $(7)\quad PRD = \min[PRD1, PRD2]$

Le mode de rupture de la connexion correspond à des ruines respectivement au niveau du goujon ou du béton enrobant le goujon. Il a été montré également que la résistance d'un connecteur à goujon dépend de la résistance de béton, si cette dernière est moyennement faible (fc28 ≤30MPa) et dépend de la résistance de l'acier du connecteur, si la résistance de béton est élevée.

Les essais de poussée « Push-out » sur des connecteurs incorporés dans différents types de béton ont prouvé que leurs comportements sont non-linéaire.

S. Bullo et R. Di Marco, ont montré que le béton normal de résistance jusqu'à C50/60 présente un comportement ductile (déformation élevée) des connecteurs contre la transmission réduite de la force de cisaillement par contre le béton BHP (haute performance) présente un comportement rigide des connecteurs (petites déformations) contre la force de cisaillement important (fig. I.10).

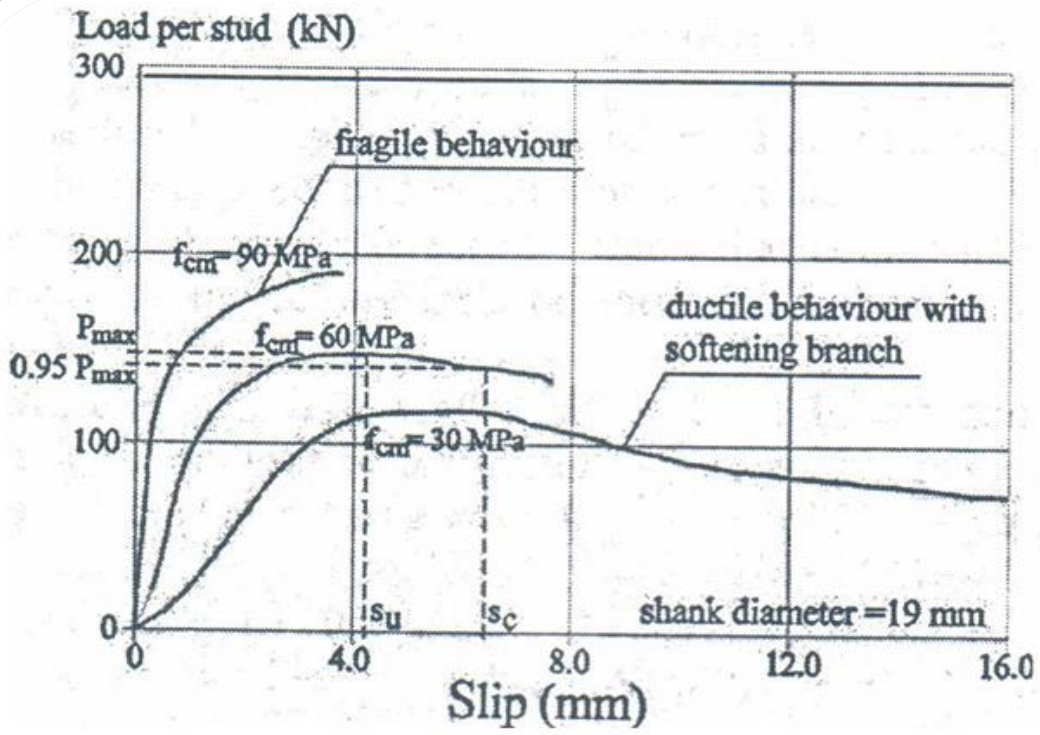



***Figure I.10** : L'influence de résistance de béton sur comportement des connecteurs*

Selon la figure I.10 on constate que la résistance de béton a une influence directe sur la rigidité et la ductilité de la connexion ; fck =30 MPa correspond un comportement très ductile par contre la résistance de 60 et 90 MPa correspond à des comportements rigides (non ductile). C'est pour ça que l'EC-4 (1), prend la limite supérieure de résistance de béton de 50MPa (classe C50/60).

## I.4.5 Nombre et type de connecteurs :

La caractérisation mécanique des connecteurs est effectuée à partir d'un essai normalisé de poussée rétro poussage appelé aussi essai «Push-Out ». On enregistre le glissement total à une extrémité en fonction de la charge appliquée. Le nombre de connecteurs à disposer sur une poutre est déterminé en comparant l'effort rasant à reprendre avec la résistance d'un connecteur en calcul élastique ou en calcul plastique. Ce nombre des connecteurs a une influence directe sur le degré de connexion comme il a été signalé précédemment. Les essais qu'ont été réalisés ont montré que la variation du nombre de connecteurs par section semble avoir une répercussion très importante sur leur capacité de déformation, et sur la résistance au cisaillement longitudinal de la dalle de béton qui présente une rupture proche d'un comportement fragile.

Une étude sur l'influence de nombre de connecteurs sur la capacité flexionnelle des poutres mixtes [Siouane], effectuée sur une poutre mixte isostatique de 10m de longueur soumise à un chargement uniformément réparti de 20 kN/m². Cette poutre mixte est constituée d'un IPE400, d'une dalle en béton armé de 1,50m de large pour 100mm d'épaisseur, liée par des connecteurs à goujon de Ø19mm, a montré que la capacité de résistance et la rigidité de la poutre augmentent proportionnellement avec l'augmentation du nombre de connecteurs. Dans le cas où la connexion n'existe pas (nc= 0), il a été remarqué que le profilé seul subit toutes les sollicitations. Par contre si on atteint la connexion totale (N/Nf =1) la résistance et la rigidité sont augmentées par l'effet mixte de collaboration acier-béton.

## I.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a présenté les aspects qui peuvent être considérés comme fondamentaux pour la connaissance du comportement de la connexion mécanique des poutres mixtes.

La résistance à la flexion et la rigidité des poutres mixtes dépendent directement du degré de connexion. Ce dernier est influencé par les paramètres tels que : la portée des poutres, la nuance d'acier et la géométrie de la section du profilé métallique, selon les résultats des essais existe dans la littérature, on remarque l'influence du rapport des ailes de ces profilés sur le degré de connexion. On constate également que le degré de connexion croit proportionnellement avec l'augmentation du rapport des aires entre les semelles du profilé et l'atteint le degré de connexion totale.

La résistance de béton, a une légère influence sur la résistance et la rigidité des poutres en cas de connexion totale, par contre elle a un rôle important dans le comportement des connecteurs.

Les connecteurs, le nombre de connecteurs et leurs caractéristiques ont une influence sur la liaison à l'interface de contact. Le nombre de connecteur augmente la résistance au cisaillement de la connexion au détriment de la dalle en béton.



# CHAPITRE II

# INTRODUCTION GENERALE



## II.1/ INTRODUCTION

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré-dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui repend à toutes les sujétions.

Dans le cadre du développement économique, l'Algérie a connu une augmentation considérable du nombre de véhicules, cette augmentation a engendré une insuffisance du réseau routier à satisfaire pour la circulation automobile.

Pour y remédier, on est amené à élargir le réseau routier (quantité et qualité) en construisant des routes, des autoroutes, trémies et des ponts.

Un pont est un ouvrage d'art, réalisation destiné à permettre le franchissement d'un obstacle (cours d'eau, voie de communication...) en passant par-dessus. il peut supporter une route, une voie ferrée, un canal ou une canalisation.

## II.2/ GENERALITES SUR LES OUVRAGES D'ART :

Un ouvrage d'art se défini comme une construction de grande importance nécessité par le rétablissement d'une voie de communication (route, voie ferreux, canal etc.…), un dispositif de protection contre l'action de la terre où de l'eau, un dispositif de retenue des eaux, et autre.

Le terme « d'Art » qui accompagne le mot ouvrage pour traduire que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie, connaissances appelées « **art de l'ingénieur** ».

Un ouvrage d'art peut être qualifié selon le milieu dans lequel il est construit :

- Ouvrage d'art terrestre,
- Ouvrage maritime,
- Ouvrage d'art de montagne,
- Ouvrage d'art fluvial etc.…

**Les différents types d'ouvrages d'art :** Selon leur nature et leur rôle on distingue :

- Les ouvrages de franchissement ou lié à des voies de communications : pont, tunnel…
- Les ouvrages de protection ou de soutènement : destiné à la stabilisation des pentes ou des soutènements des terres afin de se prémunir des effets des mouvements des terres (écroulements, glissements, coulées des boues etc.….) : mur, rideaux de palplanche, parois moulé, clouage de massif etc.…
- Ouvrages de retenues d'eau : barrage (en béton ou en terre et enrochements), digues (remblais longitudinaux naturels ou artificiels).

## II.3/ GENERALITES SUR LES PONTS :

### II.3.1/ DEFINITION DE PONTS :

C'est un ouvrage destiné à franchir un obstacle naturel (ravin, rivière) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).

### II.3.2/ VOCABULAIRE DES PONTS :

- **Butée :** Massif de maçonnerie destiné à équilibrer la poussée d'une voûte.
- **Câble porteur** ou câble de retenue, sur un pont suspendu, est étendu sur tout le long du pont, et passe par les sommets de deux piliers. Il maintient le pont et en particulier les multiples suspentes.
- **Chaussée** est la partie du pont affectée à la circulation des véhicules.
- **Culée** d'un pont est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids du tablier. La distance entre culées est appelée ouverture totale du pont.
- **Débouché :** Distance séparant les culées (épaisseurs de piles en moins).
- **Garde-corps** (ou garde-fou ou rambarde) est un ensemble d'éléments formant une barrière de protection placée sur les côtés d'un pont et forment

une protection devant un vide.

- **Hauban :** Câble servant à maintenir ou à consolider le tablier d'un pont en le reliant aux piles.
- **Joint de chaussée**, ou joint de dilatation, est un dispositif permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier d'un pont. Il permet, notamment, à la structure de se dilater en fonction de la température (ou de l'hygrométrie pour les structures en bois).
- **Longueur :** C'est la longueur totale de la construction (culées comprises).
- **Maçonnerie** est l'art de bâtir une construction par l'assemblage de matériaux élémentaires (briques ou pierres), liés par un mortier.
- **Massif de fondation** est un ouvrage compact de stabilité faisant partie de la structure d'un pont. C'est sur eux que les piles reposent. Ils sont principalement composés de béton.
- **Parapet** est un petit mur construit au bord d'un pont.
- **Piles :** l'appui du pont.
- **Portée :** Distance entre deux appuis, ou une culée et un appui, c'est à dire la longueur d'un obstacle à franchir.
- **Poutre :** désigne un objet dont la longueur est grande par rapport aux dimensions transverses (section fine) en bois, en métal, ou en béton armé, servant de support de plancher, d'élément de charpente, dans la construction.
- **Poutres principales** sont les éléments porteurs horizontaux qui font partie de l'ossature du tablier du pont.
- **Pylônes :** Structure élevée, métallique ou en béton armé, servant de support aux câbles.
- **Revêtement de chaussée** est la plupart du temps bitumé. Pout les ponts en maçonnerie il peut être pavé.
- **Suspentes :** Câbles verticaux suspendant le tablier aux câbles porteurs.
- **Tablier** d'un pont est une structure porteuse qui supporte les charges de circulation et les transmet aux appuis ou aux éléments de suspension (suspentes ou arcs).
- **Tirant d'air :** Distance verticale entre le tablier du pont et le niveau de l'eau.
- **Travée centrale**, pour la partie de pont centrale quand il y a un nombre pair de piles
- **Travée de rive**, pour la partie de pont comprise entre une pile et une culée ;
- **Travée** d'un pont est la partie comprise entre deux piles ou entre une pile et une

culée. Cette notion ne concerne que les ponts à poutres, suspendus ou à haubans. Pour les ponts en arc ou ponts voûtés en maçonnerie, on parlera plutôt d'arches.

- **Travée intermédiaire**, pour une travée située entre les travées de rives.

- **Travée principale**, pour la travée de plus grande longueur (ou portée), qui n'est pas obligatoirement la travée centrale.
- **Tympan** ou mur de tête d'un pont en maçonnerie désigne le mur servant à maintenir les terres de remblai des voûtes. Il peut rester à l'état de surface nue, comme être architecturé avec un traitement de surface ou l'ajout d'éléments décoratifs.

## II.3.3/ ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN PONT[1] :

Un pont se compose de quatre parties : les fondations, les appuis le tablier et les équipements.

### II.3.3.1/ Les fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, elles, à leur tour ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. On distingue généralement trois types de fondations classés en fonction du rapport de la longueur d'encastrement D par rapport à la largeur ou le diamètre B de la fondation.

Ainsi on a :

- Des fondations superficielles (semelles et radiers) lorsque $D/B < 4$ .
- Des fondations semi-profondes (puits) lorsque $4 \leq D/B < 10$ .
- Des fondations profondes (pieux) lorsque $D/B \geq 10$.

### II.3.3.2/ Les appuis :

Il existe deux types d'appuis :

- Les appuis de rive ou culées.
- Les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles).

[1] *Projet de fin d'études dimensionnement du nouveau pont mixte de GOULOMBOU Abdoulaye BOIRO*

Les piles et les culées dépendent de deux éléments qu'elles unissent : le sol et le tablier. Elles doivent donc être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs. En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès. Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes). Sous l'effet des différences de température, ou sous l'application des surcharges, les tabliers se déplacent par rapport aux piles et aux culées. Il est donc nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements : ce sont les appareils d'appui. Ces appareils d'appui peuvent être fixes ou mobiles selon que l'ouvrage est en béton armé ou précontraint, à poutres préfabriquées ou coulées en place ou métallique.

### II.3.3.3/ Le Tablier :

C'est l'élément sur lequel repose la voie de circulation. Il comporte essentiellement des dalles. Le tablier comporte aussi des équipements nécessaires à son utilisation : les gardes corps, les dispositifs de retenue, les trottoirs, les corniches, etc. Dans le cas d'un pont suspendu, le tablier est soutenu par des suspentes. Dans le cas d'un pont à haubans, le tablier est soutenu par des pylônes.

Il existe plusieurs types de tabliers :

- les tabliers en dalle ;
- les tabliers à poutres sous chaussée ;
- les tabliers à poutres latérales ;
- les tabliers en caisson ;
- les tabliers métalliques.

**A/ Les tabliers en dalle :** La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture ; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

**B/ Entretoises :** Les entretoises sont perpendiculaires-aux poutres qu'elles relient entre elles (sauf dans les ponts biais où elles sont parallèles aux appuis).

Elles ont un double rôle :

- Celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation,

- Répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

Les entretoises doivent être aussi raides que possible et assez nombreuses pour assurer la solidarité effective des poutres ; il faut que leur nombre ne soit pas exagéré et leur poids aussi réduit que possible.

**C/ Longerons :** Les longerons, essentiellement utilisés dans les ponts métalliques, sont disposés parallèlement à l'axe longitudinal de l'ouvrage et relient entre elles les différentes entretoises.

**D/ Poutres principales :** Les efforts dus au poids propre de la dalle, des longerons et des entretoises et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis constitués par les piles et les culées.

On distingue deux types :

- **Poutres latérales :** Elles sont également appelées poutre de rive, poutre maîtresses ou, encore, poutres principales. Dans ce type d'ouvrage, les charges sont supportées par deux poutres parallèles à l'axe longitudinal de la chaussée et situées aux bords extrêmes du tablier.
- **Poutres sous chaussées :** Pour des raisons d'esthétique, dans les agglomérations, pour dégager la visibilité ou pour réserver un gabarit au-dessus de la brèche, la hauteur de la poutre se trouve être imposée. On a alors recours aux ponts à poutres sous chaussée. Un tel type d'ouvrage comporte un certain nombre de poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.1

**E/ Contreventement :** Le contreventement est constitué par une poutraison croisée horizontale entre poutres latérales, le tout destiné à assurer la stabilité du tablier sous les efforts du vent.

**II.3.3.4/ Les superstructures :**

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont :

- La chaussée ;
- Les trottoirs ;
- Les dispositifs de sécurité ;
- Les corniches ;
- Les joints de chaussée.

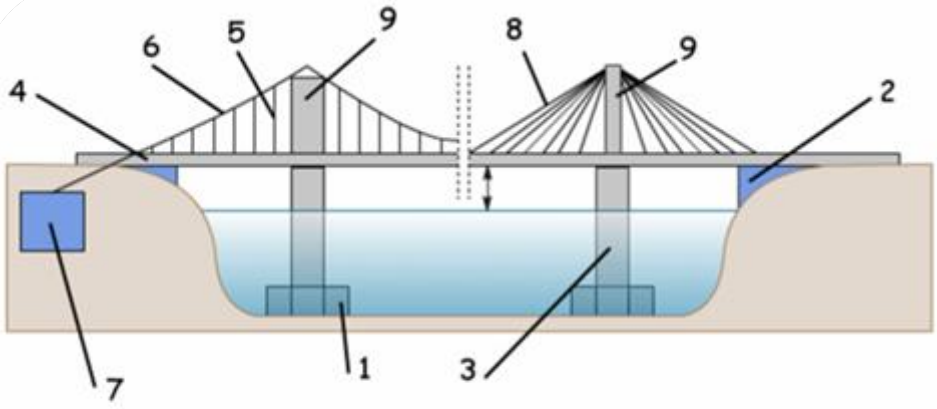



*Figure N II.1: Les éléments d'un pont*

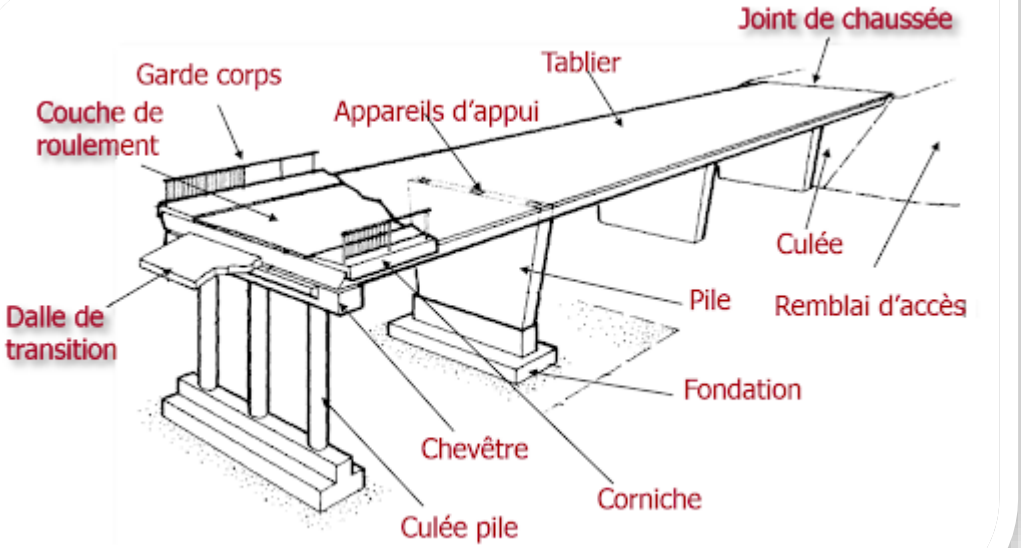



*Figure N II.2 : Les éléments d'un pont*

## I.3.4/ CLASSIFICATION DES PONTS

Les ponts sont classés de diverses manières :

### II.3.4.1/ Selon la longueur :

- Des petits ouvrages dont la longueur est inférieure à 8m.
- Des ouvrages moyens lorsque 8m < L < 25m.
- Des grands ouvrages 25 < L < 40m.

- Des ouvrages exceptionnels L> 40m.

**II.3.4.2/ Selon la nature de la voie portée :**

- Pont-rail si le pont porte une voie ferrée.
- Pont-route si le pont porte une route.
- Pont-canal.
- Passerelles pour piétons.
- Passerelles pour conduites.

**II.3.4.3/ Selon le matériau principal dont ils sont constitués :**

- Ponts en bois.
- Ponts en maçonnerie.
- Ponts en acier.
- Ponts en béton armé.
- Ponts en béton précontraint.

**II.3.4.4/ Selon la durée de vie :**

- Ponts provisoires en métal, bois, métal + bois.
- Ponts semi-définitifs métalliques.
- Ponts définitifs en BA, BP, CM

**II.3.4.5/ Selon caractéristiques géométriques (tracé) :**

- Ponts droits quand la route franchit perpendiculairement l'obstacle.
- Ponts biais quand la route ne franchit pas perpendiculairement l'obstacle.
- Ponts courbes quand la route franchit l'obstacle en courbe.
- Ponts en dos d'âne.

**II.3.4.6/ Selon la structure :**

**A/ Ouvrages souples :**

- Ponts suspendus.
- Pont à Haubans.

**B/ Ponts rigides :**

**a) Ponts à poutres et ponts dalles :**

Ponts isostatique

- Travées indépendantes.

Ponts hyperstatiques :

- Pont à poutre continues.
- Pont en cadre fermé.

**b) Les ponts en arc :**

- Arc à tablier supérieur.
- Arc à tablier inférieur.
- Arc à tirant ou bow-string.

## II.3.5/ PRESENTATION DES PONTS MIXTES :

### II.3.5.1/ Définition :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Il faut savoir que : les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.

### II.3.5.2/ Histoire des ponts mixtes :

La fin du 18$^{e}$ siècle a vu l'essor de l'acier dans la construction d'ouvrages d'art tels que les ponts suspendus ou les ponts en treillis, permettant de révolutionner les longueurs de travées jusqu'alors relativement limitées. Ils étaient très prisés de par leurs avantages financiers et de rapidité de mise en œuvre face aux ponts à voûtes qui ne permettaient pas de telles caractéristiques techniques et qui nécessitaient des travaux importants face à certains emplacements comme des vallées ou des brèches profondes. Ces ponts en acier ont alors occupé une large place jusqu'aux années 1960, avant l'expansion du béton précontraint qui suscita un grand engouement, tant la vitesse de construction et l'amoindrissement des quantités de matériaux étaient améliorés.

Depuis les années 1980, les ponts mixtes acier/béton sont en constante progression, en 2004, ces constructions représentaient 80 % des ouvrages de portées moyennes, entre 35 et 80 m.

### II.3.5.3/ Types de ponts mixtes :

On choisit le type selon la portée de pont :

**A/ 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.

**B/ 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 couteux 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.

**C/ Pont mixte 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 étaiement 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.

**D/ 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.

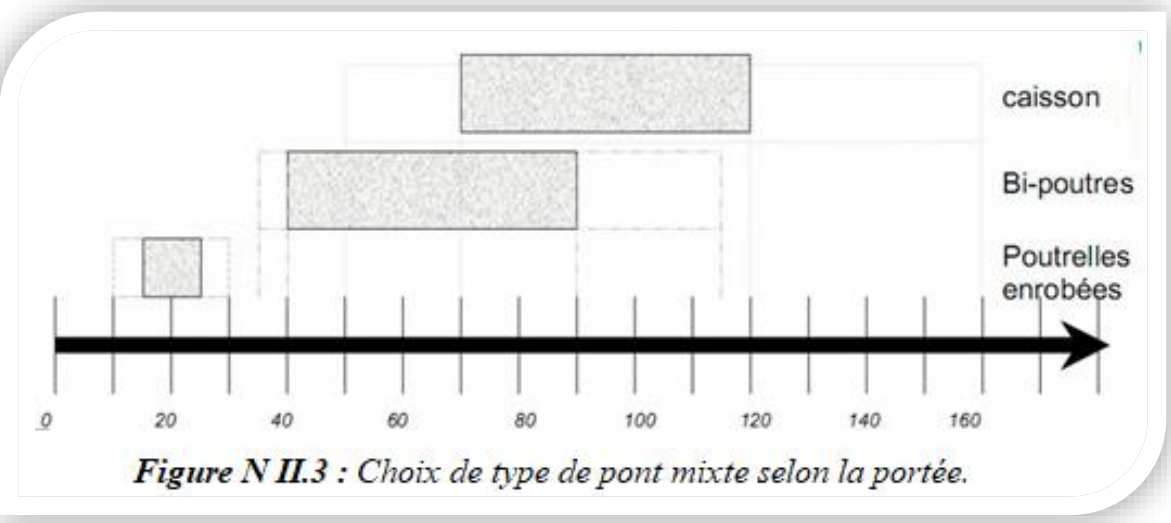



***Figure N II.3 :*** *Choix de type de pont mixte selon la portée.*

## II.4/ CONCLUSION

Sur ce chapitre on a défini différent types d'ouvrages d'arts pour différentes voies de communication afin de franchir différents obstacles naturels et fonctionnelles imposées (oued, barrages, autoroute,...), on a aussi parlé des différentes parties qui constituent un pont (fondations, appuis, tablier), ainsi que la classification qui change selon leurs longueurs, selon la durée de vie,….etc.

Enfin, sur la dernière partie de ce chapitre, on s'est spécifier sur les ponts mixtes, qui sera notre sujet sur tout le long de ce mémoire.

# CHAPITRE III

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

# &

# HYPOTHESES DE CALCUL

## III.1/ INTRODUCTION :

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose d'un certain nombre d'informations et de données concernant l'ouvrage en question ainsi que sur son emplacement, tous ces renseignements sont nécessaires et indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions, ces derniers doivent donc être définis au préalable et c'est ce qui va faire l'objet de ce présent chapitre.

## III.2/ PRESENTATION DU PROJET :

### III.2.1/ OBJECTIF DE PROJET :

L'objet de notre travail consiste à étudier l'ouvrage d'art n : (PK **17+122)** qui rentre dans le cadre de réalisation de la section autoroutière (RN1) entre **CHIFFA** et **BERROUAGHIA.**

### III.2.2/ SITUATION DU PROJET :

L'ouvrage d'art de notre étude se situe dans le nord-est de la ville de Médéa, la wilaya de Médéa est située à 88 km au sud-ouest d'Alger sur les hauts plateaux qui ferme la vallée de Mitidja, a des frontières communes avec d'importantes Wilayas d'Algérie. Au Nord, avec la Wilaya de Blida, au Sud, la Wilaya de Djelfa, à I'Est, les Wilayas de M'sila et Bouira et à I'Ouest, les Wilayas de Ain Defla et Tissemsilt. Cette wilaya est traversée par la route nationale N 1 reliant Blida avec Djelfa.

Notre travail porte sur la réalisation d'un viaduc, permettant le franchissement d'Oued Attali (Figure N III.2). Ce dernier fera partie intégrante du projet plus général de la construction d'une nouvelle autoroute reliant Blida à Djelfa. Il traverse une très profonde brèche dans le point profond arrive jusqu'à 70 m.

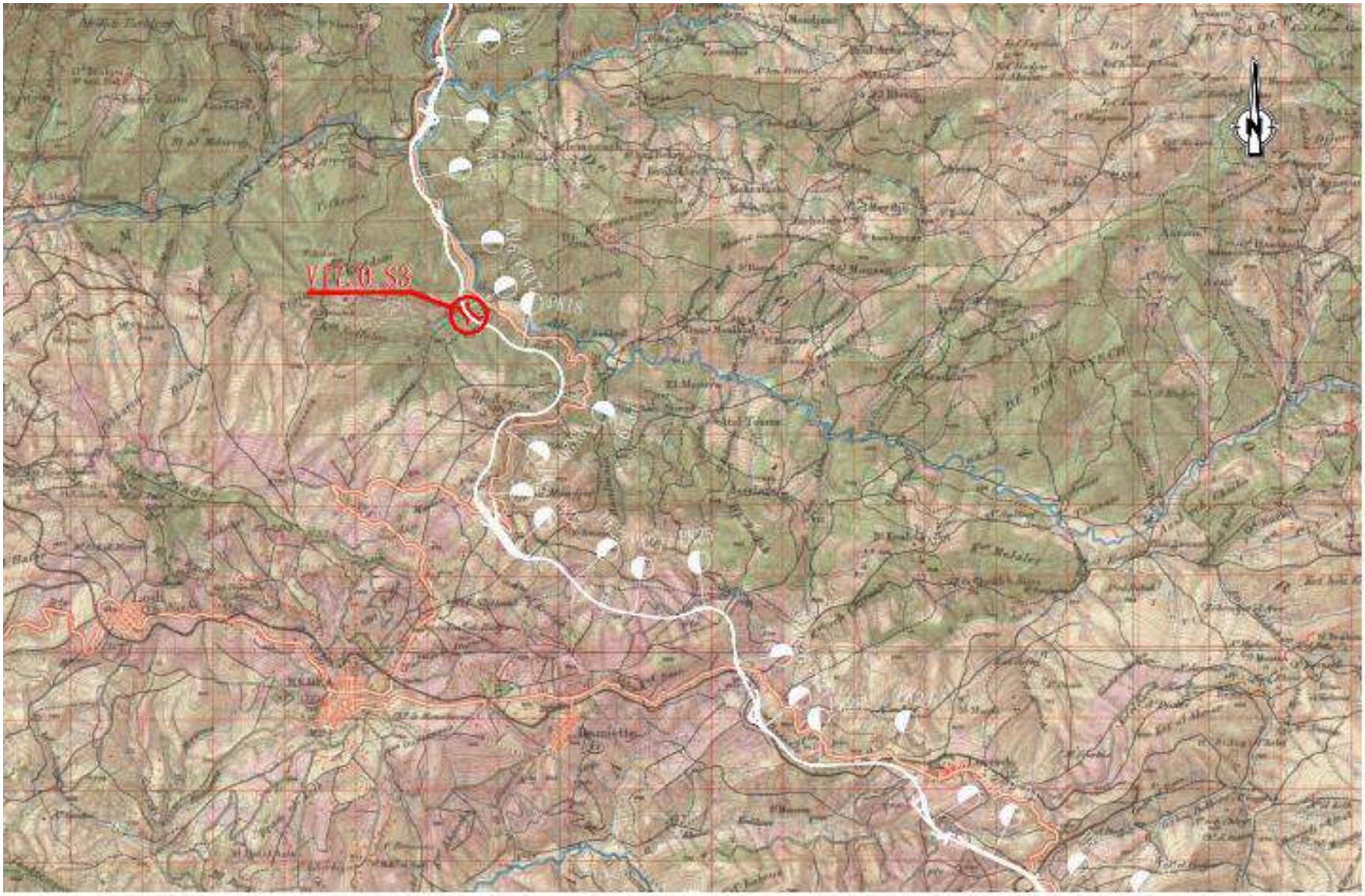



*Figure N III.1 Carte d'Etat major*




*Figure N : III.2 : Image satellitaire*

1

## III.2.3/ CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE :

Il s'agit d'un ouvrage courbe de Rayon 420 m.

- Longueur de l'ouvrage est 508 m.
- Nombre de travée : 7 travées dont la longueur est 64 m pour les travées de rives et 76 m pour les travées intermédiaires.
- Largeur du tablier est de 32.5 m.
- Nombre de voies de circulations 3 voies (3.5 m par voie) plus une bande d'arrêt d'urgence par sens.
- Pente transversale de 4%.
- Pente longitudinale de 5.913%.

## III.3/ DONNEES DE L'OUVRAGE

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.

## III.3.1/ DONNEES FONCTIONNELLES :

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement à sa mise en service et à terme compte tenu de phasage fonctionnel éventuel. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

### III.3.1.1/ Le tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. On remarque que la voie portée sur une longueur de 508 m passant en alignement sur Oued Attali. La figure N III.3 illustre le tracé en plan.

### III.3.1.2/ Profil en long :

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long.

Le profil en long de notre ouvrage présente un dévers constant de 5.913%. En partant de PK : 16+857 au PK : 17+365. Ci-dessous la figure N III.4 présentative du profil en long**.**

### III.3.1.3/ 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 projet sont :

- 6 voies de 3.5 m par voie = 21 m ;
- Deux bandes d'arrêt d'urgence = 6 m ;
- Terre-plein centrale = 2 m ;
- Sur largeur = 2 m ;
- Deux bordures de trottoirs =1.5 m
- Le divers : 4 %.

La largeur totale de l'ouvrage et de 32.5 m, la figure N III.5 illustre le profil en travers, pour plus d'informations sur les composants du profil en travers voir le tableau N° III.1.

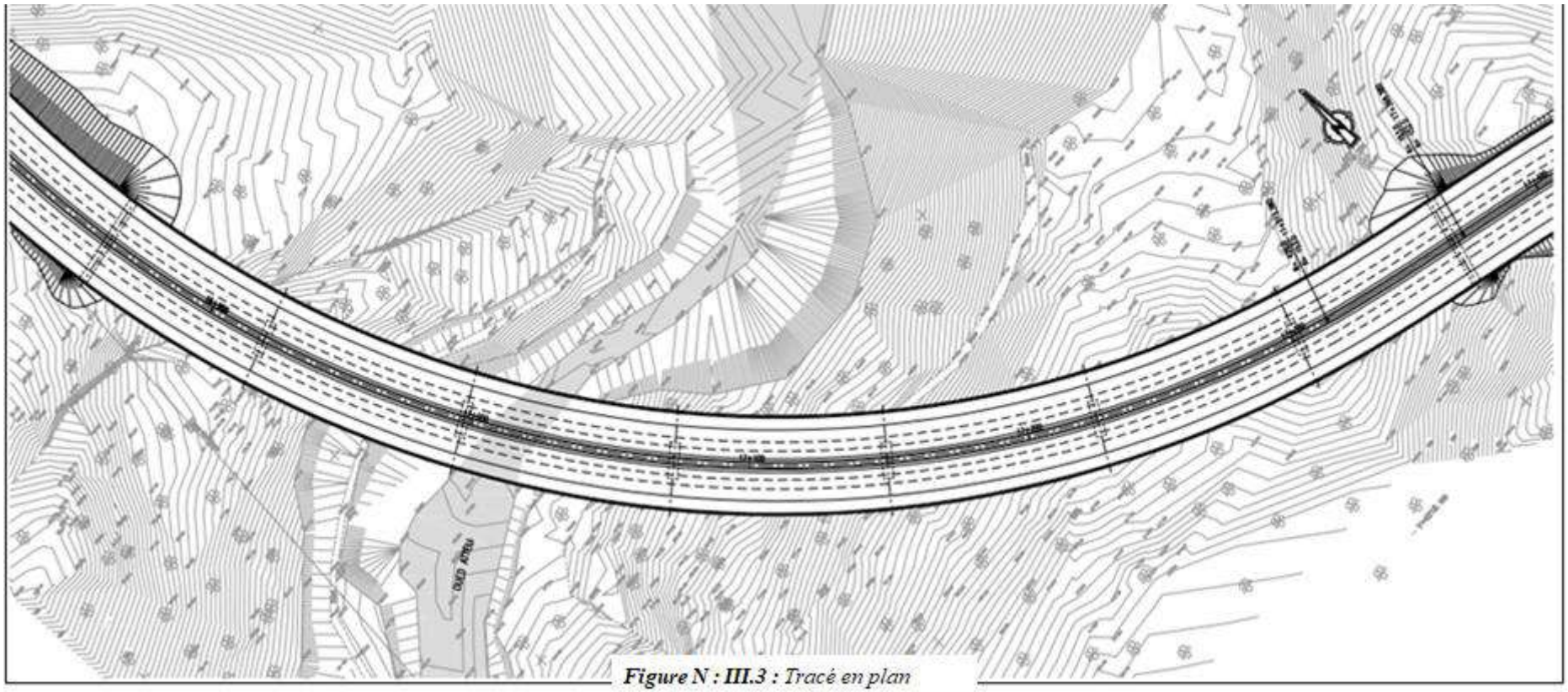


**Figure N : III.3 :** *Tracé en plan*

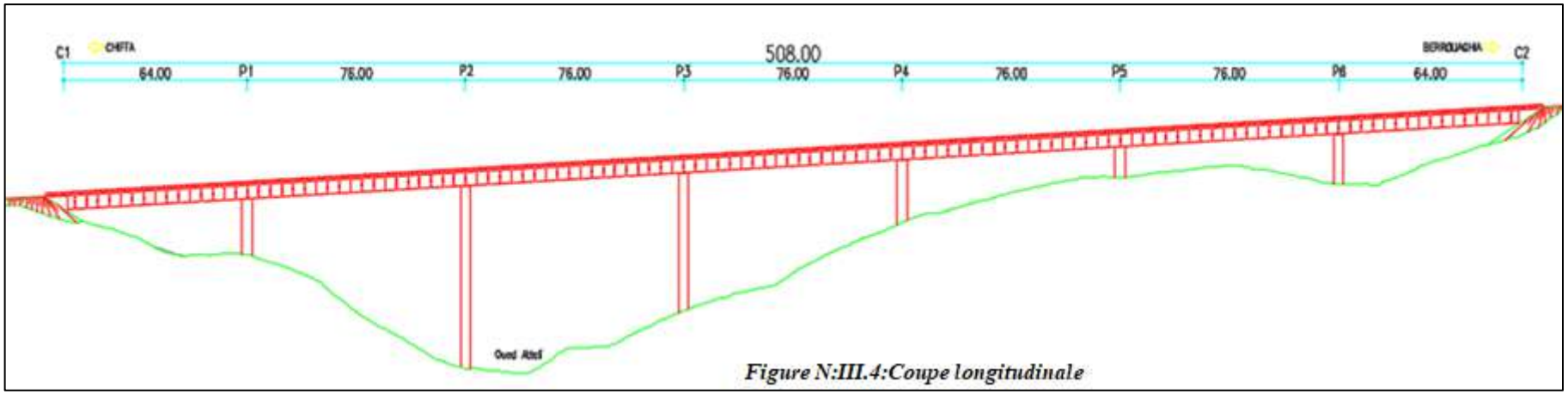



*Figure N:III.4:Coupe longitudinale*

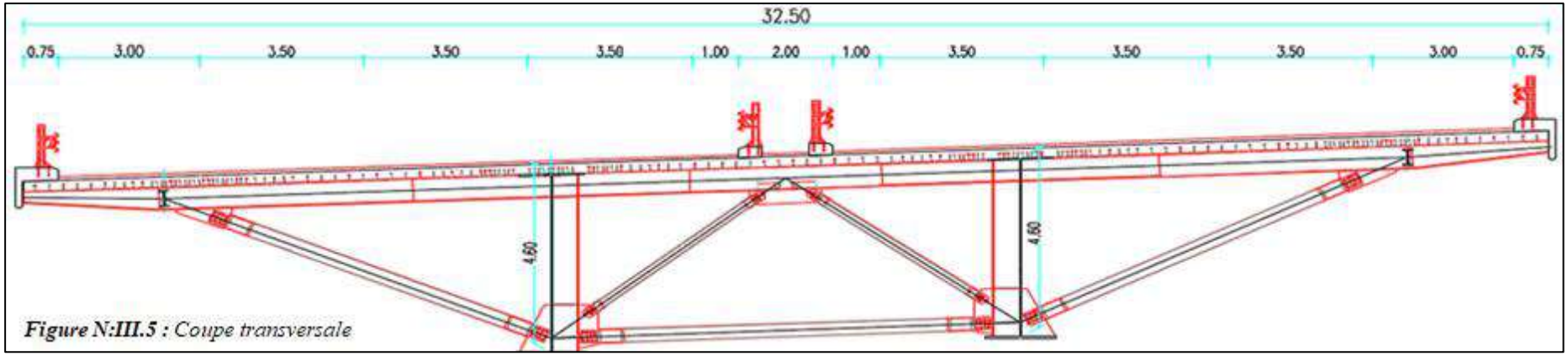
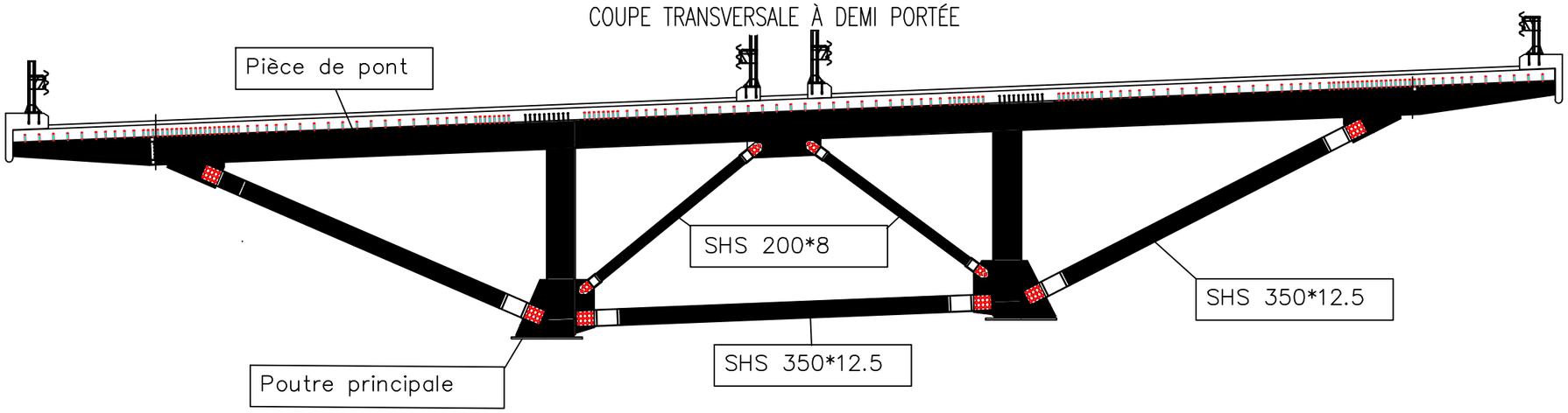
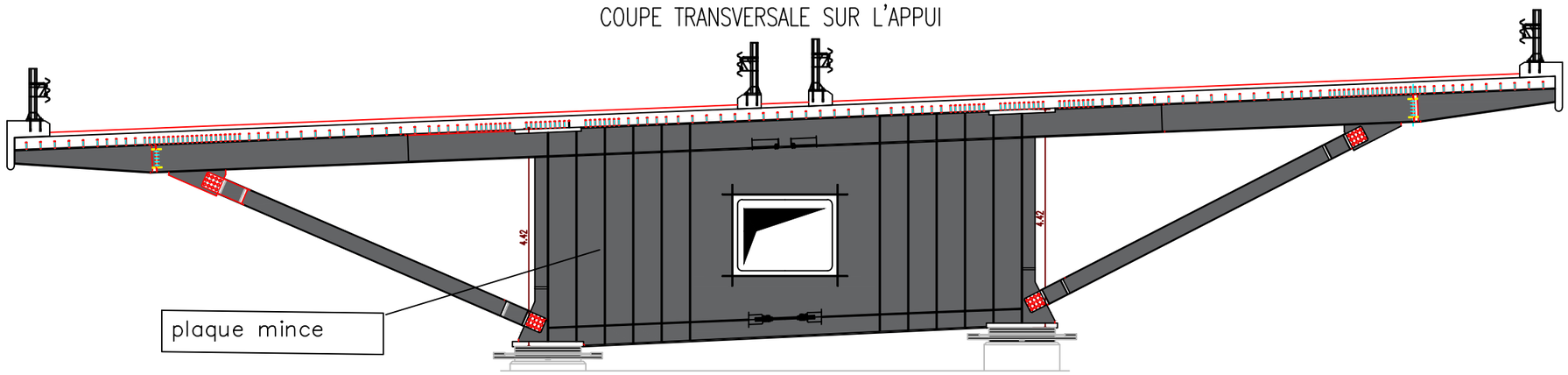


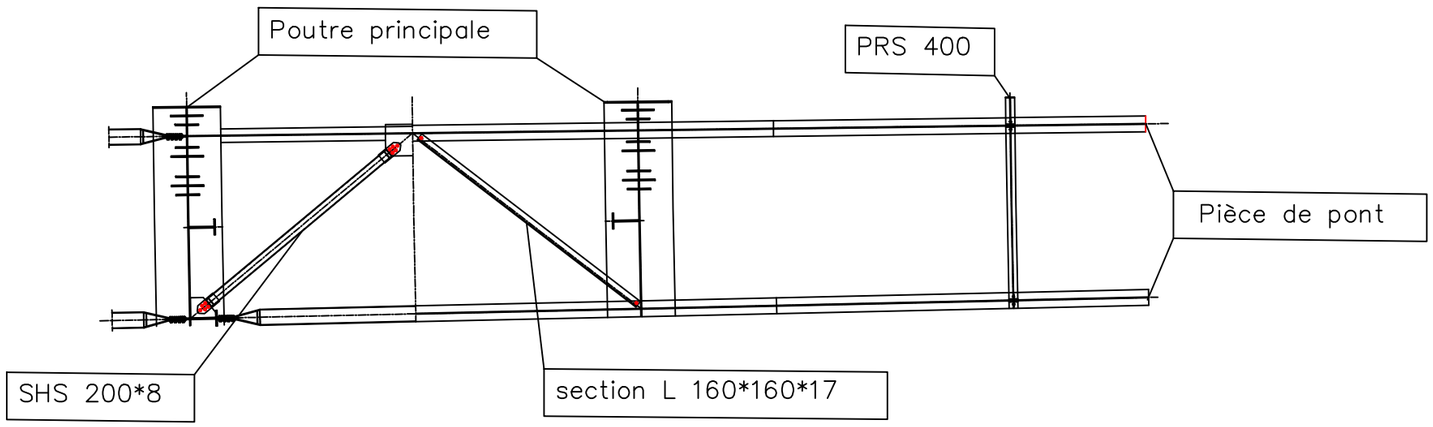

***Figure N:III.5** : Coupe transversale*

COUPE TRANSVERSALE À DEMI PORTÉE




COUPE TRANSVERSALE SUR L'APPUI





ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger**
**Fax** : ( 023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
**Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| viaduc mixte PK 17 +122 | -ALLOUN<br>-BOUTAHRAOUI | -Mr.BOUZINA<br>-Mr.ZOURGUI | | | 2020 / 2021 |

| Tableau N III.1: les dimensions des éléments de tablier | | | |
|---|---|---|---|
| | **Poutre principale** | **Poutre secondaire** | **Pièce des ponts** |
| **Hauteur (mm)** | 4600 | 400 | 600 |
| **épaisseur de la semelle supérieure (mm)** | Variable | 16 | 25 |
| **épaisseur de la semelle inferieure (mm)** | Variable | 16 | 25 |
| **épaisseur de l'âme (mm)** | Variable | 12 | 15 |
| **Largeur de la semelle supérieure (mm)** | 1400 | 200 | 350 |
| **Largeur de la semelle inferieure (mm)** | 1500 | 200 | 350 |

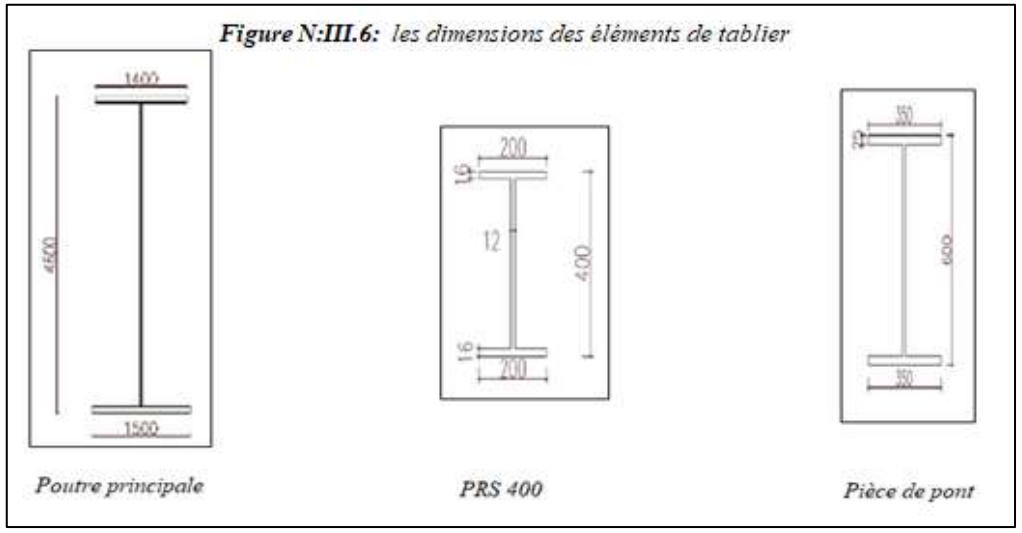



**Figure N:III.6:** *les dimensions des éléments de tablier*

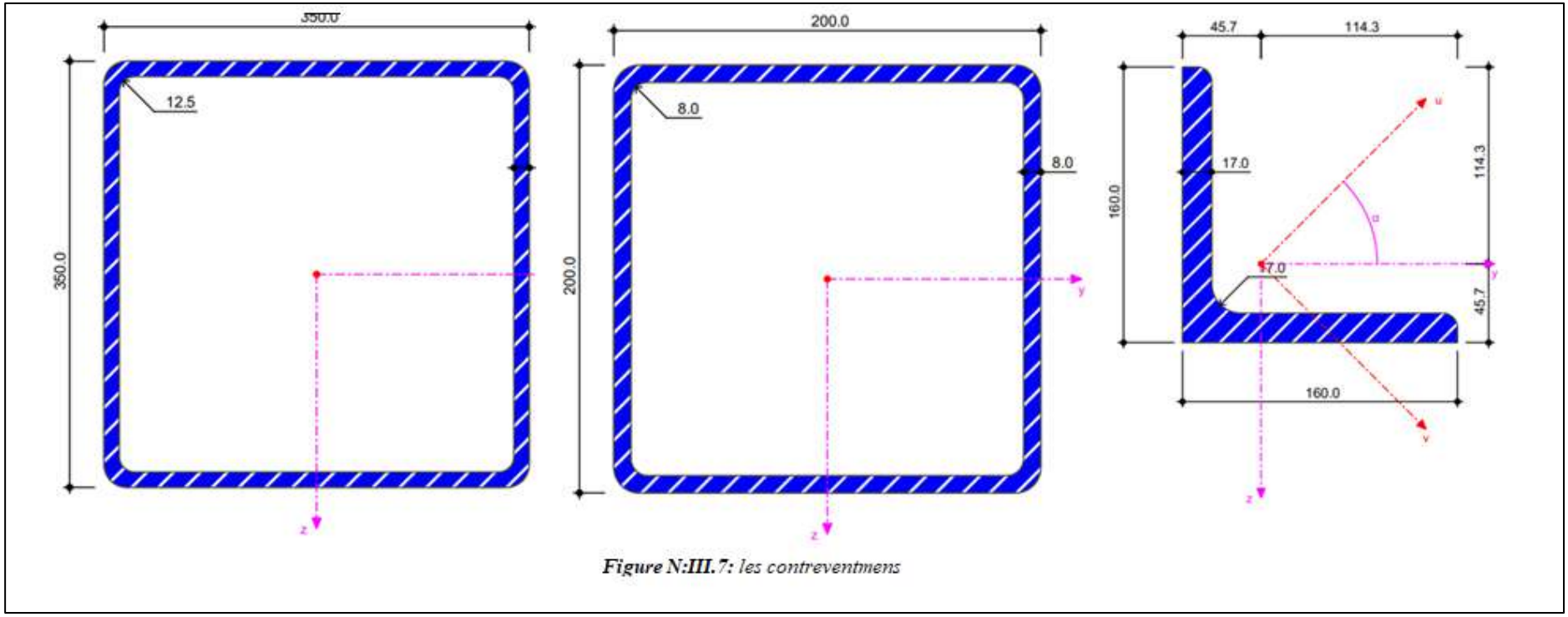



*Figure N:III.7: les contreventmens*

Pour le détail des pièces de contreventement voir l'annexe C

Pour les poutres principales on a des variations des épaisseurs au niveau de la semelle supérieur, inferieur et l'ame voir l'annexe B

## III.3.2/ LES DONNEES NATURELLES :

### III.3.2.1/ Données géologiques (géotechniques) :

Les données géotechniques sont évidemment primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

La caractérisation géologique et géotechnique des terrains de fondation du viaduc a porté sur l'exécution de 9 sondages mécaniques (S1 à S9) exécutés à la rotation avec carottage continu. Les sondages ont été réalisés au niveau des appuis de l'ouvrage d'art, ou dans leur proximité. Parallèlement à ce type de travaux, on a réalisé à l'intérieur des forages accessoires (SP1-SP9) des essais au pressiomètre de Ménard toute les 0,6m, environ

Le type de sole est S2 site ferme

Les résultats des essais pressiométriques voire ***L'ANNEXE B***

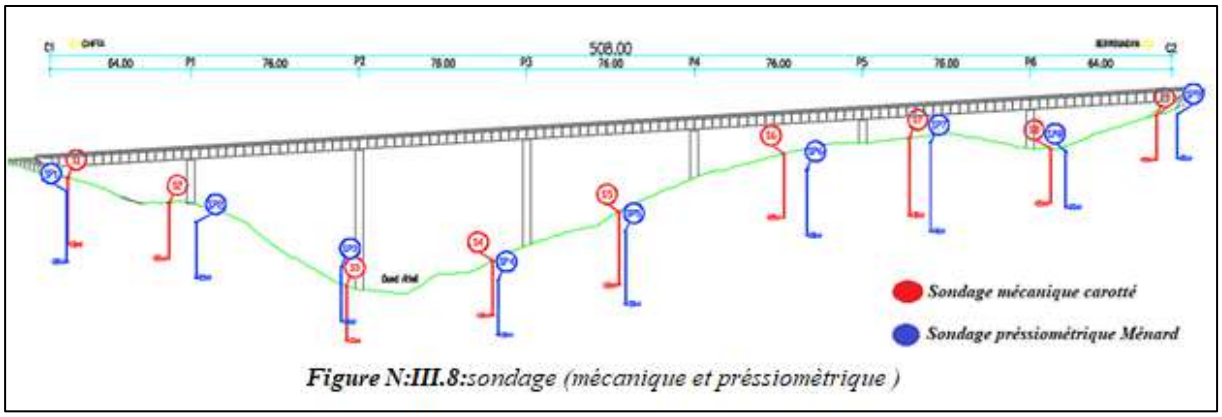



***Figure N:III.8:****sondage (mécanique et préssiomètrique )*

### III.3.2.2/ Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages …etc. Il faut savoir que cette wilaya présente en général un relief topographique très accidenté.

### III.3.2.3/ Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements (vitesses ou des accélérations). Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. La région de Médéa est classée comme une zone de moyenne sismicité en (Zone IIb) selon le règlement parasismique Algérien (RPOA 2008).

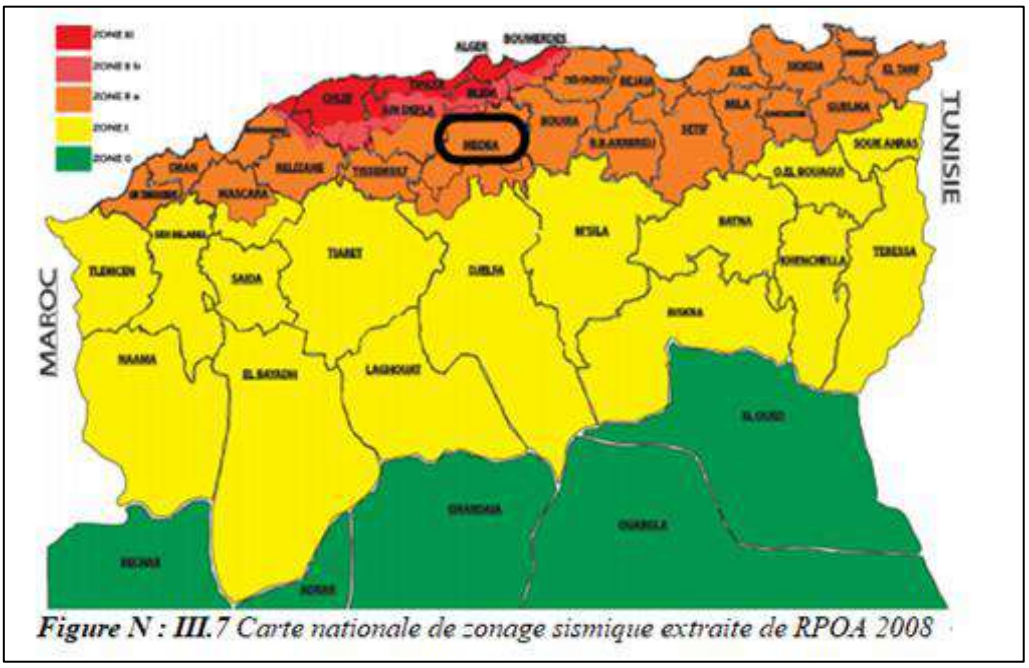



*Figure N : III.7 Carte nationale de zonage sismique extraite de RPOA 2008*

## III.3.2.4/ Données climatiques :

**A/ La température :** Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions car la température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. Aussi la température intervient dans le dimensionnement des joints de chaussée.

**B/ L'atmosphère :** Sous l'action d'agents atmosphériques, la corrosion d'acier devient sensible au-delà d'un seuil de taux d'humidité de l'ordre de 50 à 70 %. La présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers favorise le déclenchement de ce phénomène. La pollution atmosphérique par des gaz sulfureux acides contribue dans l'accélération des processus de la corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation.

**C/ La neige :** Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

**D/ Le vent :** En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre pour les ponts souples comme les ponts à haubans, il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de son comportement dynamique. Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixés par (Document Technique Réglementaire : charges à appliquer pour les calculs des ponts routes), leurs intensités assimilées à une valeur caractéristique vaut :

- 2 kN/m$^2$ pour les ouvrages en service.
- 1.25 kN/m$^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

# III.4/ HYPOTHESES DE CALCUL

## II.4.1/ INTRODUCTION :

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage.

## II.4.2/ NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- **Règles BAEL 91 révisées 99 :** règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- **Eurocode 1 :** actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- **Eurocode 2 :** calcul des structures en béton, partie 2 : pont en béton.
- **Eurocode 3 :** calcul des structures en acier.
- **Eurocode 4 :** calcul des structures mixtes acier-béton.
- **RPOA 2008 :** pour déterminer les actions sismiques.
- **RCPR :** règles définissants les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routiers , pour le calcul des actions dues à l'intervention d'un convoi routier et les actions thermiques
- **D.T.R. C 2-4.7 RNV (version 2013) :** Document Technique Réglementaire

C 2-4.7 Règlement Neige et Vent version 2013, pour le calcul des actions dues au vent et neige.

## III.4.3/ CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

### II.4.3.1/ Le béton :

Le béton utilisé dans les constructions mixtes varie de la classe $C20/25$ à la classe $C60/75$ (ou pour les bétons légers ( $LC20/25$ à $LC60/75$) conformément à la norme EN1994-2.

**A/ Caractéristiques mécaniques :**

**La résistance caractéristique à la compression :** Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$\begin{cases} \dfrac{j}{1.4+0.95j} fc28 & si\ fc28 \geq 40\ Mpa \\ \dfrac{j}{4.76+0.83j} fc28 & si\ fc28 < 40\ Mpa \end{cases}$$

Le béton utilisé pour cet ouvrage a une résistance à la compression et à la traction correspondante à 28 jours de :

***Tableau N: III.2 Les caractéristiques mécaniques du béton***

| | | ***Classes de résistance*** | $F_{C28}$ *(Mpa)* | $F_{t28}$ *(Mpa)* |
|---|---|---|---|---|
| ***Culées*** | *Propreté* | *RN 20* | *20* | *1.8* |
| | *Elévation* | *RN 35* | *35* | *2.7* |
| | *Semelles* | *RN 27* | *27* | *2.22* |
| ***Piles*** | *Elévation* | *RN 35* | *35* | *2.7* |
| | *Semelles* | *RN 35* | *35* | *2.7* |
| | *Pieux* | *RN 27* | *27* | *2.22* |
| ***Tablier*** | *Dalle* | *RN 40* | *40* | *03* |
| | *Prédalle* | *RN 40* | *40* | *03* |

***Remarque :*** *La densité du béton est de* $25\ kN/m^3$.

**La résistance caractéristique à la compression :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}.$$

**B/ Contraintes admissibles à la compression :**

**A l'ELU :** $f_{bu} = \frac{0.85 * fcj}{\theta * \Upsilon b}$

Il est a noté que le coefficient θ dépend de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée, tel que :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si t} > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1 \leq \text{t} \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 & \text{si t} < 1\ h \end{cases}$$

Aussi, le coefficient γb étant un coefficient réducteur de résistance, prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \Upsilon b = 1.5 & \text{en situation durable} \\ \Upsilon b = 1.5 & \text{en situation transitoire} \\ \Upsilon b = 1.15 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

**A l'ELS :** $f_{bc} = 0.6 * f_{c28}\ (Mpa)$

**C/ Déformation du béton :**

**Longitudinalement :** Le module de déformation longitudinale du béton "$E_{ij}$" défini par les règles B.A.E.L est comme suit :

$$\begin{cases} Eij = 1100 * \sqrt[3]{fcj} & Module\ de\ déformation\ intantanée\ du\ béton < 24 \\ Eij = 3700 * \sqrt[3]{fcj} & Module\ de\ déformation\ sous\ chargement\ de\ longue\ durée \end{cases}$$

**Transversalement :** Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est : $G = \frac{E}{2(1+v)}$

***Avec :***

*" **v**" étant le coefficient de poisson représenté par le rapport entre la déformation latérale et la déformation longitudinale, tel que :* $\begin{cases} v = 0.2 & pour\ le\ béton \\ v = 0.3 & pour\ l'acier \end{cases}$

## III.4.3.2/ Aciers pour le Béton armé :

Le type d'armatures choisies est un acier à haute adhérence de nuance $Fe\ E400$ qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite d'élasticité : $f_e = 400\ Mpa$.
- Module de déformation plastique : $E_S = 200\ 000\ Mpa$.

### III.4.3.2/ Aciers structurel :

Les nuances d'acier structurel, selon la EN 10025-2 et EN 10025-3, compte tenu la résistance, la ténacité d'acier et les différentes épaisseurs, sont les suivantes :

$S355NL$..... $75\ mm < t \leq 110\ mm$ .

$S355K2$..... $60\ mm < t \leq 75\ mm$.

$S355J2$..... $40\ mm < t \leq 60\ mm$.

$S355J0$..... $25\ mm < t \leq 40\ mm$.

$S355JR$.....$t \leq 25\ mm$.

Pour les goujons connecteurs, la limite caractéristique d'élasticité est $f_y = 350\ Mpa$ et la limite ultime est$f_u = 450\ Mpa$.

Pour les assemblages boulonnés connecteurs, la nuance est10.9, la limite caractéristique d'élasticité est $f_{yb} = 900\ MPa$ et la limite ultime est $f_{ub} = 1000\ MPa$.

## III.5/ CONCLUSION :

Etant donné que notre projet est destiné à offrir un certain niveau de sécurité et de confort aux usagers, la conception de celui-ci doit satisfaire à un certain nombre d'exigences. On distingue les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant à l'ouvrage d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles (ou données naturelles) qui sont l'ensemble des éléments de son environnement déterminant sa conception.

De manière générale, la construction d'un pont s'inscrit dans le cadre d'une opération plus vaste, par exemple une opération routière. L'implantation de l'ouvrage résulte donc d'un certain nombre de choix étudies et effectués au niveau de ladite opération et consignés dans les termes de références du projet.

A la fin de ce chapitre on conclue que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, géotechnique).

# CHAPITRE IV
# EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

# IV.1/ INTRODUCTION :

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...), y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage.

# IV.2/ EVALUATION DES CHARGES :

L'ouvrage doit être résisté ou efforts appliqués qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

# IV.2.1/ EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC :

## IV.2.1.1/ Charges permanentes :

**A/ Poids propre :** Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de **78 kN/m³** pour les éléments en acier et de $\mathbf{25\ kN/m^3}$ pour les éléments en béton armé.

*Tableau IV.1 Poids total du pont*

| *Les pièces* | *Nombre de pièces* | *Surface ($m^2$)* | *Longueur (m)* | *Volume ($m^3$)* | *Poids (kN)* |
|---|---|---|---|---|---|
| ***Poutres principales*** | *2* | *-* | *-* | *-* | *15849.60* |
| ***Poutres de rive*** | *2* | *0.11* | *508* | *55.88* | *8717.28* |
| ***SHS 350 * 12.5*** | *120* | *0.0169* | *28* | *0.4732* | *4429.15* |
| ***Pièce de pont*** | *120* | *0.0261* | *32.5* | *0.84825* | *7939.62* |
| ***SHS 200 * 8*** | *512* | *0.0061* | *6.42* | *0.039162* | *1563.97* |
| ***L160 * 160 * 17*** | *272* | *0.0052* | *6.4* | *0.03328* | *706.07* |
| ***Entretoise sur pile*** | *8* | *0.11* | *10* | *1.1* | *686.40* |
| ***Dalle*** | *1* | *8.125* | *508* | *4127.5* | *103187.50* |
| | | | | | ***∑=143079.59 kN*** |

**B/ Les compléments de charges permanentes :**

Elle contient le poids de la superstructure tel que ce dernier contient les éléments suivants :

- Revêtement.
- Bordures de trottoir.
- Le garde-corps.
- La glissière de sécurité.

**a) Revêtement :**

- Largeur de revêtement : $L = 31m$.
- Une couche de béton bitumineux BB de $8cm$.
- Le BB a une densité $\gamma$ de 24 $kN/m^3$.

$$\begin{cases} Prev = 31 * 0.08 * 24 \\ Prev = 59.52\ kN/m \end{cases}$$

**b) Corniche :**

- Surface de corniche : S= 0.38 $m^2$.
- Densité de béton de 25 KN/$m^3$.

$$\begin{cases} Pcor = 2 * 0.38 * 25 \\ Pcor = 19\ kN/m \end{cases}$$

**c) Bordures de trottoir :**

- Surface de bordure de trottoir : S=0 .15 $m^2$.
- Densité de béton de 25 kN/$m^3$.

$$\begin{cases} Pbt = 2 * 0.15 * 25 \\ Pbt = 7.5\ kN/m \end{cases}$$

**d) Glissière de sécurité :**

- Poids de glissière = 1 $kN/m$

$$\begin{cases} Pgs = 4 * 1 \\ Pgs = 4\ kN/m \end{cases}$$

*Tableau IV.2 Poids des Charges complémentaires permanentes*

| *Eléments* | *Densité (KN/m³)* | *Poids (kN/m)* |
|---|---|---|
| *Revêtement* | *24* | *59.52* |
| *Corniche* | *25* | *19* |
| *Bordures de trottoir* | *25* | *7.5* |
| *Glissière de sécurité* | */* | *4* |
| *Poids CCP* | | ***90.02*** |

**C/ Actions thermiques :** Afin de calculer les effets de la température sur la structure est nécessaire tenir compte deux types d'actions thermiques :

**a) Variation uniforme de température :** Dans ce cas on a utilisé RCPR, dans cela la variation de la température pour le Nord de l'Algérie va depuis +35°C à -15°C. Par conséquence, on a employé les variations uniformes de température suivantes : ΔT=+35°C, ΔT=-15°C,

Même si cette valeur est plus élevée que celui indiqué dans la norme Algérienne RCPR, on considère que cette valeur est placée dans le côté de la sécurité. En plus, il est parfaitement normal que pendant l'exécution la température soit de +20°C, tandis qu'il est possible de réagir une température de -5°C quand la structure soit en service.

**b) Gradient thermique :** Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne **RCPR :**

***Tableau IV.3 Gradient thermique***

| ***Type de pont*** | ***En phase de construction*** | ***En service*** |
|---|---|---|
| | *Gradient °C* | *Gradient °C* |
| ***Type 2*** *(tablier mixte)* | *±15* | *±8* |

**D/ Retraitait et fluage :** Le retrait du béton est une déformation $\boldsymbol{\varepsilon_r}$ imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles : retrait thermique$\varepsilon_{th}$, retrait endogène $\varepsilon_{ca}$ et retrait de dessiccation $\varepsilon_{cd}$. L'effet du fluage du béton est pris en considération par une diminution de la section résistante du béton, c'est-à-dire une augmentation du coefficient d'équivalence.

**IV.2.1.2/ Actions des variables hors trafic :**

**Actions dues au 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 kN/m²**.

***Remarque :***
***P= 2,00*** *kN/m² pour les ouvrages en service.* ***P= 1,25*** *kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.*

## IV.2.2/ EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC :

### IV.2.2.1/ Système de charge à considérer :

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Système de charge routière type $\boldsymbol{A(l)}$.
- Système de charge routière type $\boldsymbol{B}$ $(\boldsymbol{Bc}, \boldsymbol{Bt})$.
- Système de charge militaire $\boldsymbol{Mc\ 120}$.
- Convoi exceptionnel $\boldsymbol{D240}$.

### IV.2.2.2/ Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable** $(\boldsymbol{Lr})$ **:** C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG).
- **Largeur chargeable** $(\boldsymbol{LC})$ **:** elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins **0.5m** pour chaque dispositif de retenue).
- **Nombre de voies** $(\boldsymbol{Nv})$ : Par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées Nv est tel que : $Nv = ENT\ (Lc/3)$.

Dans notre cas, le même tablier supporte deux chaussées distinctes, séparées par des éléments solidaires de l'ossature, la détermination du nombre et de la largeur des voies doit être conduite séparément pour chaque chaussée à partir de la largeur chargeable de chacune d'entre elles.

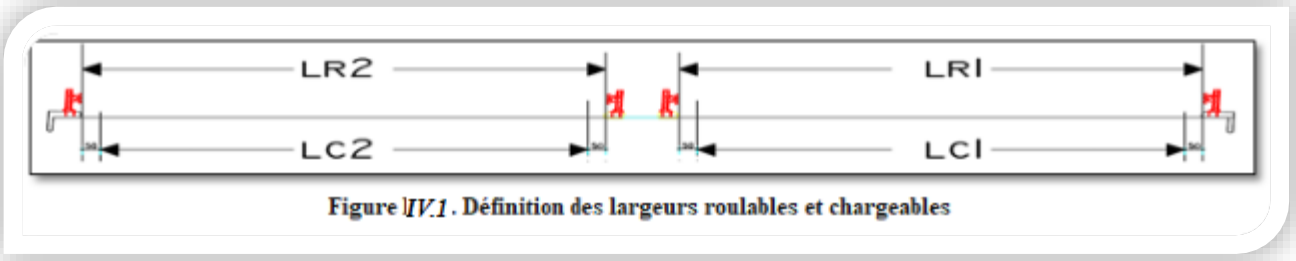



Figure IV.1. Définition des largeurs roulables et chargeables

***Table** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..1 Tableau Caractéristiques du pont*

| *Largeur* | *Sens 1* | *Sens 2* |
|---|---|---|
| *Roulable par sens (m)* | *14.5* | *14.5* |
| *Chargeable par sens (m)* | *13.5* | *13.5* |
| *Nombre de voie par sens* | *4* | *4* |

Le nombre de voies de circulation des chaussées **Nv** égale **4** par sens

**Classe de pont :**

***Table** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**V.2 Les classes des ponts routes***

| *Classe du pont* | *Description* |
|---|---|
| *1ère classe* | ***LR ≥ 7 m*** |
| *2 ème classe* | *5.5 m < LR < 7 m* |
| *3ème classe* | *LR ≤ 5.5 m* |

**Les cas de chargement :** Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous :

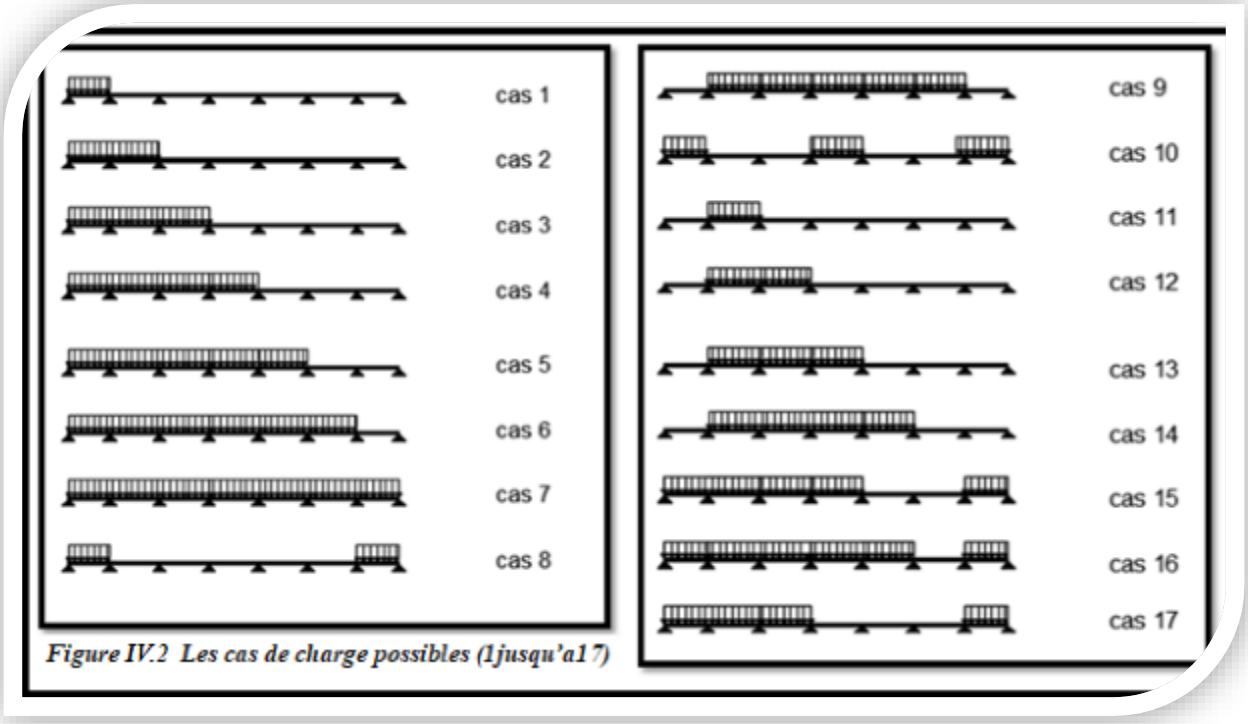



*Figure IV.2 Les cas de charge possibles (1jusqu'a17)*

### IV.2.2.3/ Système de charge A :

Le système **A(l)** représente tous catégorie de véhicule léger et la foule. La charge **A(l)** exprimée en $(kN/m^2)$ et donnée en fonction de la longueur chargée exprimée en $(m)$.

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l+12} \; ; A1 = max \begin{cases} a1A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases} \quad (\text{KN/m}^2).$$

***Avec :***

***L** : la longueur chargée du tablier en (m).*

*En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur **A(l)** est multipliée par les coefficients $a_1$ du tableau suivant :*

| **Table** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**3 Coefficient a1** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | **Nombre de voies** | | | | |
| **Classe** | **1** | **2** | **3** | **4** | **≥5** |
| $1^{ere}$ classe de pont | 1 | 1 | 0.9 | 0.75 | 0.7 |
| $2^{eme}$ classe de pont | 1 | 0.9 | - | - | - |
| $3^{eme}$ classe de pont | 0.9 | 0.8 | - | - | - |

| **Tableau IV.7 Valeur de $v_0$** | |
|---|---|
| **Classe de pont** | $v0$ |
| Première classe | 3.5 m |
| Deuxième classe | 3.0 m |
| Troisième classe. | 2.75 m |

La charge $A_1$ Obtenue est multipliée par un coefficient $\boldsymbol{a_2 = \frac{V_0}{V}}$, $\boldsymbol{V}$ étant la largeur d'une voie et, $V_0 = 3.50$ donc $a_2 = 1.03$, les valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

***Tableau** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.8 Les valeurs de A(l) pour les différents cas de charge***

| | | A(l) 1 voies | | A(l) 2 voies | | A(l) 3 voies | | A(l) 4 voies | | A(l) 5 voies | | A(l) 6 voies | | A(l) 7 voies | | A(l) 8 voies | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| L(m) | A(L)(kn/m²) | a1=1 | a2 =1.03 | a1=1 | a2 =1.03 | a1=0.9 | a2=1.03 | a1=0.75 | a2=1.03 | a1=0.70 | a2=1.03 | a1=0.70 | a2=1.03 | a1=0.70 | a2=1.03 | a1=0.70 | a2=1.03 |
| **64** | 7.04 | 7.25 | | 7.25 | | 6.52 | | 5.44 | | 5.07 | | 5.07 | | 5.07 | | 5.07 | |
| **140** | 4.67 | 4.81 | | 4.81 | | 4.33 | | 3.83 | | 3.83 | | 3.83 | | 3.83 | | 3.83 | |
| **216** | 3.88 | 4.00 | | 4.00 | | 3.68 | | 3.68 | | 3.68 | | 3.68 | | 3.68 | | 3.68 | |
| **292** | 3.48 | 3.59 | | 3.59 | | 3.52 | | 3.52 | | 3.52 | | 3.52 | | 3.52 | | 3.52 | |
| **368** | 3.25 | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | | 3.36 | |
| **444** | 3.09 | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | | 3.21 | |
| **508** | 2.99 | 3.08 | | 3.08 | | 3.07 | | 3.07 | | 3.07 | | 3.07 | | 3.07 | | 3.07 | |
| **128** | 4.87 | 5.02 | | 5.02 | | 4.52 | | 3.86 | | 3.86 | | 3.86 | | 3.86 | | 3.86 | |
| **380** | 3.22 | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | | 3.34 | |
| **204** | 3.97 | 4.09 | | 4.09 | | 3.70 | | 3.70 | | 3.70 | | 3.70 | | 3.70 | | 3.70 | |
| **76** | 6.39 | 6.58 | | 6.58 | | 5.92 | | 4.94 | | 4.61 | | 4.61 | | 4.61 | | 4.61 | |
| **152** | 4.50 | 4.63 | | 4.63 | | 4.17 | | 3.81 | | 3.81 | | 3.81 | | 3.81 | | 3.81 | |
| **228** | 3.80 | 3.91 | | 3.91 | | 3.65 | | 3.65 | | 3.65 | | 3.65 | | 3.65 | | 3.65 | |
| **304** | 3.44 | 3.54 | | 3.54 | | 3.49 | | 3.49 | | 3.49 | | 3.49 | | 3.49 | | 3.49 | |
| **432** | 3.11 | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | | 3.23 | |
| **356** | 3.28 | 3.38 | | 3.38 | | 3.39 | | 3.39 | | 3.39 | | 3.39 | | 3.39 | | 3.39 | |
| **280** | 3.53 | 3.64 | | 3.64 | | 3.54 | | 3.54 | | 3.54 | | 3.54 | | 3.54 | | 3.54 | |

### III.2.2.4/ Système de charge B :

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

- Le système ***Bc*** qui se compose de camions types $(300\ kN)$ ;
- Le système ***Bt*** se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système ***Br*** qui est une roue isolée.

### A/ Système de charges *Bc* / Article 4.5.1 RCPR :

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système ***Bc*** prise en compte est multipliée par le coefficient ***bc*.**

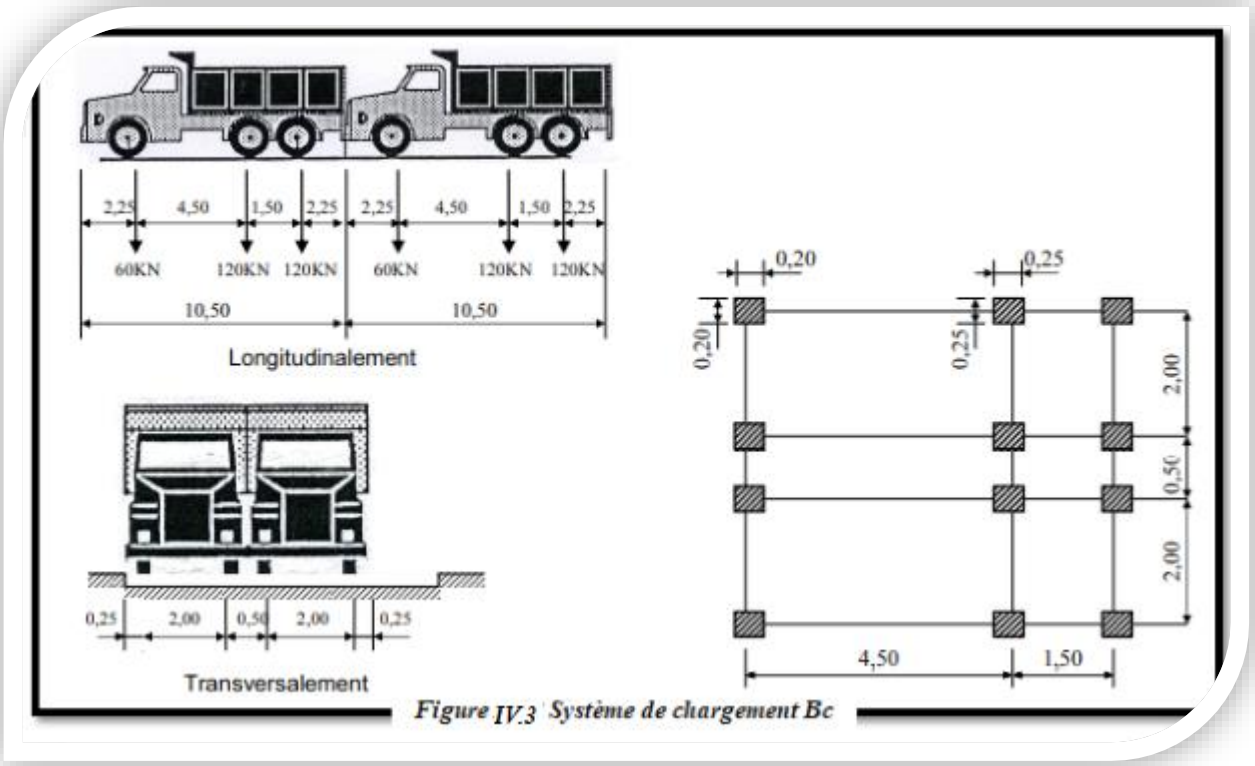



*Figure IV.3 Système de chargement Bc*

| | *Table Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.V.9 Les valeurs de bc* | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ***Nombre de voies chargées*** | | | | |
| ***Classe de pont*** | ***1*** | ***2*** | ***3*** | ***4*** | ***≥5*** |
| *Première* | *1.20* | *1.10* | *0.95* | *0.80* | *0.70* |
| *Deuxième* | *1.00* | *1.00* | - | - | - |
| *Troisième* | *1.00* | *0.80* | - | - | - |

| **Tableau** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**10 Valeurs de majoration de Bc** | | | |
|---|---|---|---|
| **N° des voies** | **$B_c$ (kN)** | **$b_c$** | **$B_c$ x $b_c$ (kN)** |
| **1** | 600 | 1.2 | 720 |
| **2** | 1200 | 1.1 | 1320 |
| **3** | 1800 | 0.95 | 1710 |
| **4** | 2400 | 0.8 | 1920 |
| **5** | 3000 | 0.7 | 2100 |
| **6** | 3600 | 0.7 | 2520 |
| **7** | 4200 | 0.7 | 2940 |
| **8** | 4800 | 0.7 | 3360 |

**B/ Système de charge *Bt* / Article 4.5.3 RCPR :** En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système ***Bt*** prise en compte est multipliée par le coefficient ***bt***.

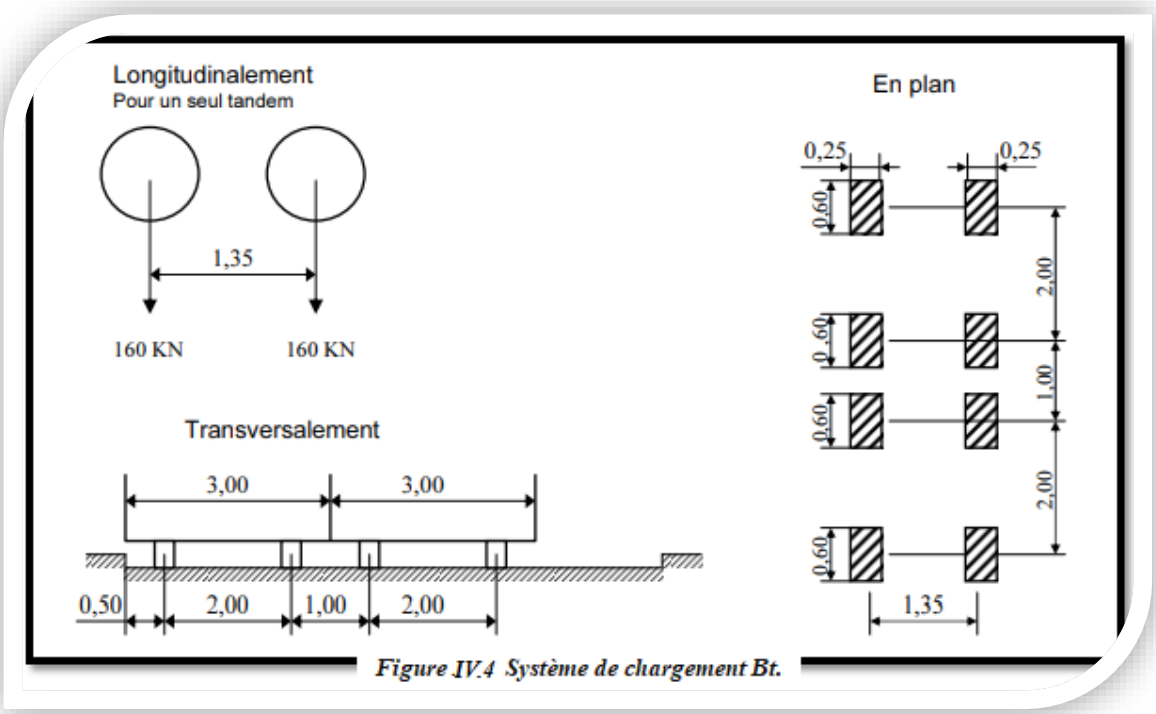



*Figure IV.4 Système de chargement Bt.*

| **Table** Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**11 Valeurs de bt** | | | |
|---|---|---|---|
| **N° des voies** | **$B_t$ (kN)** | **$b_t$** | **$B_t$ x $b_t$ (kN)** |
| 1 | 320 | 1.2 | 384 |
| 2 | 640 | 1.2 | 768 |

### IV.2.2.5/ Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

***Avec :***

***L :*** *représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.* ***G :*** *sa charge permanente.*
***S :*** *sa charge B maximale.*

Les résultats sont mentionnés dans le tableau, (détail de calcul voire Annexe B).

***Table*** *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.42 Les valeurs de δ***

| ***Système de chargement*** | ***δ*** |
|---|---|
| *Bc* | *1.049* |
| *Bt* | *1.034* |

### IV.2.2.6/ Efforts de freinage :

**A/ Système de charge Bc :** L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système ***Bc*** se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

**B/ Système de charge A :** L'effort de freinage qui correspond au système de charge **A** est donné par :

$$F = \frac{A * S}{20 + 0.0035 * S} \text{ (kN).}$$

***Avec :***

***S*** *: surface chargée en ($m^2$). Le résultat (détail de calcul voire* Annexes B) *est* $F_{max}$***= 435.13*** *kN.*

### IV.2.2.7/ Force centrifuge :

Les forces centrifuges sont calculées à partir de tous les camions du système **Bc** disposés sur la chaussée, qui sont susceptibles de développer des efforts centrifuges, horizontaux, normaux à l'axe de la chaussée et appliqués à sa surface.

La force centrifuge développée par un essieu est calculée comme une fraction de son poids et en fonction du rayon **R** (en mètres) du tracé de l'axe de la chaussée :

$$\frac{R + 150}{6R + 350}, \qquad R \leq 400m$$

$$\frac{80}{R}, \qquad R > 400m$$

***Avec :***

***R(m)*** *: Rayon de courbure. Pour notre ouvrage nous avons un rayon de courbure égal à* $\boldsymbol{R(m) = 420m}$. *La valeur de la force centrifuge est égale à* $\frac{\mathbf{80}}{\mathbf{420}} = \mathbf{0.19}$

### IV.2.2.8/ Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de **0,50 m** réservées le long des dispositifs de sécurité. Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient **δ**, qui est égal **1 ,113 (**détail de calcul voire Annexe B).

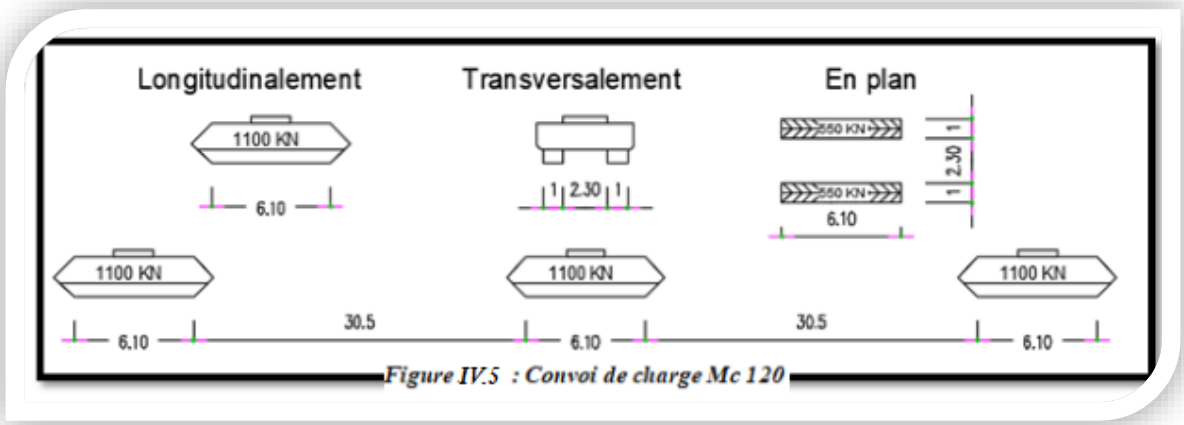



*Figure IV.5 : Convoi de charge Mc 120*

### IV.2.2.9/ Convoi exceptionnel : D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à **3,50 m** du bord de la

largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).

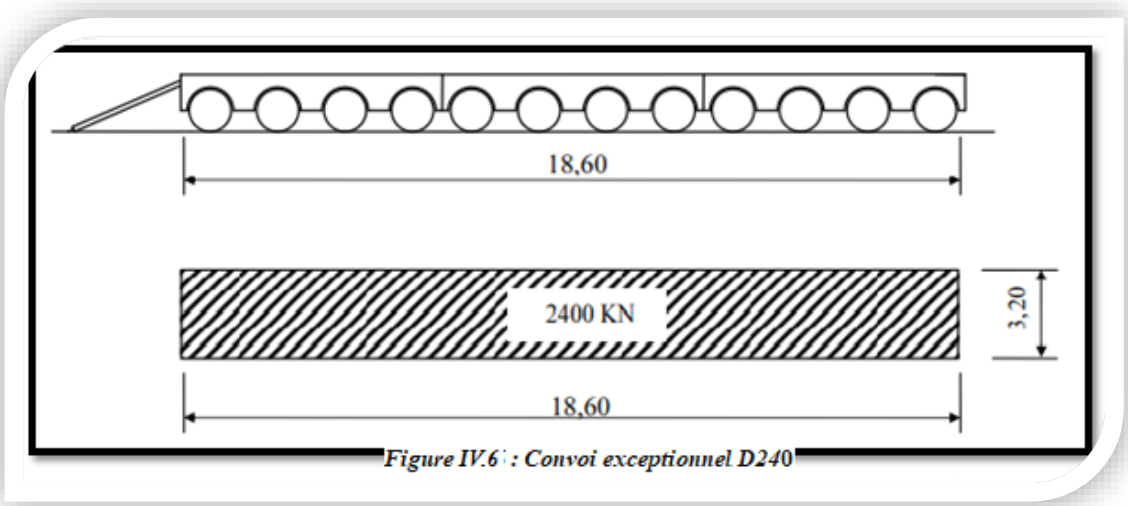



*Figure IV.6 : Convoi exceptionnel D240*

## IV.3. CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre est de définir les différents types de charges établies par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul, et les épreuves des ponts routes. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

# CHAPITRE V

# ETUDE DU TABLIER

## V.1 INTRODUCTION

La conception des ponts mixtes est conditionnée par les méthodes de fabrication. La particularité de ces ouvrages provient du fait que l'acier est élaboré dans une usine sidérurgique, que ses produits sont transformés dans une usine de construction métallique et que le montage définitif s'effectue sur le site. Il faut ainsi notamment prévoir le transport des éléments de charpente entre l'usine et le chantier.

Les contraintes dimensionnelles inhérentes au transport obligent à réaliser l'ouvrage en tronçons élémentaires qu'il convient d'assembler ensuite sur le site. Ceci explique l'importance des techniques d'assemblage et leur incidence sur l'économie globale du projet.

Les dimensions et poids limites des tronçons sont fixés par :

- La capacité des usines de construction.
- Le procédé de montage utilisé.
- Les dimensions de l'aire de montage (déchargement, stockage, manutention…).
- La capacité des engins de levage disponibles aux éventuels points de rupture de charge et sur le chantier.

## V.2 LOGICIEL DE CALCUL

Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisit d'utiliser le logiciel **CSI BRIDGE V 22**. Le **CSI BRIDGE** est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages d'art. C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compliments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

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.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

## V.2.1 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

La modélisation est pour l'objet d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier…etc.).
- La définition des conditions d'appuis .
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Notre ouvrage est hyperstatique avec septs (07) travées continues, deux (02) travées de rives de 64 m de longueur et cinq (05) travées centrales de 76 m, modélisé en éléments barres (structure métallique) et en éléments coques (dalle en béton) .

**Définition l'axe de l'ouvrage :**

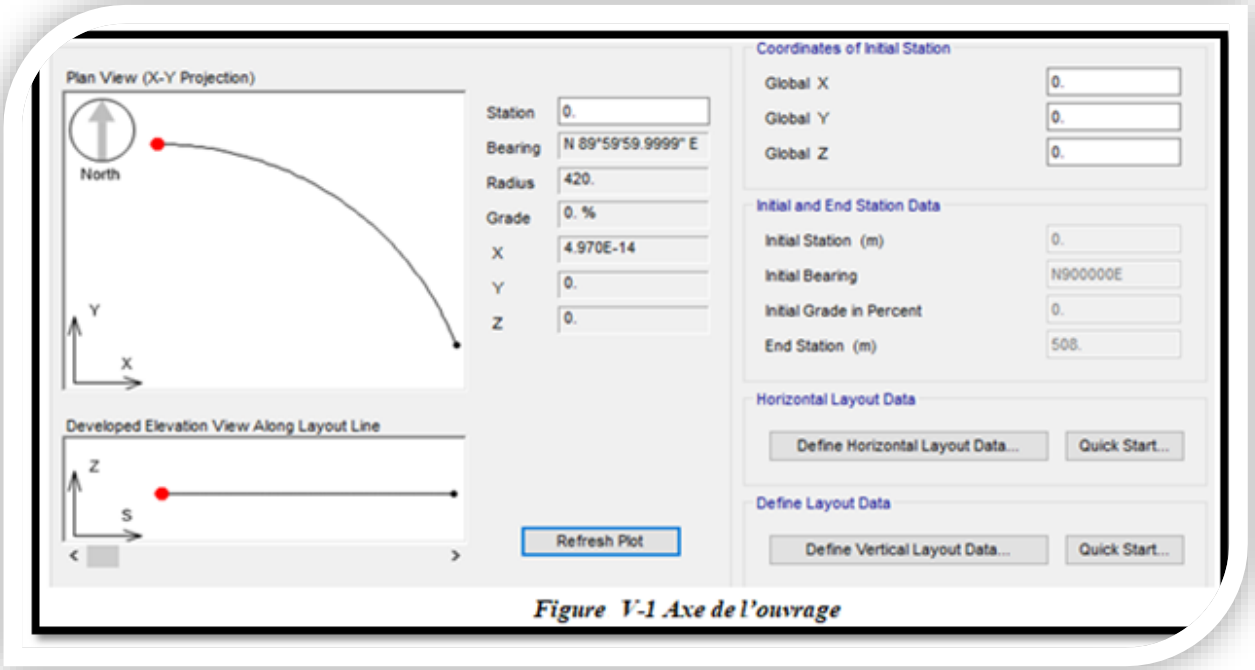



*Figure V-1 Axe de l'ouvrage*

**Définition des matériaux utilisés :**

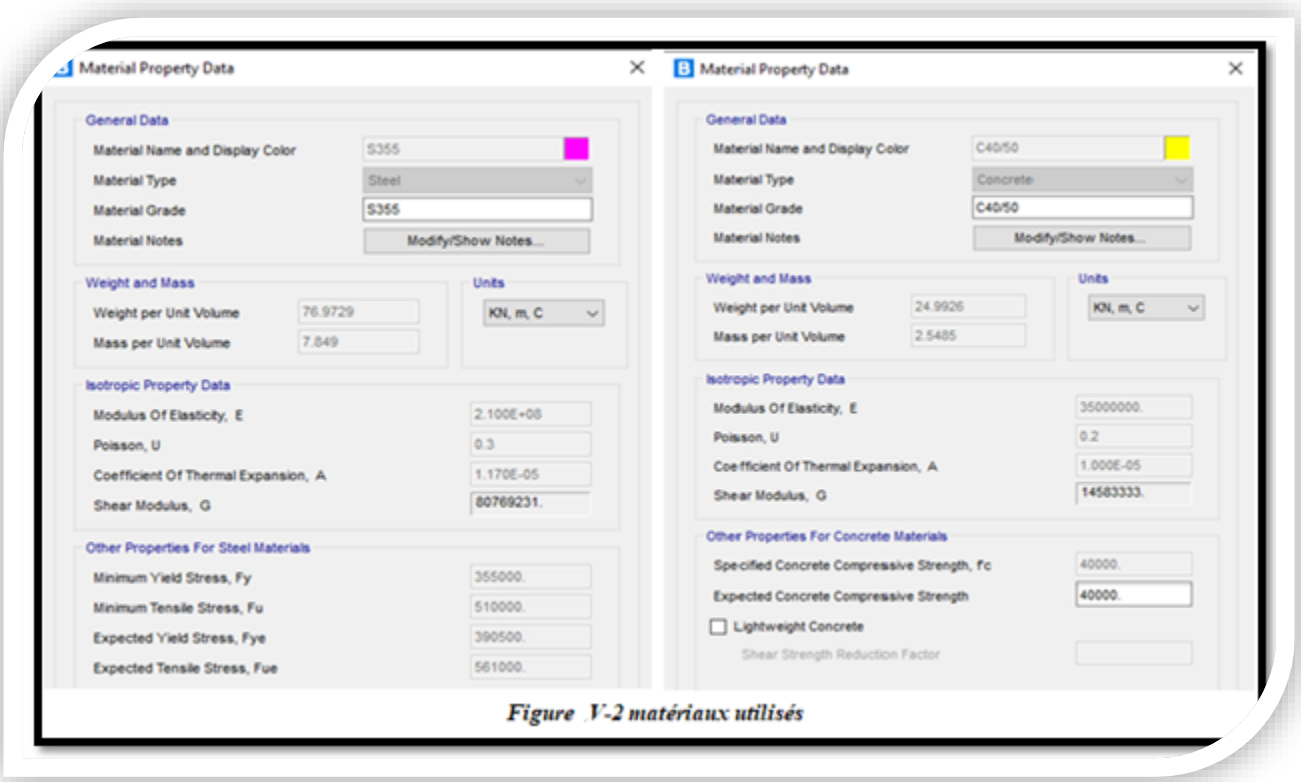



*Figure V-2 matériaux utilisés*

**Dimension des sections du tablier :**

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 2 poutres principale et 2 secondaire en charpente métallique et des pieces de pont de chaque 4 m, avec des contreventements hourizental et vertical , section sur pile , la dalle en béton armé

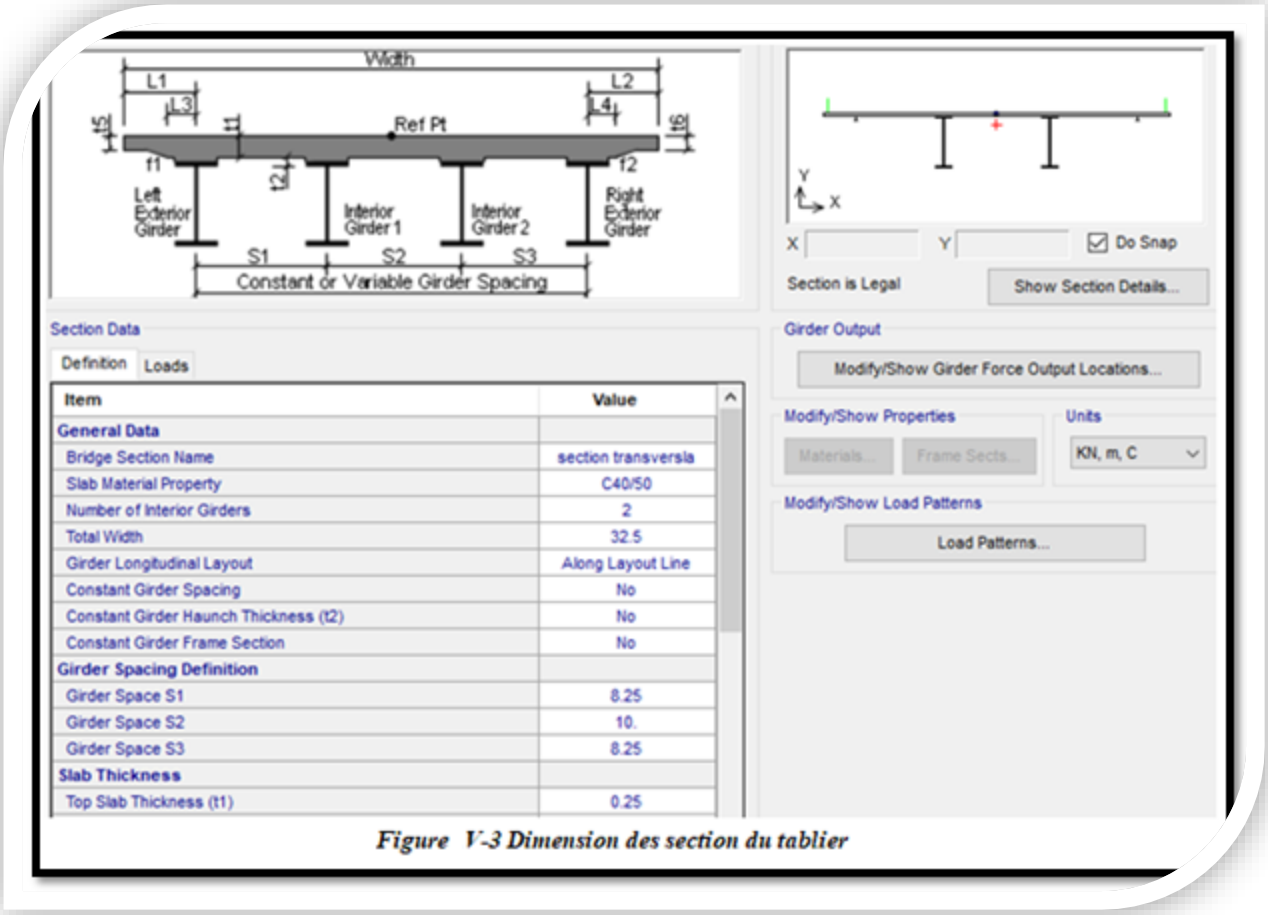



*Figure V-3 Dimension des section du tablier*

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

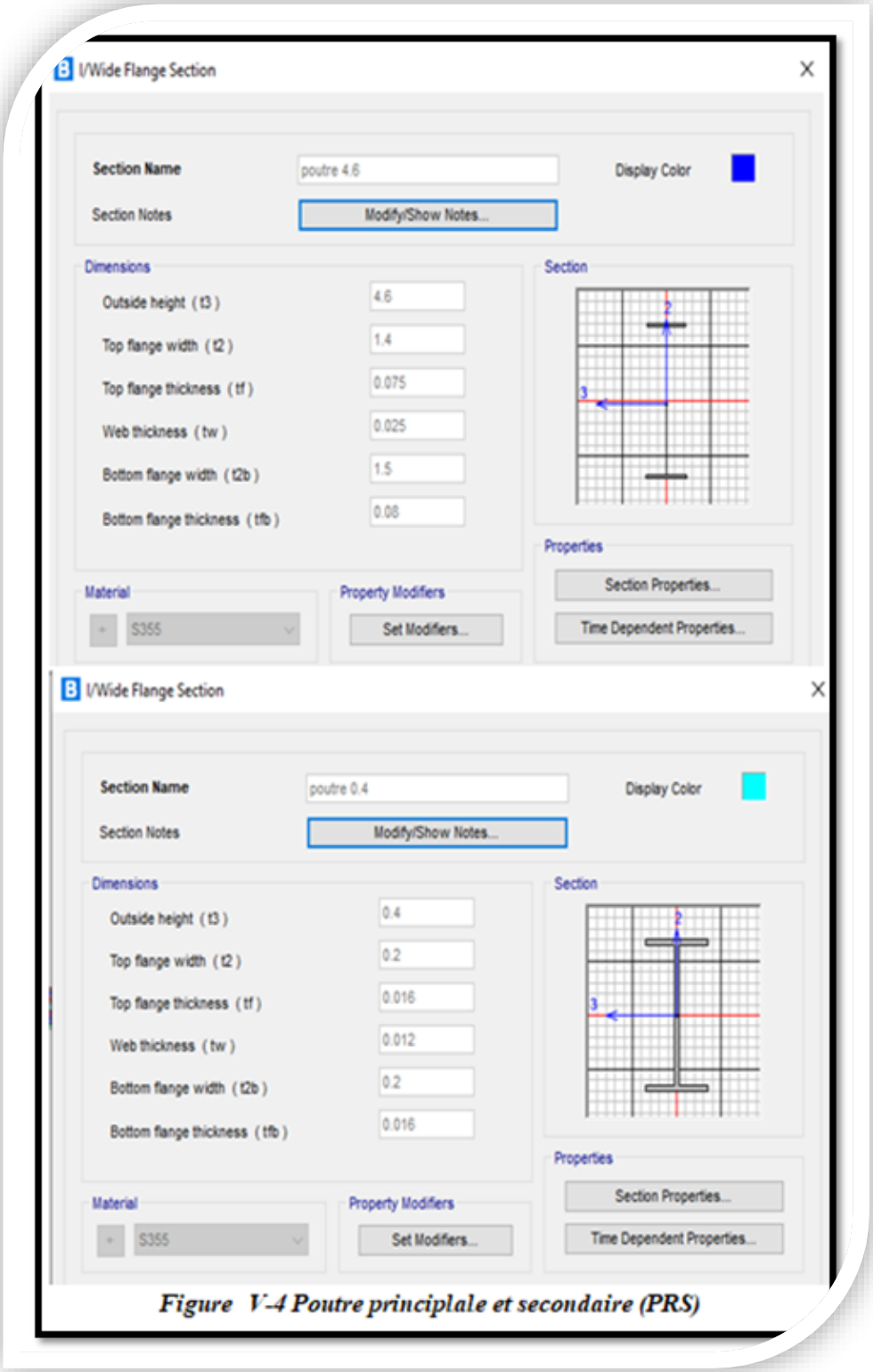



*Figure V-4 Poutre principlale et secondaire (PRS)*




*Figure V-5 Pièces de pont et section L*




*Figure V-6 sections SHS 200*8 et SHS 350*12.5*

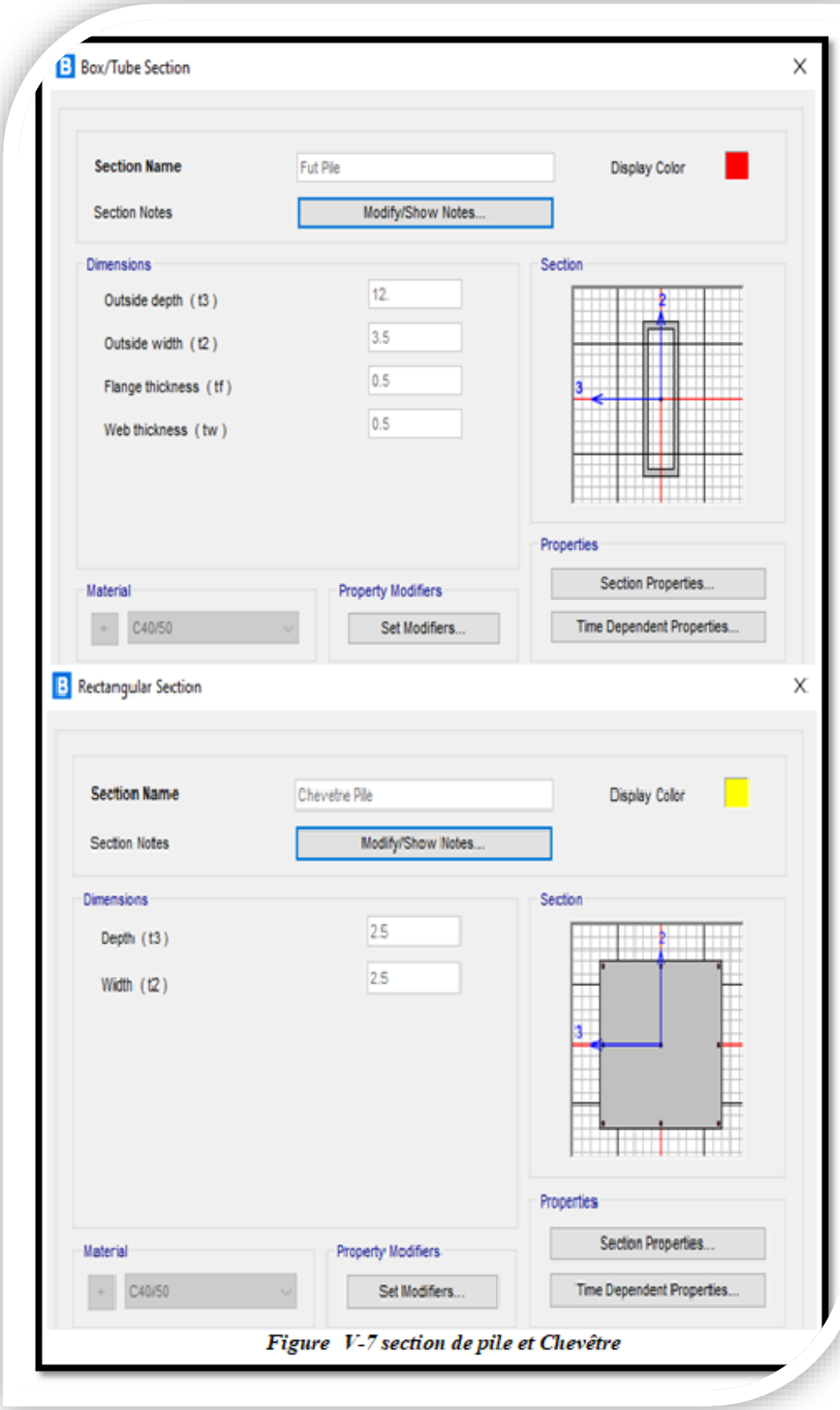



*Figure V-7 section de pile et Chevêtre*

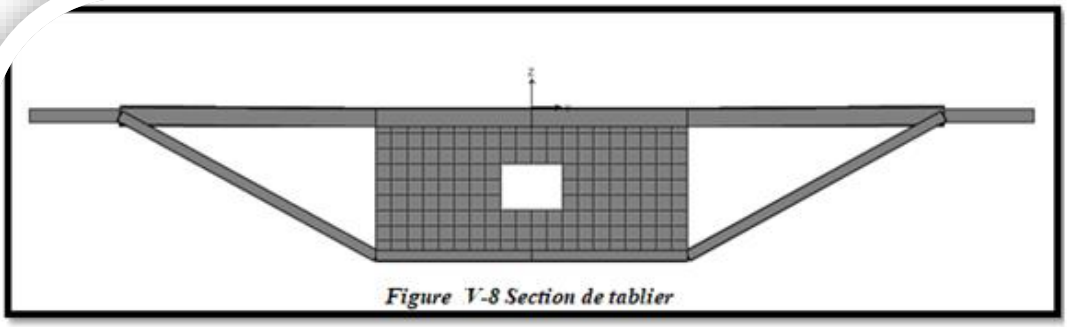


Figure V-8 Section de tablier

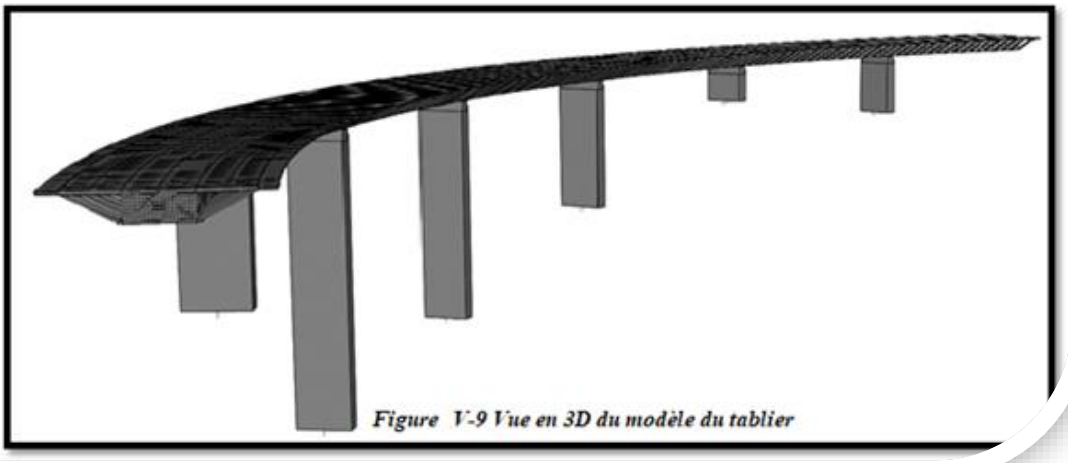


Figure V-9 Vue en 3D du modèle du tablier

## V.2.2 Modélisation des charges et surcharges :

Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008

**A/ Combinaisons d'actions :** Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

| | |
|---|---|
| *ELU* | *1.35*G +1.6*(A(l))* |
| | *1.35*G +1.6*(BC)* |
| | *1.35*G +1.6*(BT)* |
| | *1.35*G +1.35*(MC 120)* |
| | *1.35*G +1.35*(D 240)* |
| *ELS* | *G +1.2*(A(l))* |
| | *G +1.2*(BC)* |
| | *G +1.2*(BT)* |
| | *G + (MC 120)* |
| | *G + (D 240)* |

**B/ Affectation des charges :** Les charges appliquées à l'ouvrage sont dues aux :

- Poids propre PP ;
- Charges supplémentaires CCP ;
- Surcharges.

Les compléments de charges permanentes CCP sont appliquées comme suit :

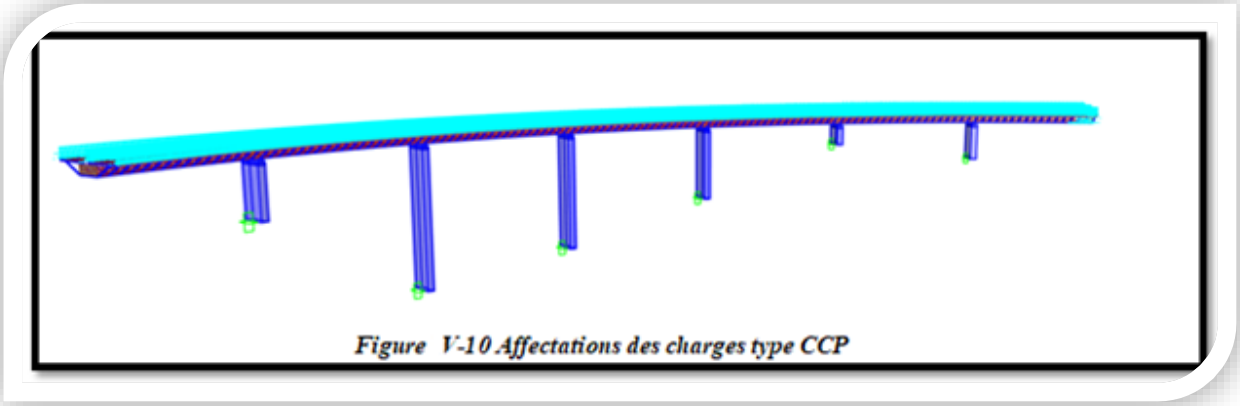


*Figure V-10 Affectations des charges type CCP*

**C/ Système de charge A(L):** Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur les voies.

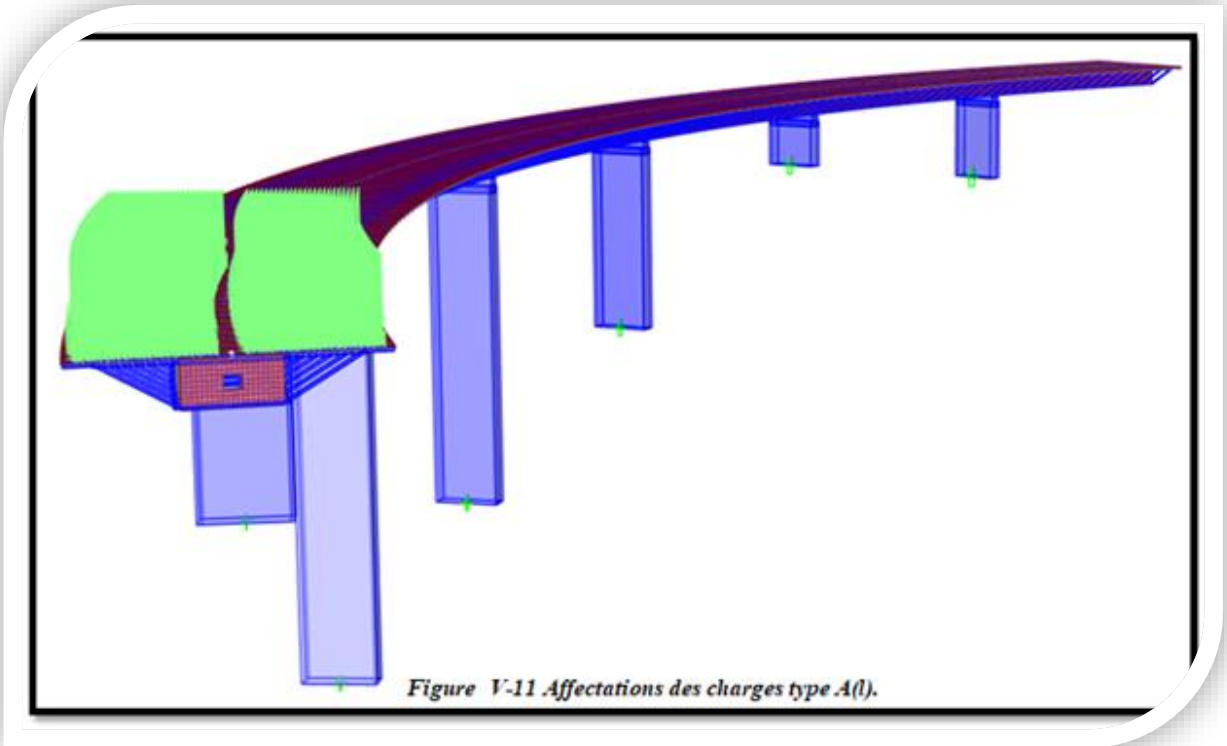


*Figure V-11 Affectations des charges type A(l).*

**E/ Les charges mobiles :** Les charges (BC, Bt, Mc120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

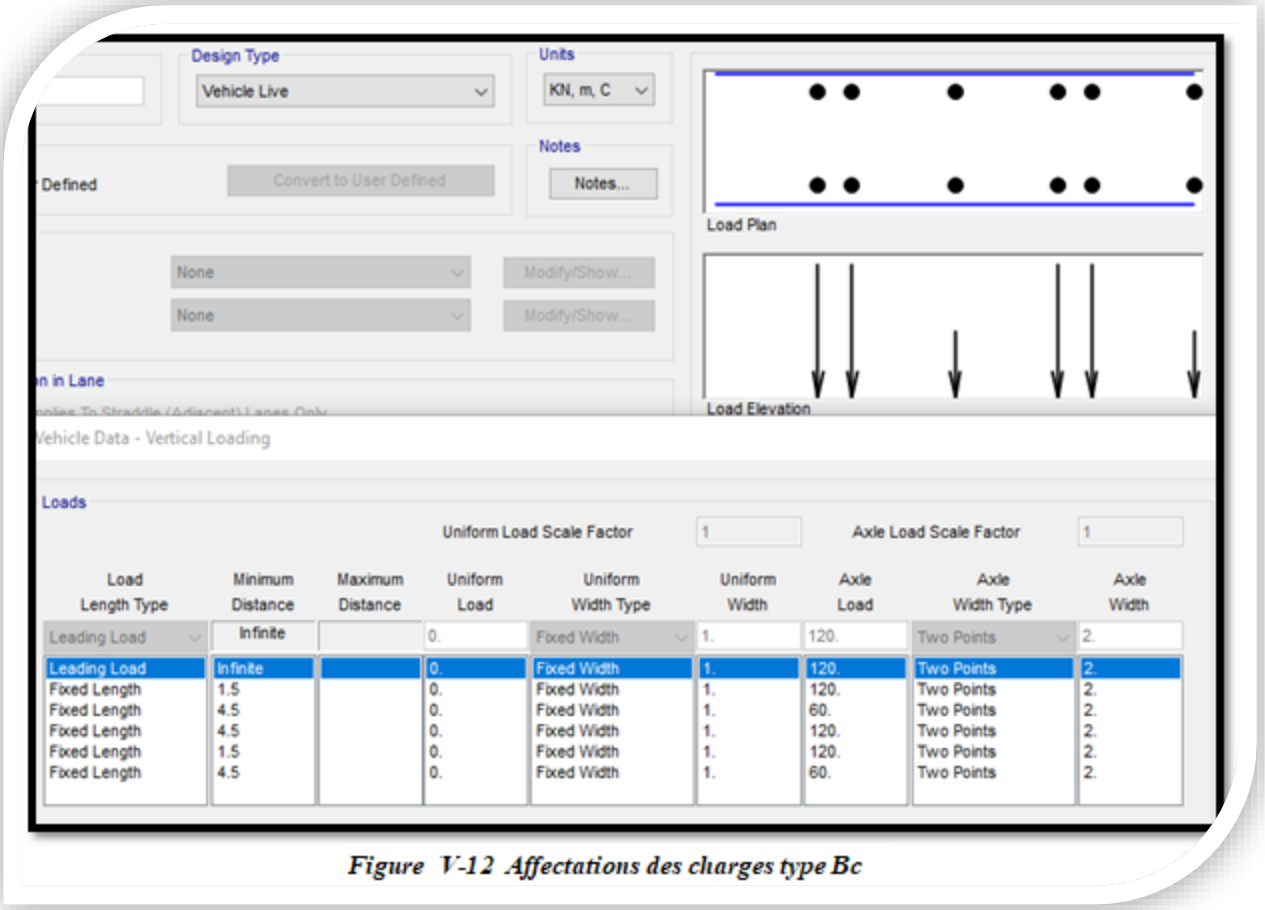



*Figure V-12 Affectations des charges type Bc*

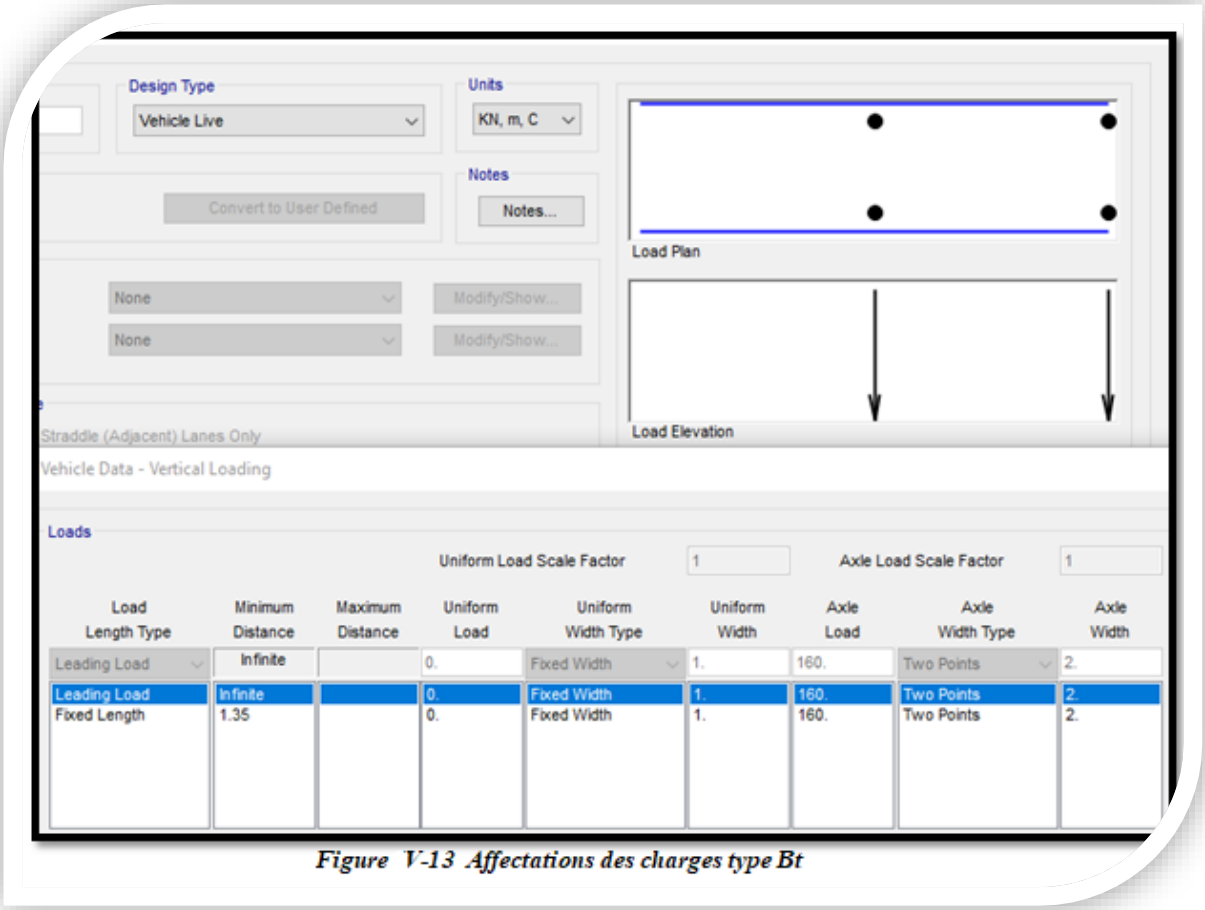



*Figure V-13 Affectations des charges type Bt*

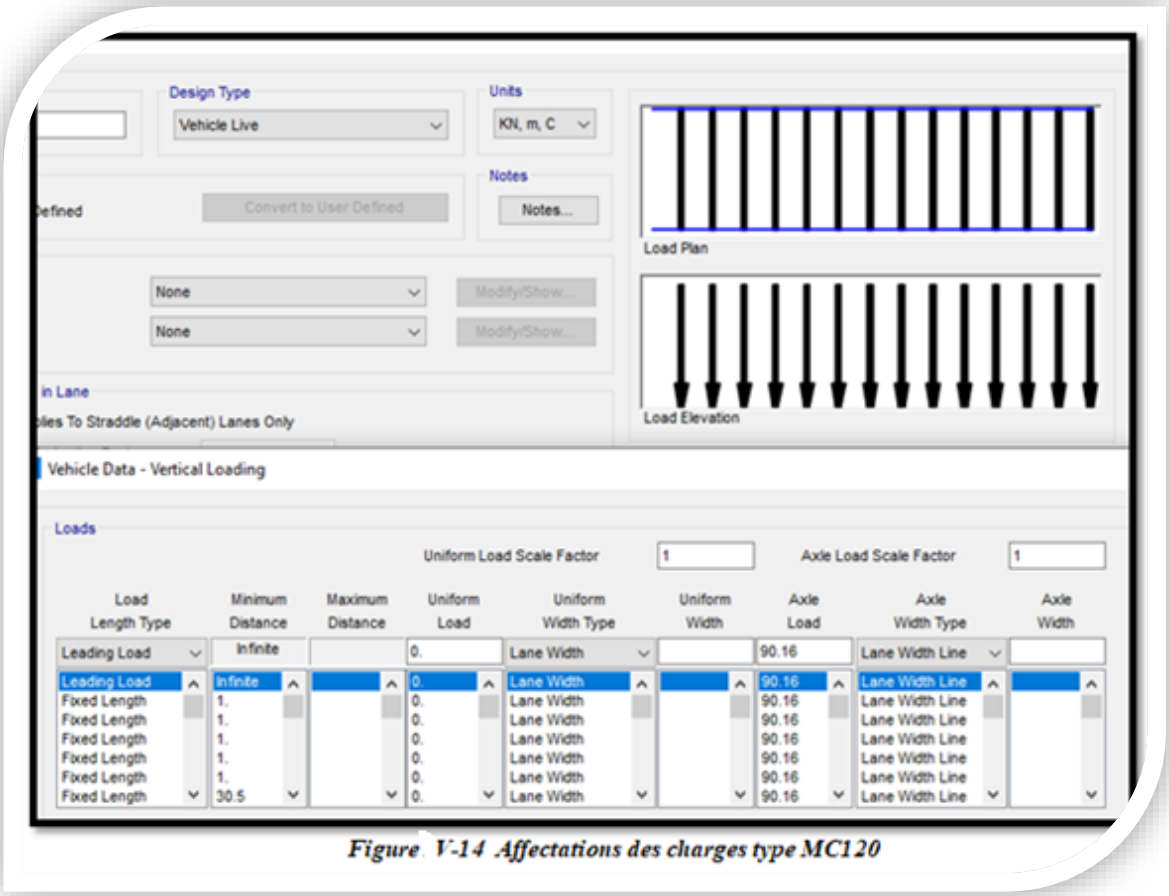



*Figure V-14 Affectations des charges type MC120*

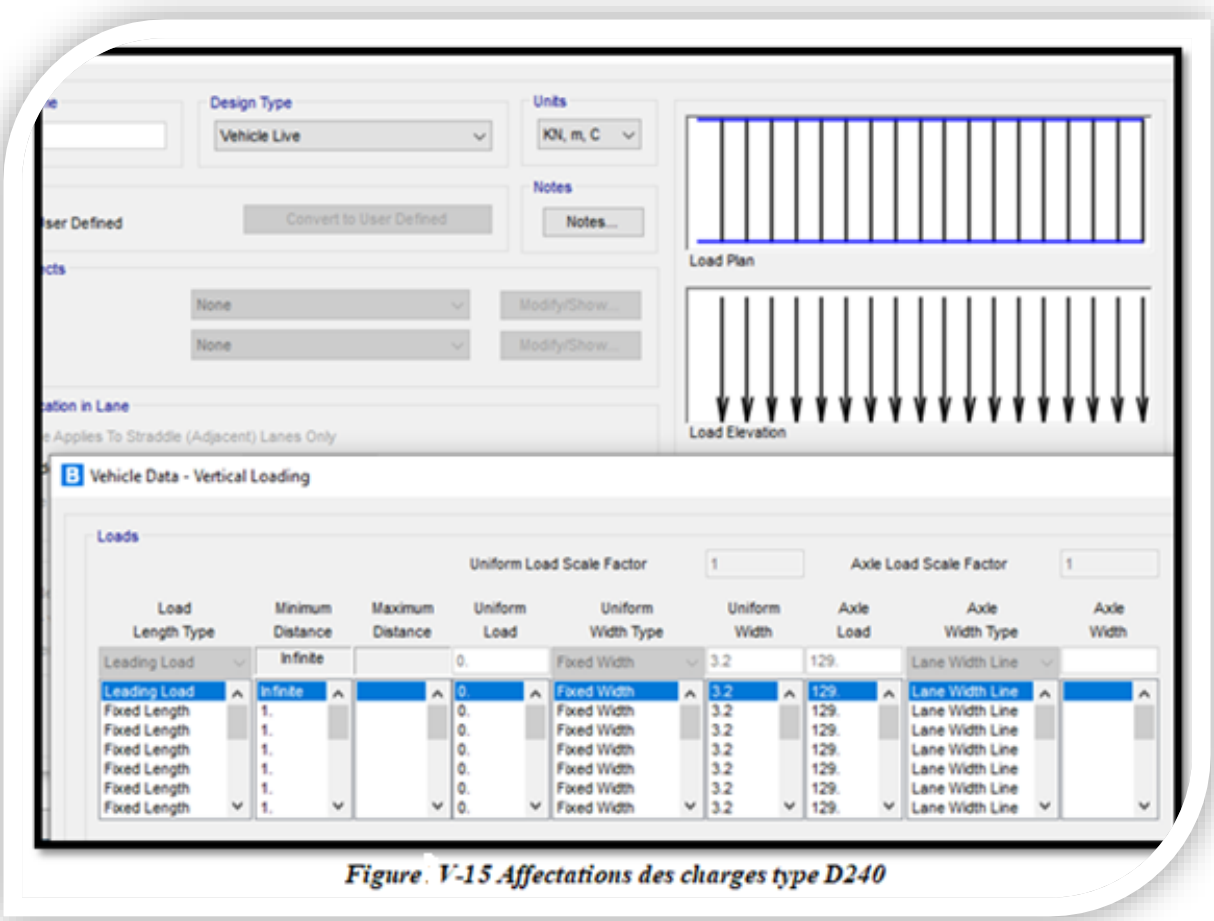



*Figure. V-15 Affectations des charges type D240*

## V.2.3 RESULTATS DE LA MODELISATION :

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

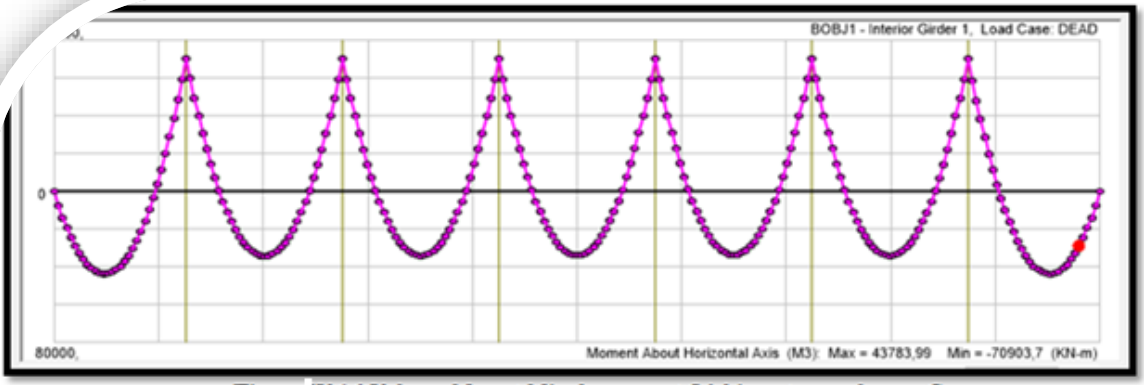



*Figure V-16 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge G*

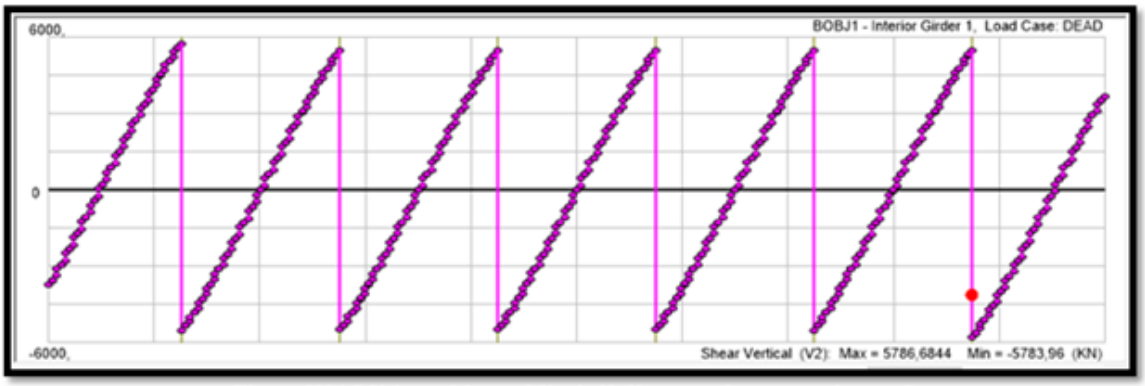



*Figure V-17 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge G*

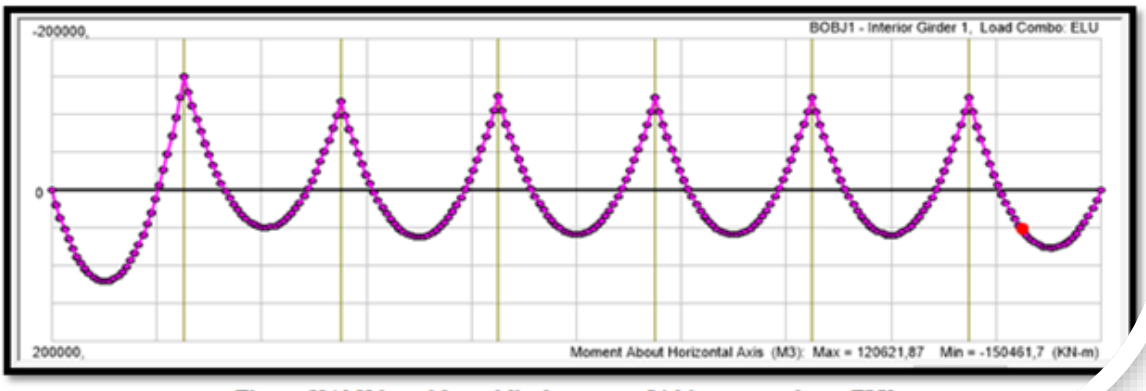



*Figure V-18 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge ELU*

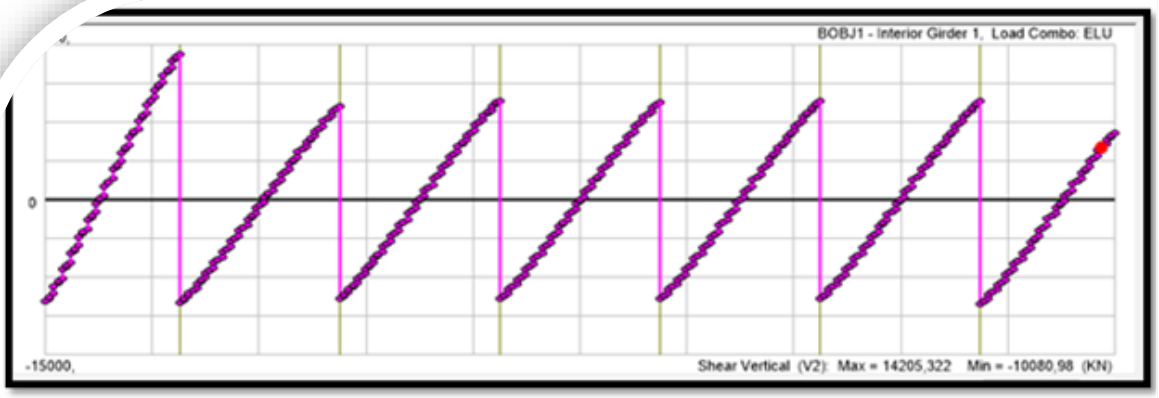



*Figure V-19 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge ELU*

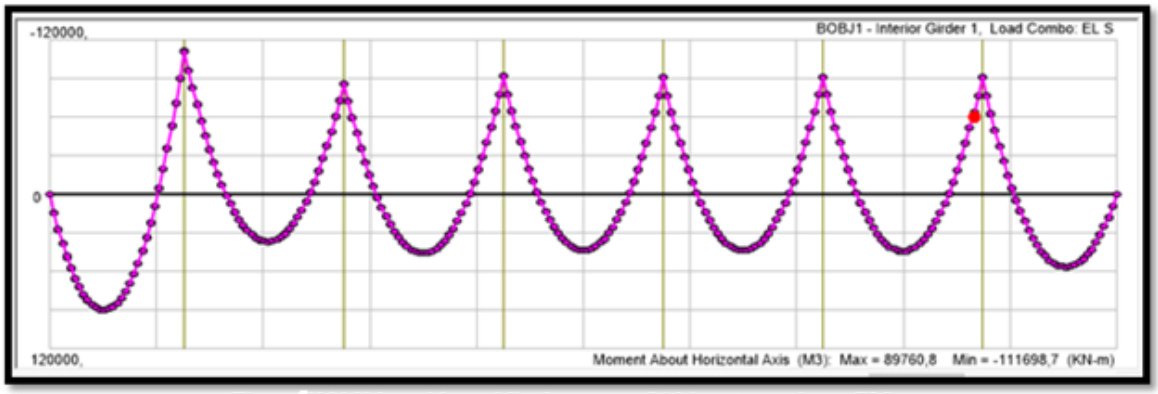



*Figure V-20 Valeurs Max et Min du moment fléchissant sous charge ELS*

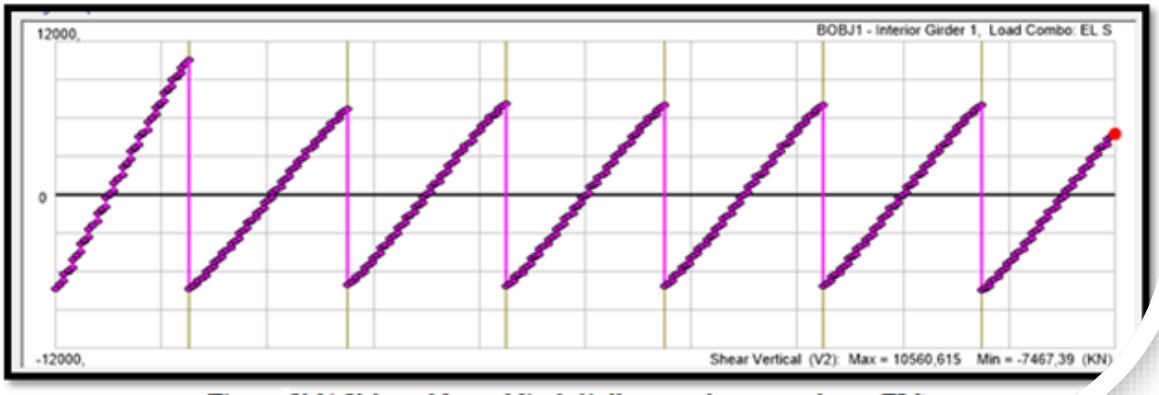



*Figure V-21 Valeurs Max et Min de l'effort tranchant sous charge ELS*

## V.3 VERIFICATIONS A L'ELU DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :

Les différents éléments doivent être en mesure de résister aux sollicitations extérieures qui vont engendrer des contraintes ainsi que des instabilités, c'est pour cela qu'une vérification pour chacun d'entre eux est nécessaire.

## V.3.1 RÉSISTANCE DES SECTIONS TRANSVERSALES:

Dans chaque section transversale, la valeur de calcul d'une sollicitation ne doit pas excéder la résistance de calcul correspondante, et si plusieurs sollicitations agissent simultanément, leurs effets combinés ne doivent pas excéder la résistance pour cette combinaison.

### V.3.1.1 Différentes vérifications qui peuvent avoir lieu :

**A/ A la traction :** Les éléments tendus se rencontrent fréquemment dans les charpentes métalliques sous forme de barre principale dans les structures en treillis, de barre de contreventement dans les palées triangulées et d'élément secondaire tels que les suspentes, tirants et liernes.

Les sections transversales d'un élément tendu sont soumises à une seule sollicitation : un effort normal de traction. Toutes les fibres longitudinales sont donc soumises à une même contrainte qui n'est limitée que par la résistance du matériau : les éléments tendus sont souvent élancés et de section constante, la forme de la section n'ayant que peu d'influence sur la résistance de ces éléments.

Si $\mathbf{N_{Ed}}$ désigne l'effort normal de calcul et $\mathbf{N_{t.Rd}}$, l'effort normal résistant, la condition à vérifier à l'état limite ultime est donnée, d'après l'EN 1993-1-1:2005, par la relation suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \qquad \text{(V.1)}$$

***Avec :***

$\boldsymbol{N_{t.Rd}}$ : *la résistance de la section transversale à la traction* $\boldsymbol{N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_y/\gamma_{M0}}$

$\boldsymbol{A}$ : *l'air de la section.* $\boldsymbol{\gamma_{M0}}$ : *le coefficient partiel pour la résistance des sections transversales, il est pris égal à 1.*

**B/ A la compression :** Lorsqu'une barre est sollicitée par un effort normal de compression, dirigé rigoureusement suivant l'axe neutre, on dit que l'on est en compression simple centrée. La valeur de calcul de l'effort de compression $\mathbf{N_{Ed}}$ dans chaque section transversale doit satisfaire, d'après l'EN 1993- 1-1:2005, la condition suivante : $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$ (V.2)

***Avec :***

$\boldsymbol{N_{c.Rd}}$ *: la résistance de la section transversale à la compression uniforme* $N_{c.Rd} = N_{pl.Rd} = (A.f_y) / \gamma_{M0}$, *pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3.*

$\boldsymbol{N_{pl.Rd}}$ *: l'effort normal plastique résistant de calcul.*

### V.3.1.2 Les vérifications qu'il y a lieu de considérer dans notre cas

Les treillis de contreventement hourizental et vertical et les poutres exterieure qui relient les piéces de pont travaillent en compression et en traction .

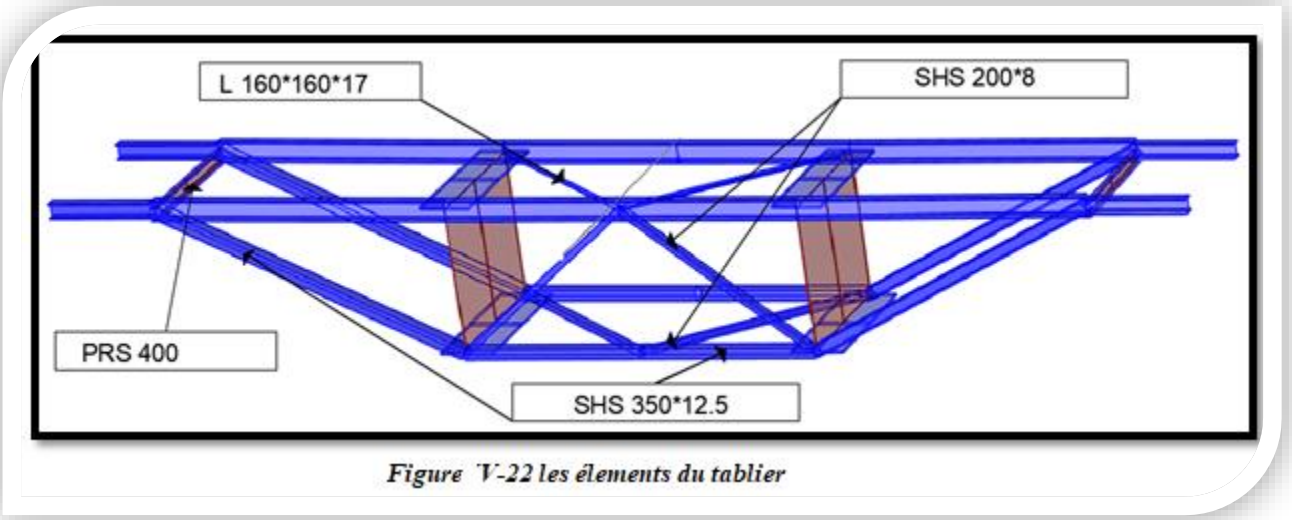


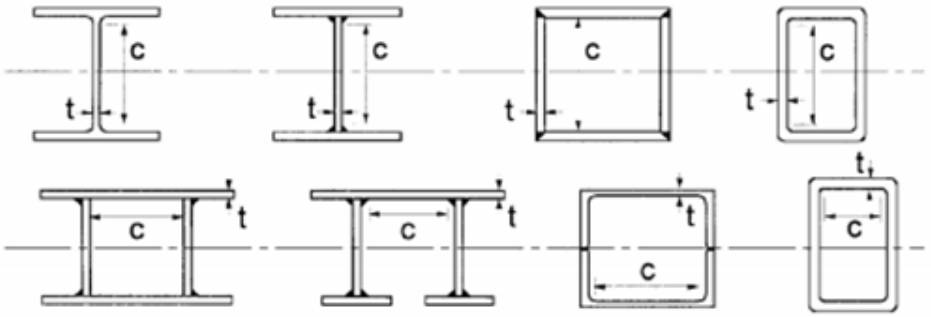

*Figure V-22 les élements du tablier*

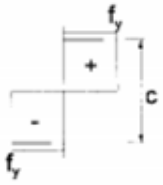
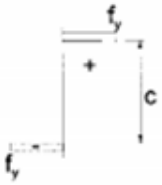
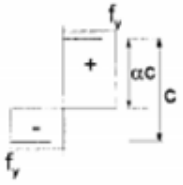
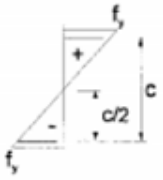
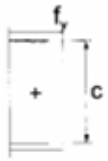
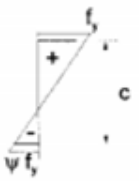
Pour commencer nous allons tout d'abord classifier chaque section, par la suite on abordera chaque élément à part suivant les efforts aux quels il est soumis.

**F/ Classification des sections transversales :** Le dimensionnement aux états limites des éléments des ossatures métalliques introduit le concept de classe de sections transversales des éléments. La classification des sections transversales a pour but, notamment, de prévenir le voilement local par compression des parois des barres comprimées, des poutres fléchies et des éléments fléchis et comprimés en situant son stade d'apparition (en régime plastique ou en régime élastique) dans la courbe de comportement des éléments dont les sections sont soumises à des contraintes normales de compression. Elle permet également de juger la capacité de rotation de rotule plastique des éléments fléchis. La classification des sections transversales permet ainsi, de choisir les critères d'états limites ultimes de résistance en section ou ceux de stabilité des barres comprimées, des poutres fléchies et des éléments fléchis et comprimés. Quatre classes de section sont ainsi définies en fonction des élancements, largeurs et épaisseurs des parois qui les constituent et de la nuance d'acier.

## Classification des parois comprimées internes :

**Parois comprimées internes**




| Classe | Paroi fléchie | Paroi comprimée | Paroi fléchie et comprimée |
|---|---|---|---|
| Distribution des contraintes dans les parois (compression positive) |  |  |  |
| 1 | $c/t \le 72\varepsilon$ | $c/t \le 33\varepsilon$ | lorsque $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$<br>lorsque $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \frac{36\varepsilon}{\alpha}$ |
| 2 | $c/t \le 83\varepsilon$ | $c/t \le 38\varepsilon$ | lorsque $\alpha > 0{,}5 : c/t \le \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$<br>lorsque $\alpha \le 0{,}5 : c/t \le \frac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$ |
| Distribution des contraintes dans les parois (compression positive) |  |  |  |
| 3 | $c/t \le 124\varepsilon$ | $c/t \le 42\varepsilon$ | lorsque $\psi > -1 : c/t \le \frac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$<br>lorsque $\psi \le -1$ [*] : $c/t \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$ |

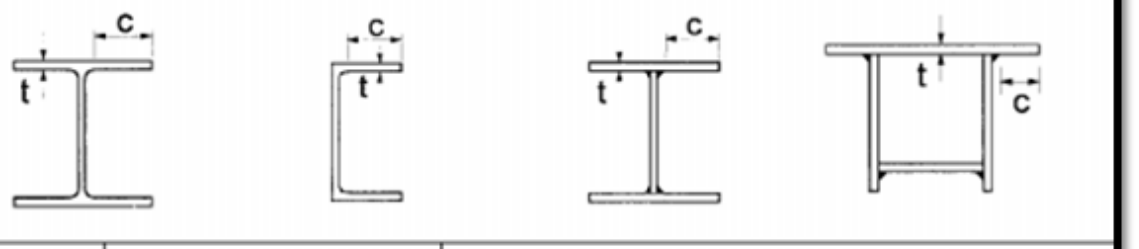
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

| $f_y$ | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\varepsilon$ | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

*Figure V-23 Classification des sections transversales d'après l'EN 1993-1-1:2005.*

## Classification des semelles en console :

**Semelles en console**



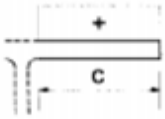
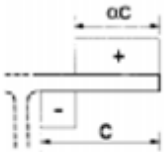
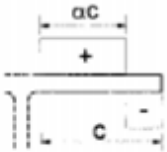
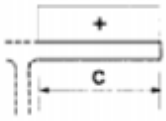
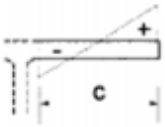
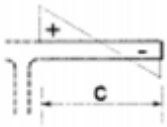

| Classe | Paroi comprimée | Paroi fléchie et comprimée | |
|---|---|---|---|
| | | Extrémité comprimée | Extrémité tendue |
| Distribution des contraintes dans les parois (compression positive) |  |  |  |
| 1 | $c/t \le 9\varepsilon$ | $c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \le \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| 2 | $c/t \le 10\varepsilon$ | $c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ | $c/t \le \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ |
| Distribution des contraintes dans les parois (compression positive) |  |  |  |
| 3 | $c/t \le 14\varepsilon$ | $c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Pour $k_\sigma$, voir l'EN 1993-1-5 | |

*Figure V-24 Classification des sections transversales pour les semelles en console d'après*

***Avec :***

***α :*** *le facteur d'imperfection correspondant à la courbe appropriée de flambement.*

***c :*** *désigne la hauteur de l'âme ou la largeur de la semelle.* ***t :*** *l'épaisseur de la paroi correspondante.* ***ε :*** *coefficient,* $\varepsilon = \sqrt{(235/f\,y)} = 0.81$ *où :* $f_y$ *= 355 MPa.*

| Tableau V.1 Classifications des éléments. | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Section** | **Mode de fonctionnement** | **Critère selon la classe** | | **Résultat** | **Classe** | |
| SHS 350*12.5 | Paroi comprimée | $c/t \leq 33\varepsilon$ | | $26 \leq 26.73$ | 1 | |
| SHS 200*8 | Paroi comprimée | $c/t \leq 33\varepsilon$ | | $23 \leq 26.73$ | 1 | |
| Section L 160*160*17 | Paroi comprimée | / | | / | 4 | |
| Section 400 PRS | Paroi comprimée | Semelle | $c/t \leq 9\varepsilon$ | $5.87 \leq 7.29$ | 1 | 2 |
| | Paroi fléchie | Ame | $c/t \leq 38\varepsilon$ | 30.66 30.78 | 2 | |

**Calcul resistance des sections :** Les elements de tablier cité précédament travaillent en compression et en traction, par conséquent, ils devront être vérifiés vis-à-vis de ces deux efforts selon les formules V.1 et V.2

**Vérification de la section SHS 350*12.5 :**

**a) A la compression :**

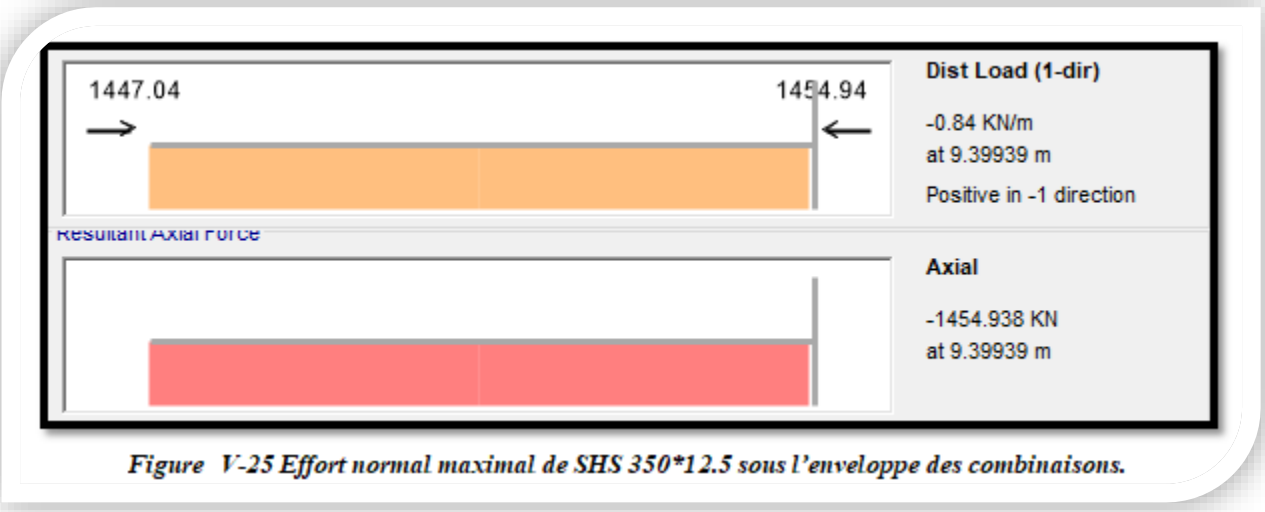



*Figure V-25 Effort normal maximal de SHS 350*12.5 sous l'enveloppe des combinaisons.*

D'après les résultats de logiciel l'effort max est $N_{Ed} = -1454{,}93\ kN$

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16700 * 355}{1} = 5928.5\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{1454{,}93}{5928.5} = 0.24 \leq 1 \qquad \textbf{CONDITION VERIFIER}$$

**b) A la traction :**

Cette section ne travaille pas a la traction $N_{Ed} = 0\ kN$

**Vérification de la section SHS 200*8 :**

**a) A la compression :**




*Figure V-26 Effort normal maximal de SHS 200*8 sous l'enveloppe des combinaisons.*

D'après les résultats de logiciel l'effort max $N_{Ed} = -701.39\ kN$

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6080 * 355}{1} = 2158.4\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{701.39}{2158.4} = 0.32 \leq 1$$ **CONDITION VERIFIER**

**b) A la traction :**

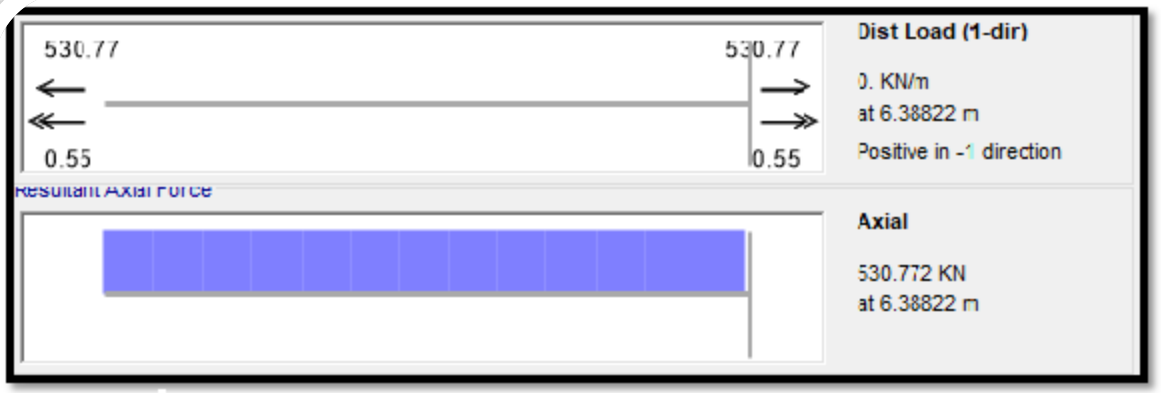



*Figure V-27 Effort normal maximal de SHS 200*8 sous l'enveloppe des combinaisons*

D'après les résultats de logiciel l'effort max $N_{Ed} = 530.77\ kN$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6080 * 355}{1} = 2158.4\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{530.77}{2158.4} = 0.24 \leq 1$$ **CONDITION VERIFIER**

**Vérification de la section L 160*160*17 :**

**a) A la compression :**

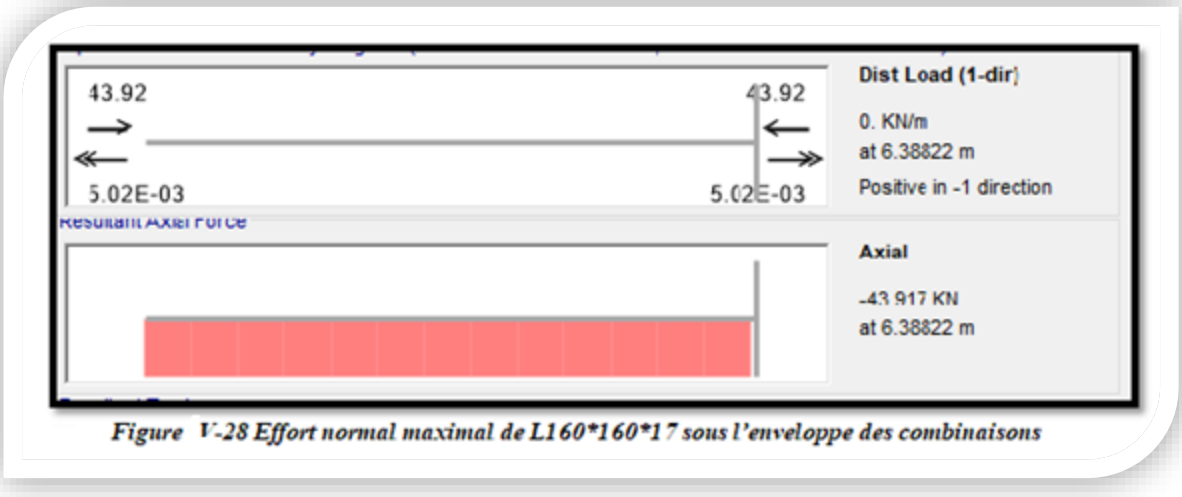



*Figure V-28 Effort normal maximal de L160*160*17 sous l'enveloppe des combinaisons*

D'après les résultats de logiciel $N_{Ed} = -43.91kN$

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A_{eff} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5000 * 355}{1} = 1775.00\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{43.91}{1839.610} = 0.023 \leq 1$$ **CONDITION VERIFIER**

**b) A la traction :** D'après les résultats de logiciel $N_{Ed} = 108.19\ kN$

$$N_{t.Rd} = Min[N_{pl}; N_u; N_{net}]$$

Dans notre cas $\mathbf{N_{t.Rd} = N_u}$

$$N_u = \frac{0.9 * A * f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 * 5182 * 355}{1.25} = 1193.2\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{108.19}{1193.2} = 0.09 \leq 1$$ **CONDITION VERIFIER**

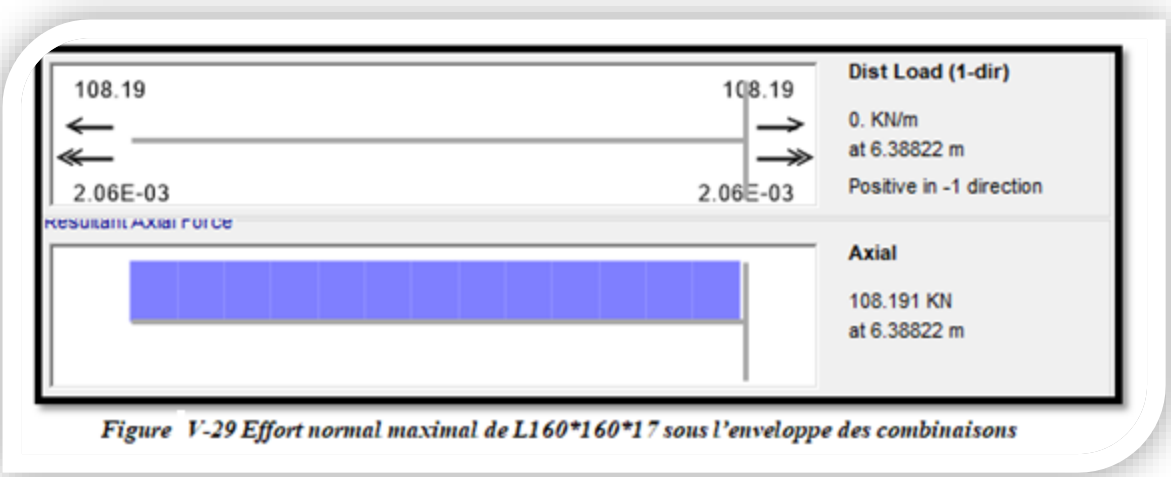



*Figure V-29 Effort normal maximal de L160*160*17 sous l'enveloppe des combinaisons*

## V.3.2 RÉSISTANCE AUX INSTABILITÉS :

**Flambement :** Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparait alors une grande déformation, dont la nature n'est pas compatible avec l'effort de compression appliqué à la barre qui logiquement produirait plutôt un raccourcissement, et dont la valeur est disproportionnée au regard de l'augmentation de la valeur de l'effort qui la produit. Cette déformation a les traits caractéristiques d'une instabilité de forme, cette instabilité prend le nom de **flambement.**

Pour le projeteur de charpentes métalliques, il est évident que l'utilisation de barres susceptibles de flamber sous l'action des charges extérieures est à proscrire et que par conséquent une étude du flambement s'impose chaque fois qu'il traite les barres comprimées.

Le risque de flambement n'est à considérer que si l'élancement réduit est supérieur à 0.2 ($\bar{\lambda} > 0.2$). Dans ce cas, la valeur de calcul $N_{Ed}$ de l'effort de compression simple doit satisfaire, selon l'**EN 1993-1-1:2005**, la condition :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

**Où :**

$N_{Ed}$ : la valeur de calcul de l'effort de compression.

$N_{b,Rd}$: la résistance de calcul de la barre comprimée au flambement.

$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}}$ , pour les sections transversales de classe 1,2 et 3

***Avec :***

$\chi$ : *le coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.*

$\gamma_{M1}$ *: le coefficient partiel de la résistance des barres aux instabilités qui est pris égal à 1.10.*

Pour les éléments à section transversale constante, sollicités en compression axiale constante, la valeur de $\chi$ pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}$, peut être déterminée par la formule ci-dessous, comme elle peut aussi être tirée **directement de la courbe de flambement** concernée *:*

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\phi = 0.5 * (1 + \alpha * (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

$\bar{\lambda} = \sqrt{A * f_y / N_{cr}}$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3

**$N_{cr}$ :** l'effort normal critique de flambement élastique .

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{{L_K}^2}$$

$L_K$ : étant la longueur de flambement, elle peut être déterminée pour les éléments comprimés des ponts selon l'expression :$L_K = K * L$ . «$L$» étant la longueur de l'élément et « $K$ » est le coefficient de longueur de flambement.

$\alpha$ : le facteur d'imperfection.

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe appropriée de flambement qui prend les valeurs suivantes :

***Tableau V-2 Facteur d'imperfection pour les courbes de flambement d'après l'EN 1993-1-1:2005.***

| ***Courbe de flambement*** | ***$a_0$*** | ***a*** | ***b*** | ***c*** | ***d*** |
|---|---|---|---|---|---|
| ***Facteur d'imperfection α*** | *0.13* | *0.21* | *0.34* | *0.49* | *0.76* |

La courbe de flambement appropriée doit être déterminée d'après le tableau qui sera donné ci-dessous.

Le choix de la courbe de flambement est fonction :

- Du type de la section transversale.
- Des dimensions de la section transversale.
- De l'axe de flambement.

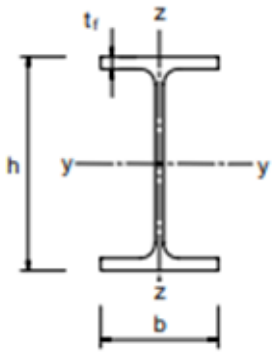
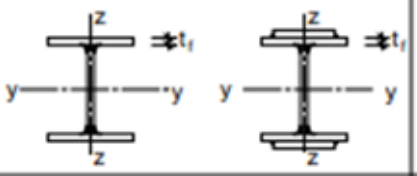
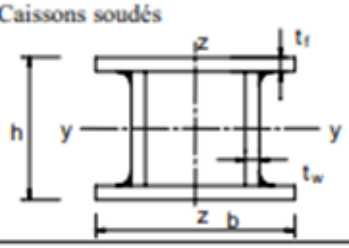
| Section transversale | Limites | Flambement selon l'axe | Courbe de flambement S 235 S 275 S 355 S 420 | Courbe de flambement S 460 |
|---|---|---|---|---|
| Profilés laminés  | h/b > 1,2 $t_f \leq 40mm$ | y - y | a | $a_0$ |
| | | z - z | b | $a_0$ |
| | $40mm < t_f \leq 100mm$ | y - y | b | a |
| | | z - z | c | a |
| | h/b ≤ 1,2 $t_f \leq 100mm$ | y - y | b | a |
| | | z - z | c | a |
| | $t_f > 100mm$ | y - y | d | c |
| | | z - z | d | c |
| Profils en I soudés  | $t_f \leq 40mm$ | y - y | b | b |
| | | z - z | c | c |
| | $t_f > 40mm$ | y - y | c | c |
| | | z - z | d | d |
| Profils creux  | Laminés à chaud | quelconque | a | a |
| | Formés à froid | quelconque | b | b |
| Caissons soudés  | En général (sauf comme ci-dessus) | quelconque | b | b |
| | Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | y - y | c | c |
| | | z - z | c | c |
| Profils en U, en L, en T et profils pleins  | | quelconque | c | c |

*Figure V-30*

*Choix de la courbe de flambement pour une section transversale, d'après l'EN 1993-1-1:2*

Les courbes de flambement sont les courbes donnant le coefficient de réduction $\chi$ en fonction de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ .

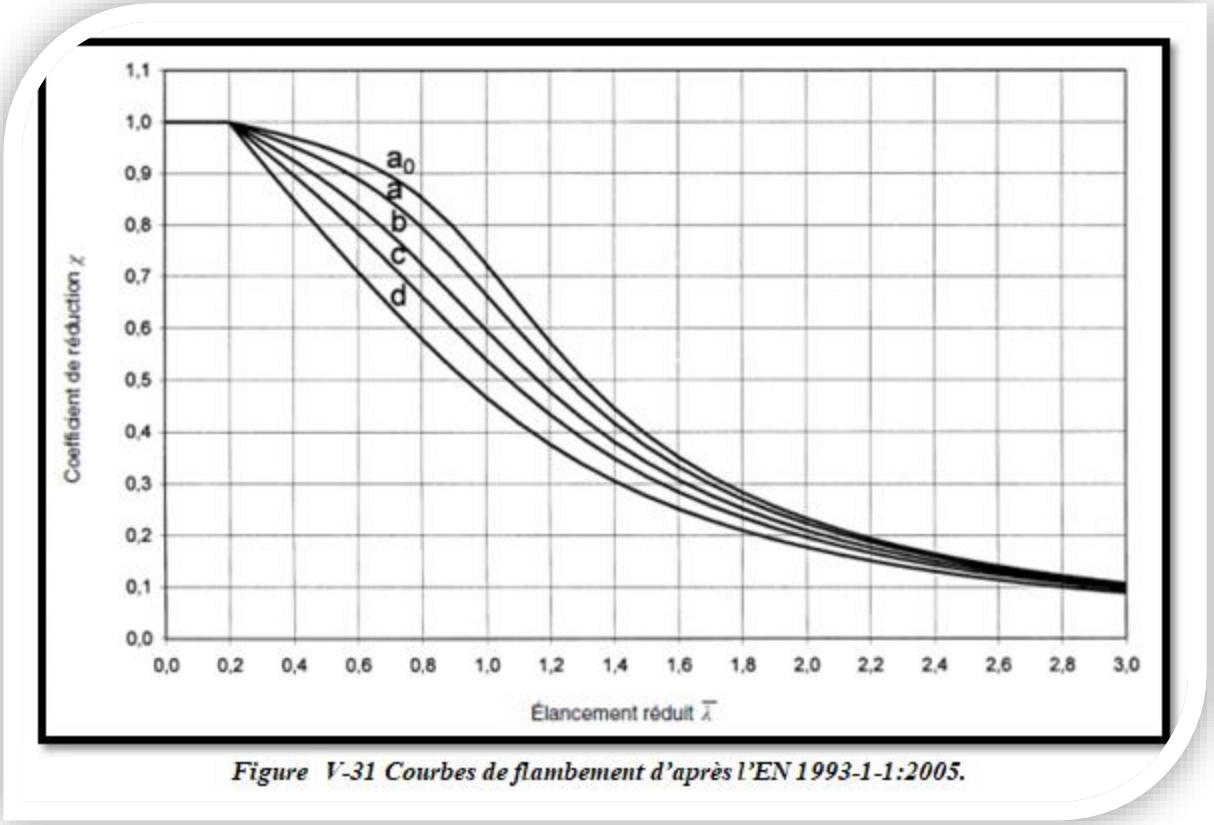



*Figure V-31 Courbes de flambement d'après l'EN 1993-1-1:2005.*

**Vérification des instabilités aux Flambement**

**A/ La section SHS 350*12.5 :**

$$L_K = K * L = 0.9 * 9.39 = 8.45\ m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{{L_K}^2} = \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^8 * 3.208 * 10^{-4}}{8.45^{\,2}} = 9302.49\ KN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{167 * 10^2 * 355}{9302.49 * 10^3}} = 0.79 > 0.2$$

***D'ou la vérification au flambement est* nécessaire.**

D'après l'interpolation on obtient $\chi$ =0.72

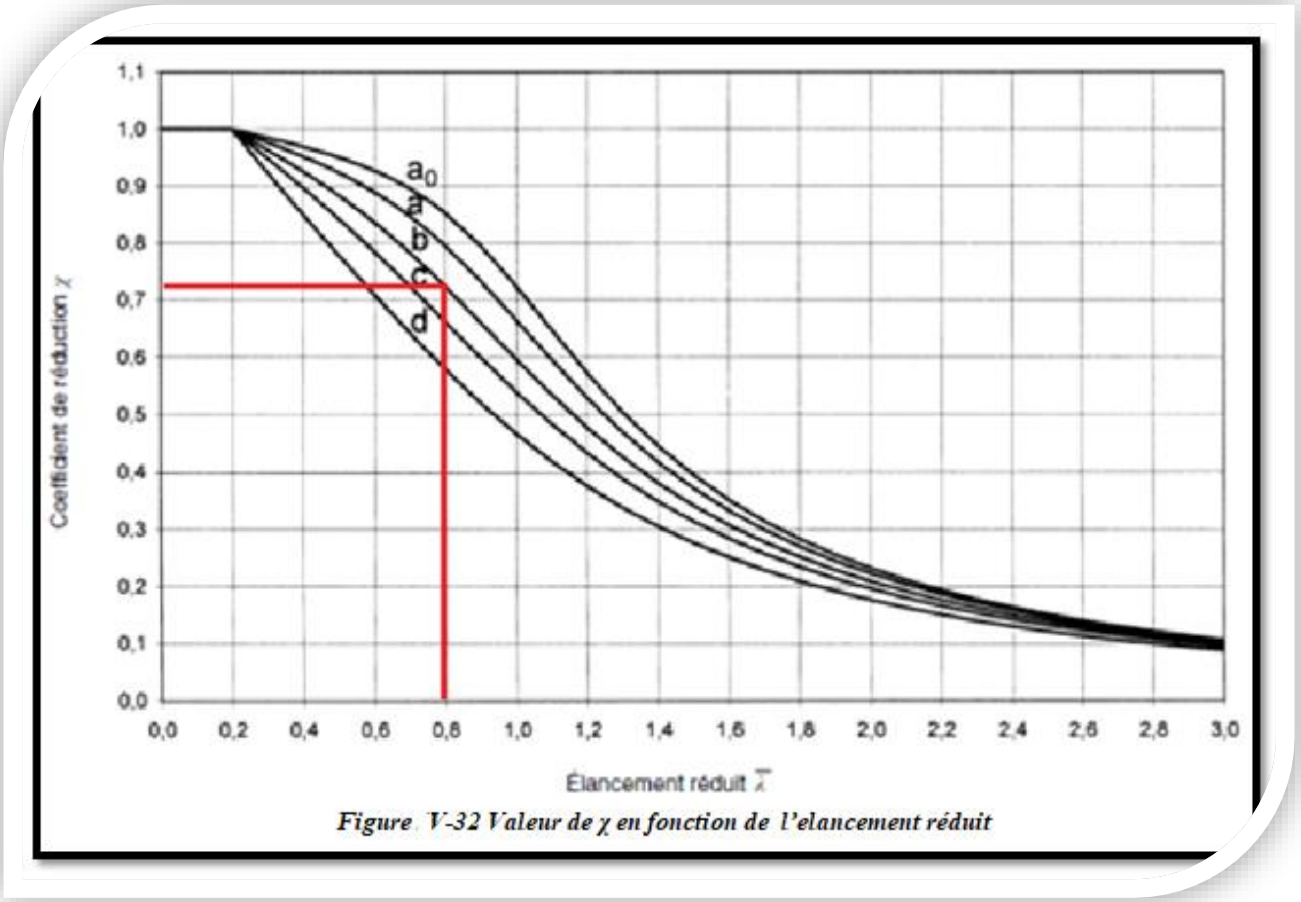



*Figure V-32 Valeur de $\chi$ en fonction de l'elancement réduit*

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.72 * 167 * 10^2 * 355}{1.1} = 3880.47\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{1454.93}{3880.47} = 0.37 \leq 1$$ ***CONDITION VERIFIER***

**B/ La section SHS 200*8 :**

$$L_K = K * L = 0{,}9 * 6{,}42 = 5.77\ m$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{{L_K}^2} = \frac{3.14^2 * 2.1 * 10^8 * 3.78 * 10^{-4}}{5.77^2} = 23532.02\ KN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{60{,}8 * 10^2 * 355}{23532.02 * 10^3}} = 0.30 > 0.2$$

***D'ou la vérification au flambement est* nécessaire.**

$$\boldsymbol{\phi = 0.5 * \left(1 + \alpha * \left(\bar{\lambda} - 0.2\right) + \bar{\lambda}^2\right)} = 0.5 * (1 + 0.34 * (0.30 - 0.2) + 0.30^2) = \mathbf{0.56}$$

$$\boldsymbol{\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.56 + \sqrt{0.56^2 - 0.30^2}} = 0.96}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi * A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.96 * 60{,}8 * 10^2 * 355}{1.1} = 1883.69\ kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{701.39}{1883.69} = 0.37 \leq 1 \qquad \textbf{CONDITION VERIFIER}$$

### 1) Vérification de la section L 160*160*17 :

Pour les sections transversales de classe 4 $N_{b,Rd} = \frac{\eta_j * \chi * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}}$

$$A_{eff} = A - (1 - \rho_1) t b_{p1} - (1 - \rho_2) t b_{p2}$$

***Avec :***

$b_{p1} = h - 2t = 126\ mm$ , $b_{p2} = b - 2t = 126\ mm$, $A_{p1} = \left(\frac{b_{p1}}{t}\right) * \left(\frac{0.054}{\varepsilon}\right) = 0.49$

$A_{p2} = \left(\frac{b_{p2}}{t}\right) * \left(\frac{0.054}{\varepsilon}\right) = 0.49$, $\rho_1 = 1$ *lorsque* $A_{p1} \leq 0{,}673$, $\rho_2 = 1$ *lorsque* $A_{p2} \leq 0{,}673$

**D' ou**

$$A_{eff} = A - (1 - \rho_1) t b_{p1} - (1 - \rho_2) t b_{p2} = 5182\ mm^2$$

$$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A} = 1$$

$$\Lambda = \frac{b_p}{t} \sqrt{\frac{2.6 * f_y * \beta_A}{E}} = 0.49$$

$$k = 0.7 + \left(\frac{0.35}{\Lambda}\right) = 1.41\ l'axe\ VV$$

$$k = 0.7 + \left(\frac{0.58}{\Lambda}\right) = 1.88\ l'axe$$

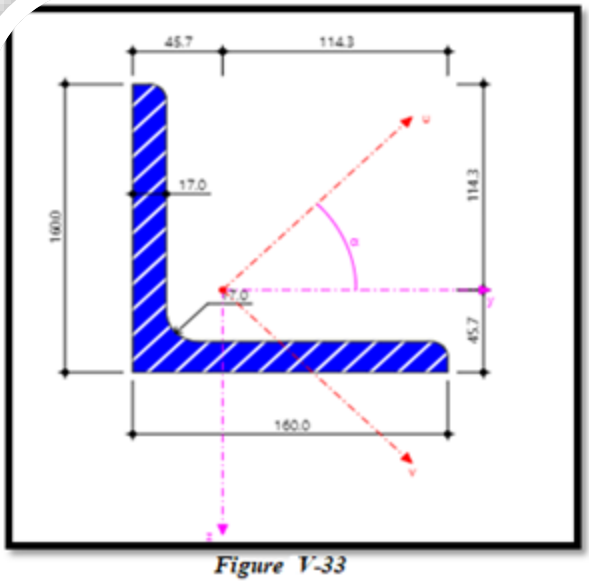



*Figure V-33*
*Caractéristiques geométrique de section transversal*

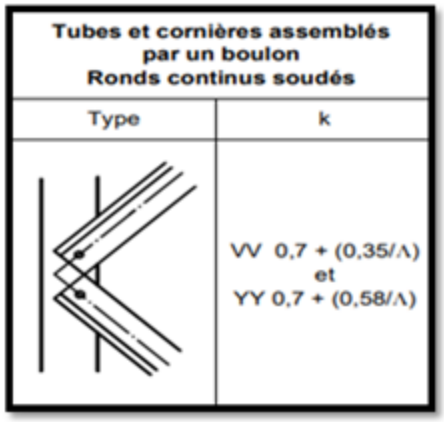



*Figure V-34 Coefficient de réduction*

| *Tableau V-3 Vérification du voilement de la section L.* | | |
|---|---|---|
| | $l'axe\ VV$ | $l'axe\ UU$ |
| $\lambda = k * \Lambda$ | *0.7* | *0.92* |
| $\chi$ | *0.78* | *0.65* |
| $N_{b,Rd} = \frac{\eta_j * \chi * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}}$ | 1043.56 *kN* | 869.6 |
| $\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}$ | $0.04 \leq 1$ | $0.05 \leq 1$ |
| ***Observation*** | ***OK*** | ***OK*** |

# V.4 VÉRIFICATION DES SECTIONS MIXTES

## V.4.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul.

## V.4.2 CALCULE DE SECTION MIXTE :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, on définit tout d'abord certaines notions et hypothèse de calcule qui seront utiles pour la suite.

### V.4.2.1 Hypothèses de calcul d'une section mixte :

Nous supposerons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelés « **Connecteurs ».**
- L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de Hook

D'après la première hypothèse on a la déformation d'acier est égal à la déformation de béton

$$\varepsilon_a=\varepsilon_b \text{ donc : } \sigma_a/E_a=\sigma_b/E_b \Longrightarrow \sigma_a/\sigma_b=E_b/E_a=n$$

Tel que :

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

*Tableau V-4 La variation du coefficient n en fonction de la charge appliquée*

| *Sollicitation* | *Chargement* | *n* |
|---|---|---|
| ***Charge instantanée*** | *Surcharge* | *6* |
| ***Charge de longue durée*** | *Charge permanente* | *18* |
| ***Effets différés*** | *retrait* | *15* |

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.4.2.2 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.

**Hypothèse de calcul** :

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

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx du au retrait peut se faire librement.

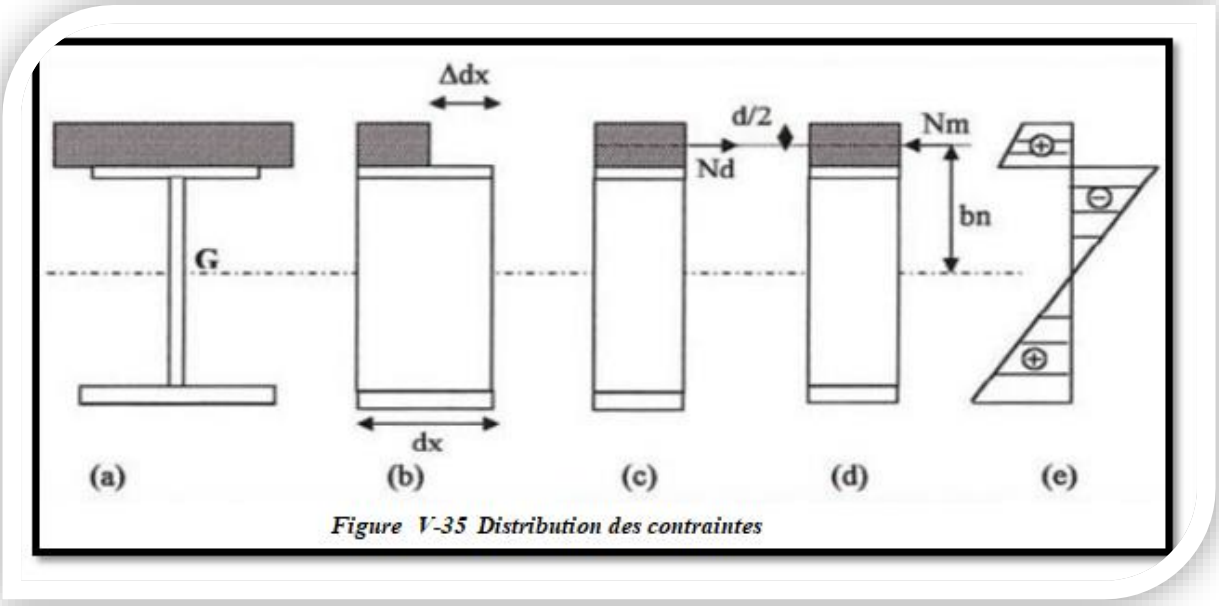



*Figure V-35 Distribution des contraintes*

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte σb qui vaut :

$\sigma_b = \varepsilon_r . E_b$ Avec: $E_b = E_a / n$ $\varepsilon_r$: coefficient de retrait.

En considérant que $\Delta dx = \varepsilon_r .dx$, avec εr qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 2 x10^{-4}$ . 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) : $M_m = N_m.b_n = \sigma_b.\omega$

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 : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = - \eta.\beta. \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = - \eta.(\sigma_b. w/I).V_a$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta. \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m.b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = (\sigma_b. w/I).V_b$

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : $\sigma_a = - \eta.\beta. \sigma_b - \eta. (\sigma_b. w/I).V_a$
- Dans le béton : $\sigma_{b1} = \beta. \sigma_b - (\sigma_b. w/I).V_b$

***Avec :***

$\boldsymbol{\beta} = A_{beton} /( A_{beton} + A_{acier}) = A_{beton15}/( A_{beton15}+A_{acier})$ .

$\mathbf{A_{beton15}}$: Section du béton rendue homogène pour **n = 15**.

**w** : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravite de la section mixte pour n=15.

### V.4.2.3 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 (ΔT>0°C), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique.

***Avec***

$\varepsilon_t$ **:** *coefficient de retrait dû à la différence de température.* $\varepsilon_t = 10^{-4}$

Dans le cas où la dalle est plus chaude (ΔT< 0°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 = 6

**V.4.2.3.1 Calcul de la contrainte due à ΔT :**

$\sigma_{b0} = \varepsilon_t . E_a / n$ avec : n = 6.

$\sigma_{b0} = (\pm 10^{-4} \times 2.1.10^5)/6 = \pm 3.5 N/mm^2$

**Les contraintes dans le béton sont :**

$$\sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b1} = -\beta . \sigma_{b0}$$

$$\sigma_{b2} = -(\frac{M_m}{I})v_b = -\frac{\sigma_{b0} W_6}{I} v_b$$

$$\Rightarrow \sigma_{bT} = (1-\beta).\sigma_{b0} - \frac{\sigma_{b0} W_6}{I} v_b$$

**Les contraintes dans l'acier sont :**

$$\sigma_{a0}$$

$$\sigma_{a1} = -\eta.\beta.\sigma_{b0}$$

$$\sigma_{a2} = -\eta(\frac{M_m}{I}).v_a = -\eta \frac{\sigma_{b0} W_6}{I} v_a$$

$$\Rightarrow \sigma_{aT} = (1-\beta).\sigma_{b0} - \eta \frac{\sigma_{b0} W_6}{I} v_a$$

***Avec :***

***$W_6$** : Moment statique de la section homogénéisée pour n= 6. **I** : Moment d'inertie de la section mixte pour n= 6. **A** : Section d'acier. **B** : Section du béton.*

## V.4.2.4 Etude des efforts appliqués à la section mixte :

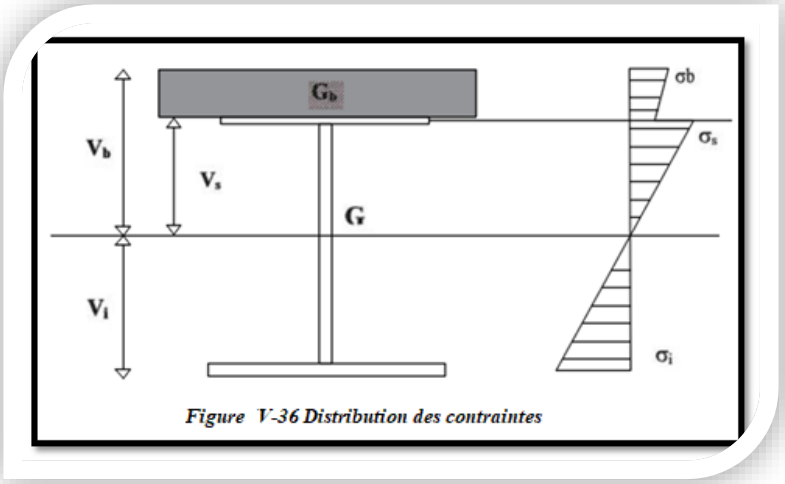



*Figure V-36 Distribution des contraintes*

Les formules de NAVIER sont applicables à condition de tenir compte de l'homogénéité de la section, les contraintes sont données par les relations suivantes :

- Acier : Fibre supérieur : $\sigma s = (M.Vs)/I$.
- Acier : Fibre inférieur : $\sigma i = (M.Vi)/I$.
- Béton : $\sigma b = (1/n).(M.Vi)/I$

### V.4.2.5 Détermination les caractéristiques des sections :

#### V.4.2.5.1 Caractéristiques géométriques de section d'acier :

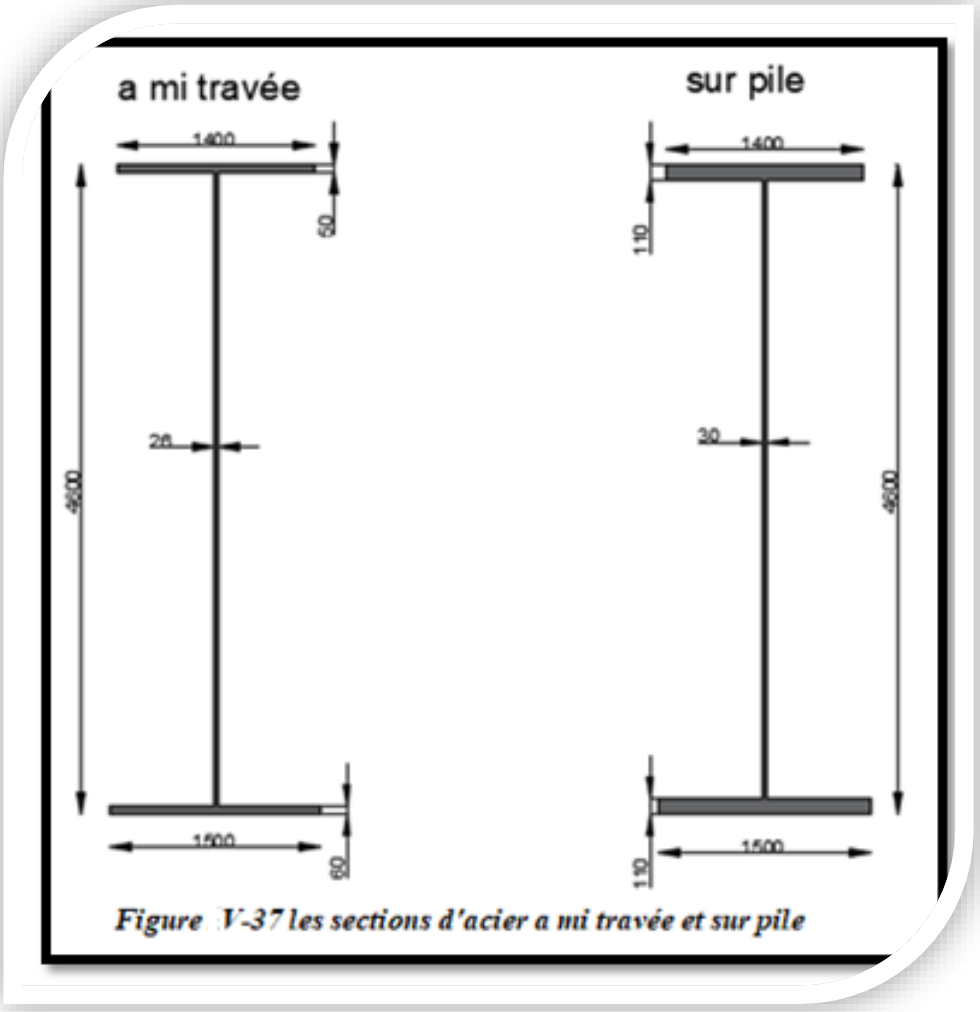



*Figure V-37 les sections d'acier a mi travée et sur pile*

| Tableau V.5 Caractéristiques géométriques de la section acier sur pile | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Acier** | **Dimention** | **A(cm²)** | **y'a(cm)** | **S(Δ)** | **A*y²(cm⁴)** | **I0(cm⁴)** | **I(Δ)(cm⁴)** |
| **Bs** | 1400x110 | 1540 | 454.50 | 699930 | 318118185 | 15528 | 318133713 |
| **ame** | 4380x30 | 1314 | 230 | 302220 | 69510600 | 21006918 | 90517518 |
| **BI** | 1500x110 | 1650 | 5.5 | 9075 | 49913 | 16638 | 66550 |
| ∑ | / | **54504** | | **1011225** | **387678698** | | **408717781** |
| **y'a=SΔ/A=** | **224.5** | **ya=** | **235.5** | | | | |
| **IGa=IΔ-SΔ.ya'=** | **181680481** | | | | | | |

| Tableau V-6 Caractéristiques géométriques de la section acier a mi travée | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Acier** | **Dimention** | **A(cm²)** | **y'a(cm)** | **S(Δ)** | **A*y²(cm^4)** | **I0(cm^4)** | **I(Δ)(cm4)** |
| **Bs** | 1400*50 | 700 | 457.50 | 320250 | 146514,375 | 1458.33 | 146515833 |
| **ame** | 4490*26 | 1167.4 | 230.5 | 269085.7 | 62024254 | 19612417 | 81636671 |
| **BI** | 1500*60 | 900 | 3 | 2700 | 8100.00 | 2700 | 10800.00 |
| ∑ | / | **2767.40** | | **592035.7** | **208546729** | | **228163304** |
| **y'a=SΔ/A=** | **213.93** | **ya=** | **246.07** | | | | |
| **IGa=IΔ-SΔ.ya'=** | **101507862.51** | | | | | | |

### V.4.2.5.2 Caractéristiques géométriques de section de béton :

**Largeur efficace de la dalle :** La répartition des contraintes normales dans une section transversale n'est pas uniforme, car plus une fibre longitudinale de la dalle est éloignée transversalement de l'âme métallique, plus elle présente un retard de déformation sur la fibre centrale. Ce phénomène est appelé traînage de cisaillement. Afin de le prendre en compte dans les calculs, on définit des largeurs efficaces pour la dalle.

$$\mathbf{b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}}$$

***Avec :***

$b_{ej} = min\left(\frac{Le}{8}; b_j\right)$ ; ***Le*** *: les portées équivalentes.*

$\beta j = 0.55 + 0.025\frac{Le}{bej}$ *au niveau de culées* ; $\beta_j = 1$ *ailleurs.*

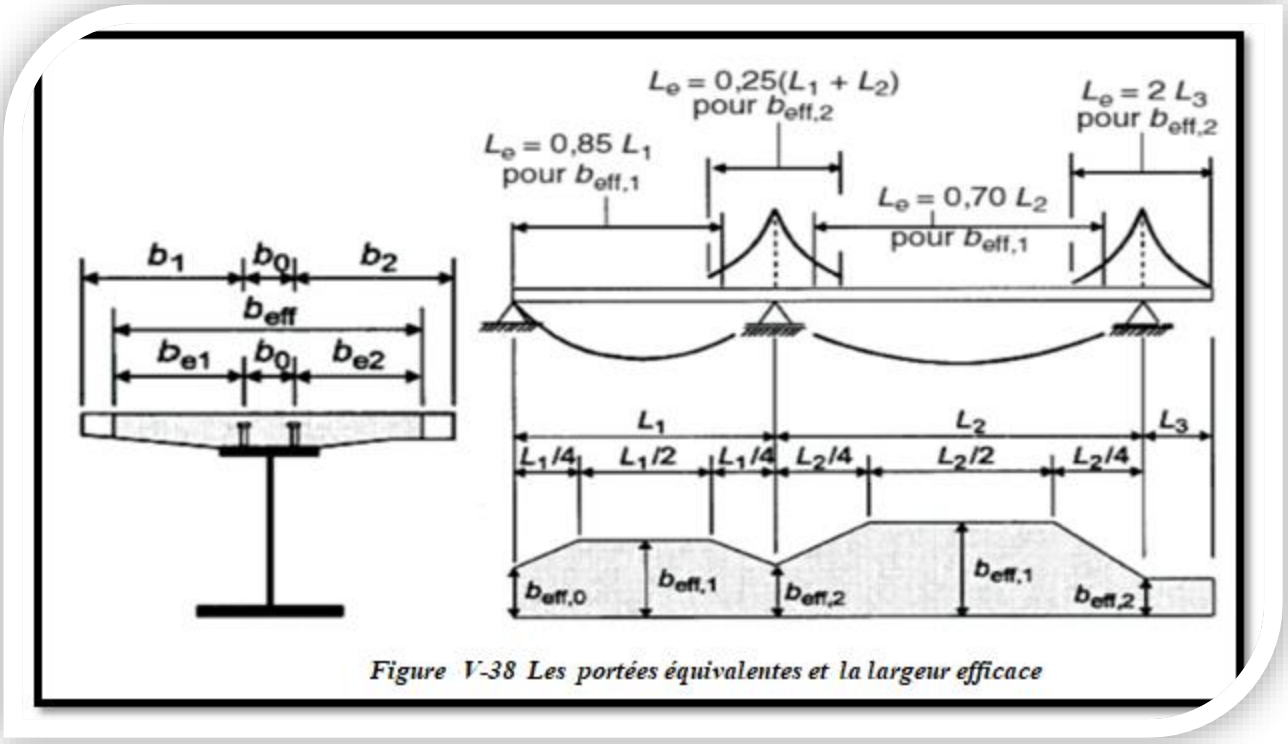



*Figure V-38 Les portées équivalentes et la largeur efficace*

***Tableau V-7 Détermination de la largeur participante de la dalle.***

| | ***Valeurs (m)*** | |
|---|---|---|
| ***Paramètres*** | ***a mi travée*** | ***sur pile*** |
| *b0* | *0.9* | *0.9* |
| *le* | *54.4* | *35* |
| *b1* | *10.75* | *10.75* |
| *b2* | *4.55* | *4.55* |
| *be1* | *6.8* | *4.375* |
| *be2* | *4.55* | *4.375* |
| *beff* | ***12.25*** | ***9.65*** |

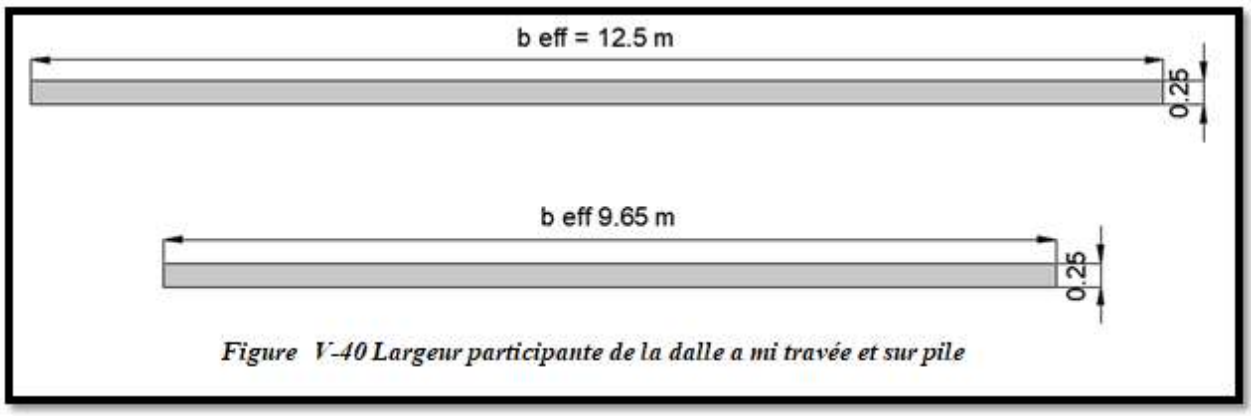



*Figure V-40 Largeur participante de la dalle a mi travée et sur pile*

**Caractéristiques géométriques de la dalle :**

| *Tableau V-8 Caractéristiques géométriques de la dalle a mi travée* | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Béton*** | ***Dimention*** | ***B(cm²)*** | ***y b(cm)*** | ***S(Δ)*** | ***A*y²(m^4)*** | ***I0(cm^4)*** | ***I(Δ)(cm4)*** |
| ***1*** | *1225x25* | *30625* | *12.50* | *382812.50* | *4785156.25* | *1595052.08* | *6380208.33* |
| ∑ | | ***30625*** | | ***382812.50*** | | | ***6380208.33*** |
| ***$Y_G$=y'b=SΔ/B=*** | ***12.50*** | ***yb=e-y'b=*** | ***12.50*** | | | | |
| ***IGb=IΔ-SΔ.V'=*** | ***1595052.08*** | | | | | | |
| ***C=ya+y'b=*** | ***258.57*** | | | | | | |

| *Tableau V-9 Caractéristiques géométriques de la dalle sur pile* | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Béton*** | ***Dimention*** | ***B(cm²)*** | ***y b(cm)*** | ***S(Δ)*** | ***A*y²(cm⁴)*** | ***I0(cm⁴)*** | ***I(Δ)(cm⁴)*** |
| ***1*** | *9650x25* | *24125* | *12.50* | *3.02E+05* | *3.77E+06* | *1.26E+06* | *5.03E+06* |
| ∑ | / | ***24125*** | | ***301563*** | | | ***5026042*** |
| ***$Y_G$=y'b=SΔ/B=*** | ***12.50*** | ***yb=e-y'b=*** | ***12.50*** | | | | |
| ***IGb=IΔ-SΔ.V'=*** | ***1256510.42*** | | | | | | |
| ***C=ya+y'b=*** | ***247.98*** | | | | | | |

### V.4.2.5.3 Caractéristiques géométriques de section mixte au niveau de pile :

Sur l'appui intermédiaire, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur donc sa participation est négligée dans la résistance de la section.

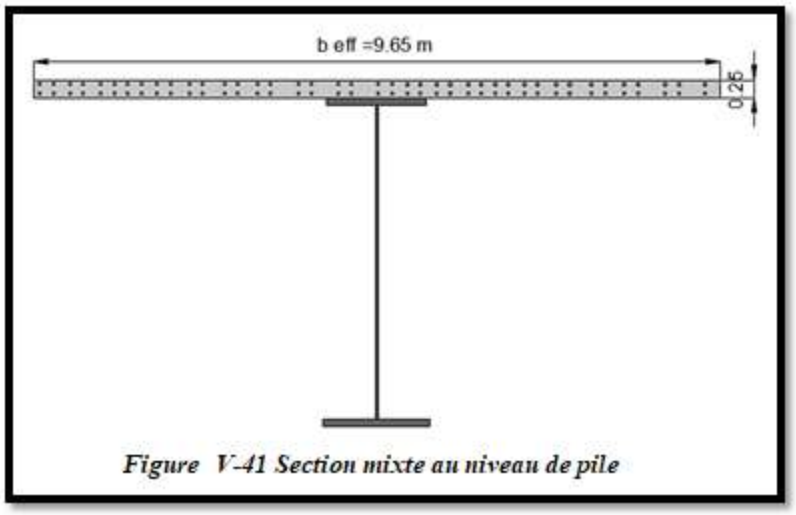



*Figure V-41 Section mixte au niveau de pile*

On va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1.4% de celle du béton de la dalle.

$A béton = 24125$ cm$^2$; donc: $Aarmature = 0.014 * 24125 = 337.75$ cm$^2$

Pour une valeur de 337.75 cm$^2$ , on opte pour le choix de 70 barres de 25 mm de diamètre, qui nous donne une section d'armature $A_{s\,sup} + A_{s\,inf} = 341.61$ cm$^2$ .

Aire de la section mixte : $\boldsymbol{A_{mixte} = A_{acier} + A_{arma.inf} + A_{arma.sup}}$

Position du CDG de la section mixte par rapport au bas de la section : $YG = \sum Ai.Yi \,/\, \sum Ai$

Inertie mixte par rapport au CDG :

$$I_{mixte} = I_{acier} + A_{acier}.(Z_{acier} - Z_{mixte})^2 + A_{arma.inf}.(Z_{arma.inf} - Z_{mixte})^2 + A_{arma.sup}.(Z_{arma.sup} - Z_{mixte})^2$$

| *Table V-10 Caractéristiques géométriques de section mixte au niveau de pile* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ***Paramètre*** | ***Semelle inf*** | ***Ame (m)*** | ***Semelle sup (m)*** | ***Armateur (m)*** | ***résultats*** |
| *Ai ($m^2$)* | *0.165* | *0.1314* | *0.154* | *0.03377* | / |
| *Yi (m)* | *0.055* | *2.3* | *4.545* | *4.72* | |
| *AT ($m^2$)* | *0.4841* | | | | |
| *Ai × Yi ($m^3$)* | *0.009075* | *0.30222* | *0.69993* | *0.1593944* | |
| *YGmixt (m)* | / | | | | ***2.418135509*** |
| *Imixt ($m^4$)* | | | | | ***2.0018932*** |

**Section homogénéisée de la poutre mixte :**

- Aire de la section mixte : $A_{mixte} = A_a + \frac{A_{béton}}{n_{eq}}$
- Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte : $a_n = \frac{A_{béton} * c}{A_{mixte} * n}$ avec $c$: excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton).
- Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte: $b_n = \frac{A_a * c}{A_{mixte}}$
- Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivant: $I = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{A_a * A_b}{A_{mixte} * n}\right)$

***Avec :***

$I_A$ *: moment d'inertie propre de l'acier par rapport à* $G_a$.

$I_B$ *: moment d'inertie propre du béton par rapport à* $G_b$.

***Tableau V-11 Tableau récapitulative de la section mixte sur pile***

| | Unité | n=6 | n=15 | n=18 | $N = \infty$ |
|---|---|---|---|---|---|
| **Aire** | $m^2$ | 0.852 | 0.611 | 0.584 | 0.450 |
| $a_n$ | m | 1.170 | 0.652 | 0.569 | 0.000 |
| $b_n$ | m | 1.310 | 1.828 | 1.911 | 2.480 |
| $I_G$ | $m^4$ | 3.117 | 2.539 | 2.445 | 1.810 |
| $V_b$ | m | 1.435 | 1.953 | 2.036 | 2.605 |
| $W_b=I_G/V_b$ | $m^3$ | 2.172 | 1.300 | 1.201 | 0.695 |
| $V_s$ | m | 1.185 | 1.703 | 1.786 | 2.355 |
| $W_s=I_G/V_s$ | $m^3$ | 2.630 | 1.491 | 1.369 | 0.769 |
| $V_i$ | m | 3.415 | 2.897 | 2.814 | 2.245 |
| $W_i=I_G/V_i$ | $m^3$ | 0.913 | 0.876 | 0.869 | 0.806 |

$Vbn = bn + 0.125$ $Vsn = bn - 0.125$ $Vin = an + 2.25$

**Calcul effet du retrait :**

$$\sigma_b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{Ea}{n} \quad et\ \varepsilon r = 2 * 10^{-4}$$

$$\sigma_b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{15}\right) * 2 * 10^{-4} = 2.8\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{béton15}}{A_{béton15} + A_{acier15}}$$

$$w = b_{15} * A_{béton15}$$

$$M_{15} = \sigma_b * w$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton : $\sigma_{br} = \sigma_b * (1 - \beta) - (\frac{M}{w_b})$

* dans l'acier : $\begin{cases} \sigma_{sr} = -n * \beta * \sigma_b - n * (\frac{M}{w_s}) \\ \sigma_{ir} = -n * \beta * \sigma_b + n * (\frac{M}{w_i}) \end{cases}$

| Table V-12 Contraintes due à l' effet du retrait | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$ (Mpa) | $\beta$ | W($m^3$) | $M_{15}$ (MN.m) | $\sigma_{br}$(Mpa) | $\sigma_{sr}$(Mpa) | $\sigma_{ir}$(Mpa) |
| 2.80 | 0.26 | 0.29 | 0.82 | 1.43 | -19.32 | 3.02 |

**Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :**

$$\sigma_b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{Ea}{n} \quad et\ \varepsilon t = 10^{-4}$$

$$\sigma_b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{6}\right) * 10^{-4} = 3.5\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{béton15}}{A_{béton6} + A_{acier6}}$$

$$\omega = b_6 * A_{béton6}$$

$$M_6 = \sigma_b * \omega$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton : $\sigma_{br} = \sigma_b * (1 - \beta) - (\frac{M}{\omega_b})$

*dans l'acier : $\begin{cases} \sigma_{sr} = -n * \beta * \sigma_b - n * (\frac{M}{\omega_s}) \\ \sigma_{ir} = -n * \beta * \sigma_b + n * (\frac{M}{\omega_i}) \end{cases}$

| Tableau V-13 Contraintes due à l' effet de température | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$ (Mpa) | $\beta$ | W (m3) | $M_{15}$ (MN.m) | $\sigma_{bt}$ (Mpa) | $\sigma_{sT}$ (Mpa) | $\sigma_{iT}$ (Mpa) |
| 3.50 | 0.47 | 0.53 | 1.84 | 1.00 | -14.11 | 2.20 |

**Vérification des contraintes :** On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inferieur $\sigma_i$ est supérieur $\sigma_s$ ainsi que la contrainte σb dans le béton. Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

**Acier :**

$\sigma_{a\,inf} \leq \sigma_{atr}$

$\begin{cases}\sigma_{atr}: & \text{la contrainte admissible dans le cas de semelle tractée.}\\ \sigma_{ac}: & \text{la contrainte admissible dans le cas de semelle comprimée.}\end{cases}$

$\sigma_{a\,sup} \leq \sigma_{ac}$

$$\begin{cases}\sigma_{atr} = \frac{3}{4} * \sigma_e = 266.25\ (\text{Mpa})\\ \sigma_{ac} = \frac{2}{3} * \sigma_e = 237\ (Mpa)\end{cases}$$

**Béton :**

$\sigma_{b\,adm} = 0.6 * f_{c28} = 24\ Mpa$

$\boldsymbol{\sigma s} = (\boldsymbol{M.Vs})/\boldsymbol{I}$ $\boldsymbol{\sigma i} = (\boldsymbol{M.Vi})/\boldsymbol{I}.$ $\boldsymbol{\sigma b} = (\boldsymbol{1/n}).(\boldsymbol{M.Vi})/\boldsymbol{I}$

*Tableau V-14 Vérification des contraintes sur la section de pile*

| ***Charge*** | $n$ | $M\ (MN.m)$ | $\sigma_b(Mpa)$ | $\sigma_s\ (Mpa)$ | $\sigma_i\ (Mpa)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| ***PP*** | ∞ | 95.747 | 0 | −124.577 | 118.758 |
| ***CCP*** | 18 | −28.224 | −1.305 | −20.617 | 32.475 |
| ***Retrait*** | 15 | / | 1.431 | −19.319 | 3.022 |
| ***Température*** | 6 | / | 1.001 | −14.106 | 2.202 |
| ***A(L)*** | 6 | −26.540 | −2.036 | −10.092 | 29.071 |
| ***Combinaison max*** | / | / | **−0.910** | **−188.713** | **185.531** |

**On remarque que toutes les contraintes SONT VERIFIEES**

**Vérification des contraintes de cisaillement :** La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant $T_y$ doit satisfaire à la condition suivant : $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w}$$

***Avec :***

$t_w$ *: Épaisseur de l'âme.* $h_w$ *: Hauteur de l'âme.* $T_y$ *: L'effort tranchant maximum*

$\tau_{adm} = 0.6 * f_e = 0.6 * 355 = 213\ Mpa$

D'apres les resultat de logiciel on obtien :

$$T_y = 14206{,}654\ kN$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w} = \frac{14206654}{30*4380} = 108{,}11\ Mpa \leq 213\ Mpa$$ **CONDITION VERIFIER**

**V.4.2.5.4 Caractéristiques géométriques de section mixte à mi-travée :**

Le béton étant comprimé sur toute la hauteur du hourdis à mi-travée, on tient compte de sa participation dans la résistance de la section :

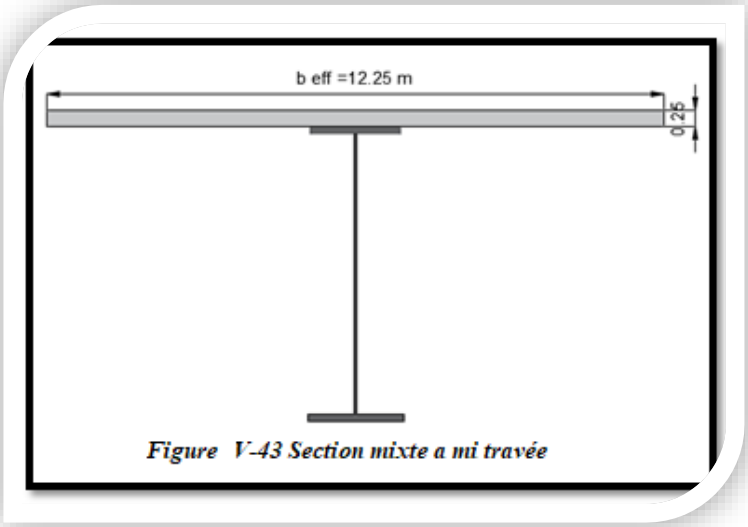



*Figure V-43 Section mixte a mi travée*

- Aire de la section mixte : $A_{mixte} = A_a + \frac{A_{béton}}{n_{eq}}$
- Position du centre de gravité de la section d'acier par rapport à celui de la section mixte : $a_n = \frac{A_{béton} * c}{A_{mixte} * n}$ avec $c$: excentricité entre deux centres de gravités (aciers - béton).
- Position du centre de gravité de la section du béton par rapport à celui de la section mixte: $b_n = \frac{A_a * c}{A_{mixte}}$
- Inertie de la section mixte par rapport à son centre de gravité G se donne par la formule suivant: $I = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{A_a * A_b}{A_{mixte} * n}\right)$

**Avec :**

$I_A$ : *moment d'inertie propre de l'acier par rapport à* $G_a$.

$I_B$ : *moment d'inertie propre du béton par rapport à* $G_b$.

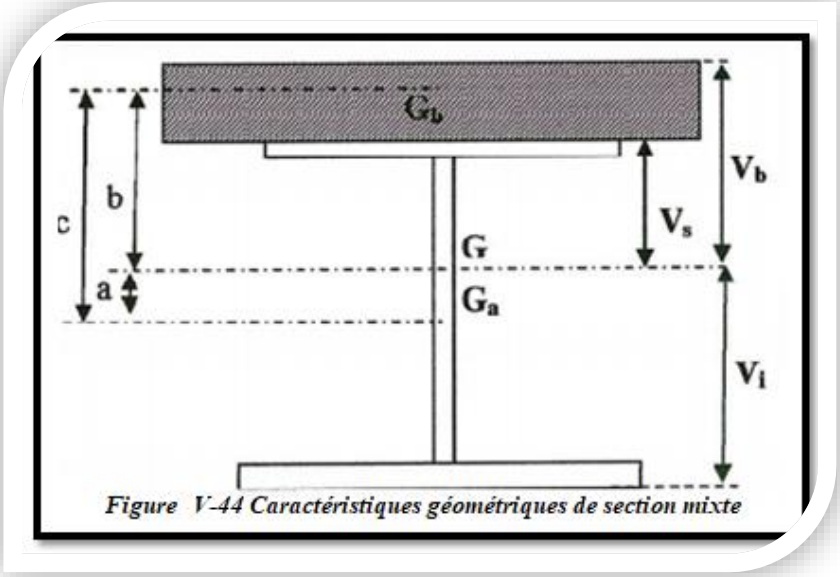



*Figure V-44 Caractéristiques géométriques de section mixte*

$$Vbn = bn + 0.125$$

$$Vsn = bn - 0.125$$

$$Vin = an + 2.13$$

*Tableau V-15 Tableau récapitulative de la section mixte sur pile*

| | Unité | n=6 | n=15 | n=18 | N = ∞ |
|---|---|---|---|---|---|
| **Aire** | $m^2$ | 0.79 | 0.48 | 0.45 | 0.28 |
| **an** | m | 1.68 | 1.10 | 0.98 | 0.00 |
| **bn** | m | 2.59 | 1.60 | 1.49 | 0.91 |
| **IG** | $m^4$ | 2.22 | 1.80 | 1.72 | 1.02 |
| **Vb** | m | 0.91 | 1.49 | 1.60 | 2.59 |
| **Wb=IG/Vb** | $m^3$ | 2.44 | 1.21 | 1.07 | 0.39 |
| **Vs** | m | 0.78 | 1.36 | 1.48 | 2.46 |
| **Ws=IG/Vs** | $m^3$ | 2.83 | 1.32 | 1.17 | 0.41 |
| **Vi** | m | 3.82 | 3.24 | 3.12 | 2.14 |
| **Wi=IG/Vi** | $m^3$ | 0.58 | 0.56 | 0.55 | 0.47 |

**Calcul effet du retrait :**

$$\sigma_b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{Ea}{n} \quad et\ \varepsilon r = 2 * 10^{-4}$$

$$\sigma_b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{15}\right) * 2 * 10^{-4} = 2.8\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{béton15}}{A_{béton15} + A_{acier15}} \quad w = b_{15} * A_{béton15}$$

$$M_{15} = \sigma_b * w$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton : $\sigma_{br} = \sigma_b * (1 - \beta) - (\frac{M}{w_b})$

* dans l'acier : $\begin{cases} \sigma_{sr} = -n * \beta * \sigma_b - n * (\frac{M}{w_s}) \\ \sigma_{ir} = -n * \beta * \sigma_b + n * (\frac{M}{w_i}) \end{cases}$

| *Tableau V-16 Contraintes due à l' effet du retrait* | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$ *(Mpa)* | $\beta$ | $W(m^3)$ | $M_{15}$ *(MN.m)* | $\sigma_{br}$*(Mpa)* | $\sigma_{sr}$*(Mpa)* | $\sigma_{ir}$*(Mpa)* |
| *2.80* | *0.42* | *0.37* | *1.03* | *0.76* | *-29.51* | *9.94* |

**Calcul effet de la différence de température entre l'acier et le béton :**

$$\sigma_b = Eb.\varepsilon r \quad Eb = \frac{Ea}{n} \quad et\ \varepsilon t = 10^{-4}$$

$$\sigma_b = \left(2.1 \times \frac{10^5}{6}\right) * 10^{-4} = 3.5\ Mpa$$

$$\beta = \frac{A_{béton15}}{A_{béton6} + A_{acier6}}$$

$$\omega = b_6 * A_{béton6}$$

$$M_6 = \sigma_b * \omega$$

Donc : les contraintes du retrait sont :

dans béton : $\sigma_{br} = \sigma_b * (1 - \beta) - (\frac{M}{\omega_b})$

* dans l'acier : $\begin{cases} \sigma_{sr} = -n * \beta * \sigma_b - n * (\frac{M}{\omega_s}) \\ \sigma_{ir} = -n * \beta * \sigma_b + n * (\frac{M}{\omega_i}) \end{cases}$

| *Tableau V-17 Contraintes due à l' effet de température* | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\sigma_b$ *(Mpa)* | $\beta$ | $W$ *(m3)* | $M_{15}$ *(MN.m)* | $\sigma_{bt}$ *(Mpa)* | $\sigma_{sT}$ *(Mpa)* | $\sigma_{iT}$ *(Mpa)* |
| *3.50* | *0.65* | *1.13* | *3.96* | *-0.39* | *-22.02* | *27.29* |

**Vérification des contraintes :** On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inferieur $\sigma_i$ est supérieur $\sigma_s$ ainsi que la contrainte σb dans le béton. Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

**Acier :**

$\sigma_{a\,inf} \leq \sigma_{atr}$

$\begin{cases}\sigma_{atr}: & \text{la contrainte admissible dans le cas de semelle tractée.}\\ \sigma_{ac}: & \text{la contrainte admissible dans le cas de semelle comprimée.}\end{cases}$

$\sigma_{a\,sup} \leq \sigma_{ac}$

$$\begin{cases}\sigma_{atr} = \frac{3}{4} * \sigma_e = 266.25\ (\text{Mpa})\\ \sigma_{ac} = \frac{2}{3} * \sigma_e = 237\ (Mpa)\end{cases}$$

**Béton :**

$$\sigma_{b\,adm} = 0.6 * f_{c28} = 24\ Mpa$$

$$\boldsymbol{\sigma s = (M.Vs)/I} \qquad \boldsymbol{\sigma i = (M.Vi)/I.} \qquad \boldsymbol{\sigma b = (1/n).(M.Vi)/I}$$

***Table V-18 Vérification des contraintes sur la section mi travée***

| $Charge$ | $n$ | $M\ (MN.m)$ | $\sigma_b(Mpa)$ | $\sigma_s\ (Mpa)$ | $\sigma_i\ (Mpa)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| $PP$ | ∞ | 59.132 | 0 | 143.344 | −124.624 |
| $CCP$ | 18 | 17.286 | 0.894 | 14.833 | −31.387 |
| $Retrait$ | 15 | / | 0.760 | −29.508 | 9.936 |
| $Température$ | 6 | / | −0.394 | −22.016 | 27.289 |
| $A(L)$ | 6 | 45.364 | 3.103 | 16.039 | −78.066 |
| $Combinaison\ max$ | / | / | **4.363** | **122.692** | **−196.851** |

**On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées**

**Vérification des contraintes de cisaillement :** La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant $T_y$ doit satisfaire à la condition suivant :

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w}$$

***Avec :***

$t_w$ *: Épaisseur de l'âme.* $h_w$ *: Hauteur de l'âme.* $T_y$ *: L'effort tranchant maximum*

$\tau_{adm} = 0.6 * f_e = 0.6 * 355 = 213\ Mpa$

D'après les résultat de logiciel on obtient

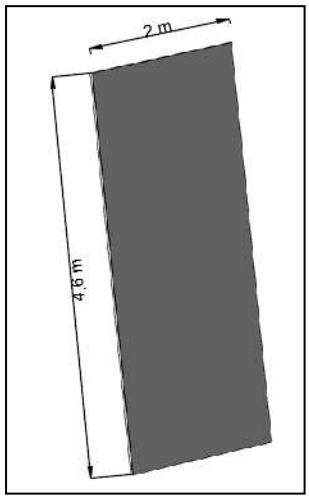
$$T_y = 14206{,}654\ kN$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w} = \frac{14206654}{26*4490} = 121.69\ Mpa \leq 213\ Mpa$$ **CONDITION VERIFIER**

**V.4.2.5.5 Vérification au voilement de l'âme de la poutre :**

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

**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 :



$$\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$$

**Avec**

$\boldsymbol{\sigma}$: *Contrainte de compression soit dans la semelle supérieure ou la semelle inférieure.*

$\boldsymbol{\tau}$ *: Contrainte de cisaillement.* $\boldsymbol{\sigma_k}$: *: Contrainte normale critique de voilement.*

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \upsilon^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_\sigma$$

**Avec:**

$\boldsymbol{\tau^*}$: *Contrainte de cisaillement critique de voilement*

$$\tau^* = \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \upsilon^2)} * \left(\frac{t_w}{h_w}\right)^2 * k_\tau$$

**Avec**

$\boldsymbol{t_w}$ *: Épaisseur de l'âme.* $\boldsymbol{h_w}$ *: Hauteur de l'âme.* $\boldsymbol{\upsilon} = 0{,}3$ *: Module de poison*

$\boldsymbol{E} = 2.1 * 10^5$: *Module d'élasticité.* $\boldsymbol{S_\sigma}$ *: En fonction de* $\psi$

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & si \quad \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & si - 1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & si \ \psi \leq -1 \end{cases} \qquad \psi = \frac{\sigma_{tra}}{\sigma_{comp}}$$

**Justification de la section au niveau de pile :**

| *Tableau V-19 Récapitulatif des contraintes* | | |
|---|---|---|
| $\boldsymbol{\tau}$ $\boldsymbol{(Mpa)}$ | $\boldsymbol{\sigma_s}$ $\boldsymbol{(Mpa)}$ | $\boldsymbol{\sigma_i}$ $\boldsymbol{(Mpa}$ |
| ***108.11*** | *-188.71* | *185.53* |

Dans notre cas on a $(\sigma_1 < 0 \; et \; \sigma_2 > 0)$

$\sigma_1$ : La contrainte normale au bord supérieur du panneau.

$\sigma_2$ : La contrainte normale au bord inférieur du panneau.

$$\psi = \frac{\sigma_{tra}}{\sigma_{comp}} = \frac{-188.71}{185.53} = -1.01 = \psi_k \leq -1 \; d'ou \; \boldsymbol{S_\sigma = 1}$$

$$\psi < -1 \quad \Longrightarrow \; k_\sigma = 5.98 * (1 - \psi_k) * (1 - \psi_k) = 24$$

| *Tableau V-20 Vérification de voilement pour la section au niveau de pile* | |
|---|---|
| a (m) | 2 |
| b | 4.6 |
| $t_w$ | 30 |
| $h_w$ | 4380 |
| $\alpha = \frac{a}{b}$ | 0.43 |
| $k_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2}$ | 32.88 |
| $\sigma_k$ | 214.78 |
| $\tau^*$ | 292.30 |
| $\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$ | $\mathbf{0.88 \leq 1.8}$ |

**Justification de la section mi traveé :**

| *Tableau V-21 Récapitulatif des contraintes* | | |
|---|---|---|
| $\boldsymbol{\tau\ (Mpa)}$ | $\boldsymbol{\sigma_s\ (Mpa)}$ | $\boldsymbol{\sigma_i\ (Mpa)}$ |
| ***121.69*** | *-196.85* | *122.69* |

Dans notre cas on a $(\sigma_1 < 0\ et\ \sigma_2 > 0)$

$\sigma_1$ : La contrainte normale au bord supérieur du panneau.

$\sigma_2$ : La contrainte normale au bord inférieur du panneau.

$$\psi = \frac{\sigma_{tra}}{\sigma_{comp}} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{-196.85}{122.69} = -1.35 = \psi_k \leq -1 \ \ d'ou\ \boldsymbol{S_\sigma = 1}$$

$$\psi < -1 \quad \Longrightarrow \quad k_\sigma = 5.98 * (1 - \psi_k) * (1 - \psi_k) = 33.02$$

| *Tableau V-22 Vérification de voilement pour la section mi-travée* | |
|---|---|
| $a\ (m)$ | **2** |
| $b$ | 4.6 |
| $t_w$ | 26 |
| $h_w$ | 4490 |
| $\alpha = \frac{a}{b}$ | 0.43 |
| $k_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2}$ | 32.88 |
| $\sigma_k$ | 210 |
| $\tau^*$ | 209.11 |
| $\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$ | $0.68 \leq 1.8$ |

### V.4.2.5.6 Vérification de la poutre au déversement :

Le déversement est un phénomène qui se produit quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarisée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide. Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par le titre V du fascicule 61 de C.P.C article 19(1), Il est justifié que la contrainte due à la flexion présent une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M* de déversement.

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

***Avec :***

$f(\sigma_f{}^*) = 0.66 * \sigma_f{}^*$ *si* $\sigma_f{}^* \leq 0.75 * \sigma_e$ . $f(\sigma_f{}^*) = \sigma_e * \left(1 - 0.375 * \frac{\sigma_e}{\sigma_f{}^*}\right)$ *si* $\sigma_f{}^* \geq 0.75 * \sigma_e$

$\sigma_f{}^*$ *: Contrainte critique de déversement.* $\sigma_f$ *: Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieure.* $\sigma_f = \frac{M}{\omega_s}$ *et* $\sigma_f{}^* = \frac{M^*}{\omega_S}$

Le moment critique de déversement : $M^* = \left(\frac{m_1+m_2}{L}\right) * \sqrt{E * I * G * K}$

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

**Avec :**

$$a^2 = \frac{4\,G\,K}{E\,I} * \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

$$m_2 = \sqrt{1+\frac{\pi^2}{a^2}}$$

**Avec:**

***L*** *: portée de la pièce fléchie entraxe des piece de pont.*

***I*** *: Inertie de la poutre par rapport à l'axe YY' dans le plan de déversement.*

***b*** *: Hauteur de la pièce.*

***K*** *: Le moment d'inertie à la torsion de la pièce considérée.* $K = \frac{1}{3} * \sum a_i * {t_i}^3$

***E*** *: Module d'élasticité longitudinal* $= 2.1 \times 10^5\ Mpa$ .

***G*** *: Module d'élasticité transversale* $= 8.07 * 10^4 Mpa$ .

| ***Tableau V-23 Vérification de déversement pour la section de pile*** | |
|---|---|
| ***Section sur pile*** | |
| $\sigma_f$ | $\mathbf{124.577}$ |
| $K$ | $1.32 * 10^9$ |
| $a^2$ | 0.02 |
| $m_1$ | 4.36 |
| $m_2$ | 22.23 |
| $M^*$ | $2.7 * 10^7$ |
| ${\sigma_f}^*$ | $3.52 * 10^7$ |
| $f({\sigma_f}^*)$ | $\mathbf{354.99}$ |
| $\sigma_f \leq f({\sigma_f}^*)$ | *ok* |

| ***Tableau V-24 Vérification de déversement pour la section mi-travée*** | |
|---|---|
| ***Section a mi-travéé*** | |
| $\sigma_f$ | $\mathbf{143.34}$ |
| $K$ | $1.92 * 10^8$ |
| $a^2$ | 0.0078 |
| $m_1$ | 0.518 |
| $m_2$ | 35.58 |
| $M^*$ | $1.39 * 10^6$ |
| ${\sigma_f}^*$ | $3.39 * 10^6$ |
| $f({\sigma_f}^*)$ | $\mathbf{354.89}$ |
| $\sigma_f \leq f({\sigma_f}^*)$ | *ok* |

**Limitations des contraintes :** Il convient de limiter les contraintes nominales $\sigma_{Ed,ser}$et $\tau_{Ed,ser}$, selon EN 1993-2:2006 (F), résultant des combinaisons de charges caractéristiques, calculées comme suit :

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3} * \gamma_{M,ser}}$$

$$\sqrt{{\sigma_{Ed,ser}}^2 + 3{\tau_{Ed,ser}}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

La valeur $\gamma_{M,ser} = 1.00$ est recommandée.

*Tableau V-25 Limitations des contraintes*

| *Contrainte* | *Vérification* |
|---|---|
| $\sigma_{Ed,ser}$ | $238.81 \leq 355$ |
| $\tau_{Ed,ser}$ | $35.58 \leq 204.95$ |
| $\sqrt{{\sigma_{Ed,ser}}^2 + 3{\tau_{Ed,ser}}^2}$ | $246.63 \leq 355$ |

## V.4.3 DEFORMATION VERTICALE DU TABLIER :

Pour toutes les configurations de structures, chargées avec le chargement vertical caractéristique, il convient de limiter la flèche verticale totale maximale sous trafic, à L/500 . Pour se faire, une vérification devra être faite pour les éléments porteurs de la structure.

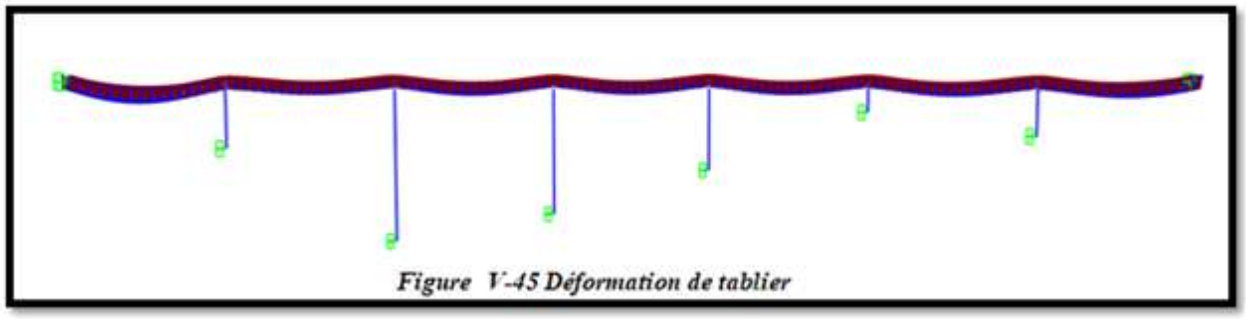


*Figure V-45 Déformation de tablier*

Pour **les través de rives** $f_{adm} = \frac{64}{500} = 12.8\ cm$

Pour **les través intermidiares** $f_{adm} = \frac{76}{500} = 15.2\ cm$

On remarque que la fleche maximale a l'ELS est 8.78 cm dans la travée de rive

La valeur de la flèche est inférieure à celle de la valeur admissible .

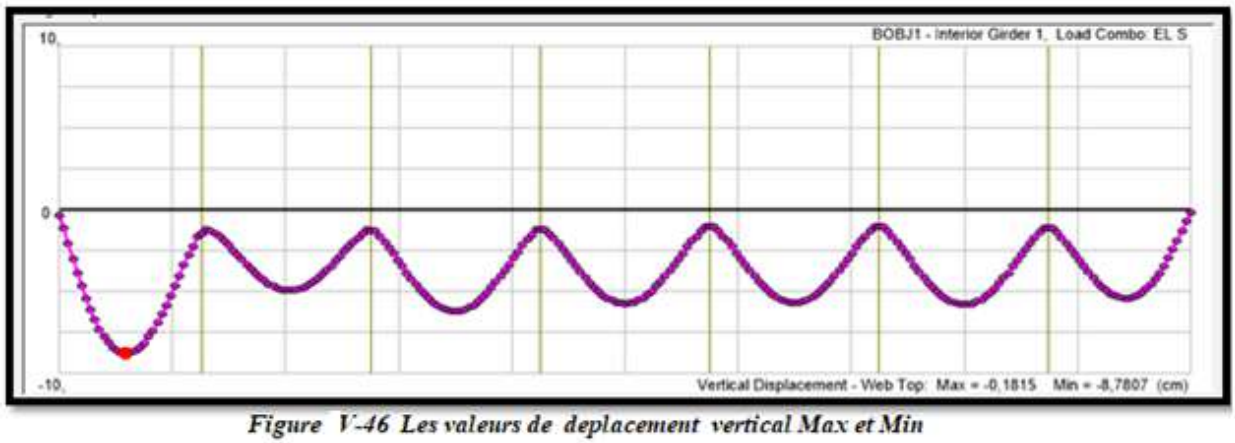



*Figure V-46 Les valeurs de deplacement vertical Max et Min*

## V.5 CALCULE DE PEICE DE PONT ET LES PLAQUES MINCES :

### V.5.1 PIECE DE PONT

La vérification des pieces de pont a été effectuée par logiciel voire l'annexe C

### V.5.2 PLAQUES MINCES

Au droit des appareils d'appui, on n'utilise pas des entretoises mais on utilise des plaque mince . En effet, les appareils d'appui ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins. La plaque mince sert à reprendre ces efforts.

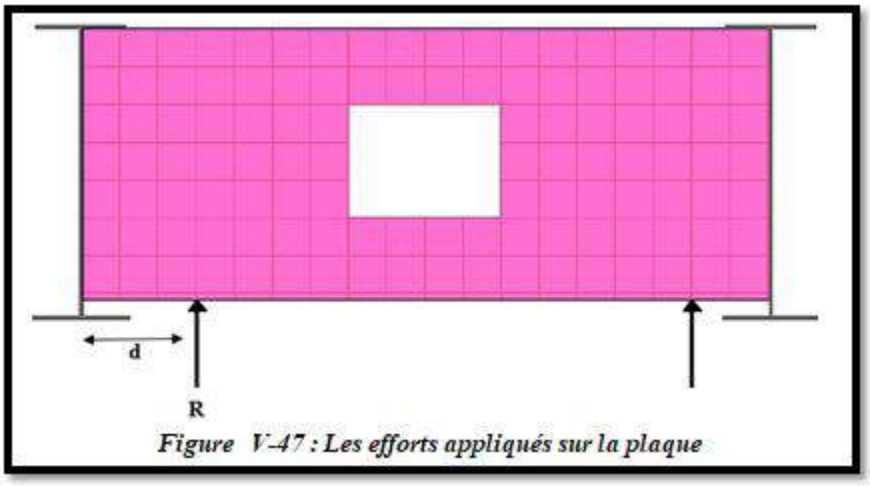



*Figure V-47 : Les efforts appliqués sur la plaque*

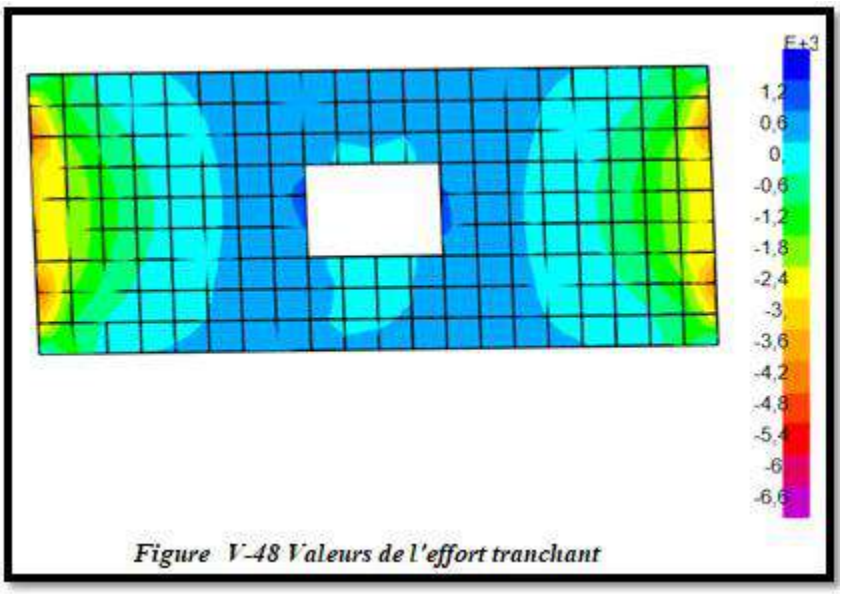



*Figure V-48 Valeurs de l'effort tranchant*

Nous avons les dimensions de la plaque suivantes :

- L'épaisseur des semelles : tf = 25 mm
- Hauteur de plaque : hp = 4600 mm
- Largeur des semelles : b = 350 mm
- Moment d'inertie par rapport l'axe yy : Iy = $0.25m^4$
- Epaisseur de l'ame tw = 20mm
- d = 0,5 + bi/2 = 1.25 m

La plaque subit l'effort tranchant maximum du' aux charges permanentes et à l'aide du logiciel CSI BRIDGE , on obtient les réactions maximums sur les appuis soit :

$$R = V_{ELU} = 1{,}35\,(PP + CCP) = 4841.4\ KN$$

Et le moment négatif $M = R \times d = 6051.78\ KN.m$

Le moment est négatif, le béton est fissuré et ne participe donc pas à la transmission des efforts. Nous pouvons donc considérer une poutre seule.

Donc on trouve les sollicitations maximum à ELU :

$$Tmax = 4841.43\ KN.$$

$$Mmax = 6051.78\ KN.m$$

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

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

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w}$$

***Avec :***

$t_w$ : *Épaisseur de l'âme.* $h_w$ : *Hauteur de l'âme.* $T_y$ : *L'effort tranchant maximum*

$\tau_{adm} = 0.6 * f_e = 0.6 * 355 = 213\ Mpa$

D'après les résultat de logiciel on obtient

$$T_y = 14206{,}654\ kN$$

$$\tau_{max} = \frac{T_y}{t_w * h_w} = \frac{4841.41}{20*4550} = 53.20\ Mpa \leq 213\ Mpa$$ **CONDITION VERIFIER**

**Vérification au voilement :**

*Tableau V-26 Récapitulatif des contraintes*

| $\tau\ (Mpa)$ | $\sigma_s\ (Mpa)$ | $\sigma_i\ (Mpa$ |
|---|---|---|
| ***53.30*** | *-33.40* | *33.4* |

Dans notre cas on a $(\sigma_1 < 0\ et\ \sigma_2 > 0)$

$\sigma_1$ : La contrainte normale au bord supérieur du panneau

$\sigma_2$ : La contrainte normale au bord inférieur du panneau

$$\psi = \frac{\sigma_{tra}}{\sigma_{comp}} = \frac{-33.4}{33.4} = -1 = \psi_k\ , d'ou\ S_\sigma = 1.4 + 0.4 * (-1) = 1$$

$$\psi < -1 \implies k_\sigma = 7.81 - 6.29 * \psi_k + 9.78{\psi_k}^2 = 23.88$$

*Tableau V-27 Vérification du voilement pour la plaque*

| | |
|---|---|
| $a\ (m)$ | 0.6 |
| $b\ (m)$ | 4.6 |
| $t_w(mm)$ | 20 |
| $h_w(mm)$ | 4550 |
| $\alpha = \frac{a}{b}$ | 0.13 |
| $k_\tau = 4 + \frac{5.35}{\alpha^2}$ | 6.18 |
| $\sigma_k$ | 87.40 |
| $\tau^*$ | 1171.24 |
| $\left(\frac{S_\sigma * \sigma}{\sigma_k}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 \leq 1.8$ | **0.15 ≤ 1.8** |

## V.6 CALCUL DES CONNECTEURS :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est la justification même de la construction mixte cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelée «connecteurs », qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle).en assurant ainsi une reprise des efforts de cisaillement longitudinaux, cela permet d'obtenir une section mixte dont les deux composantes travaillent ensemble. Les connecteurs prouvent être classé en plusieurs catégories :

- Goujons à tête .
- Equerres clouées .
- Cornière soudée .
- Plaque perforée .
- Connecteur en U .
- Connecteur en I .
- Butées .

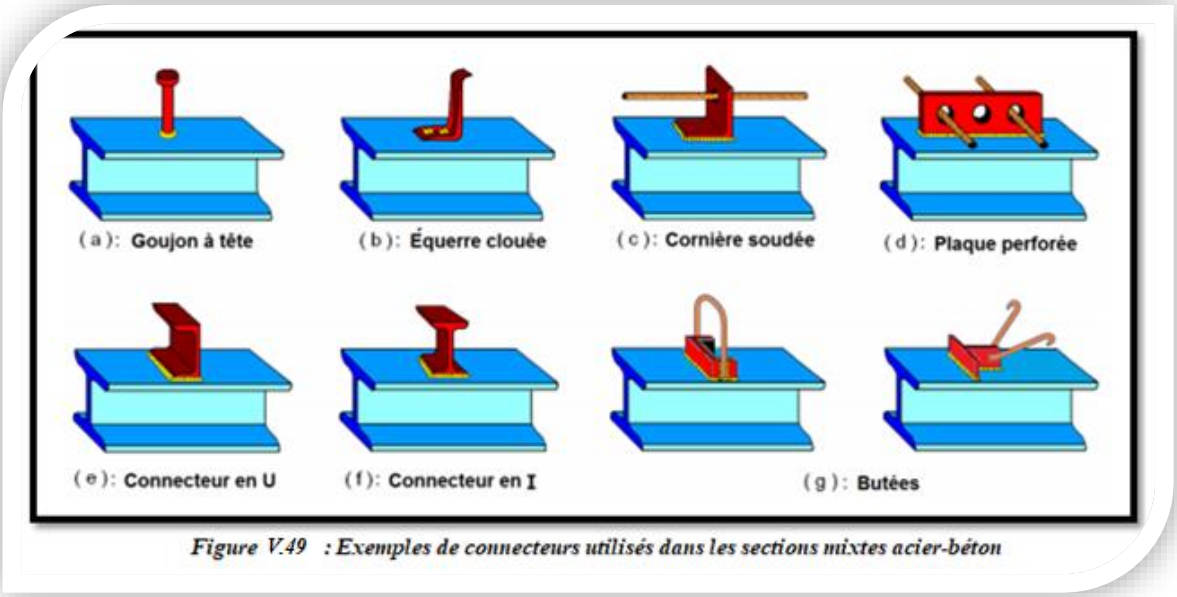



*Figure V.49 : Exemples de connecteurs utilisés dans les sections mixtes acier-béton*

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 sont 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.

## V.6.1 DISPOSITIONS CONSTRICTIVES RELATIVES A LA CONNEXION :

Les dispositions constructives suivantes s'appliquent pour les dalles coulée sen place. Lorsque les dalles sont préfabriquées, ces dispositions peuvent être revues, en portant une attention particulière aux différents problèmes d'instabilité et aux questions de non uniformité du flux de cisaillement à l'interface acier-béton .

**A/ Critère lies à la poutre principale de charpente :** De manière générale, pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre deux rangées de connecteurs successives est fixé à $e_{max} = min\,(800\,;4e)$ où e est l'épaisseur de la dalle

Ce critère est complété par la donnée d'une distance maximale entre la rangée longitudinale de connecteurs la plus excentrée et le bord libre de la semelle supérieure comprimée, Cette distance $e_D$ne doit pas non plus être trop faible pour assurer un soudage correct des goujons.

**B/ Critère lies à l'ancrage de la connexion dans la dalle :** Lorsque la dalle présente un renformis au niveau de la semelle supérieure dela charpente, la distance minimale entre la face inférieure de la tête des connecteurs et la nappe inférieure des armatures passives est de 40 mm. Cette valeur est ramenée à 30 mm lorsqu'il n'y a pas de renformis.

**C/ Critère lies à la nature du connecteur :** L'EN1994-2 ne traitant que les goujons, seuls des critères qui leur sont liés sont définis par la norme :

- h ≥ 3d
- dimensions de la tête du goujon : htête ≥ 0,4 d et dtête ≥ 1,5.d
- d ≤ 1,5.tf si la semelle d'épaisseur tf sur laquelle est soudé le goujon de diamètre d, est tendue sous la combinaison de fatigue.

Les critères relatifs à la charpente principale donnent des espacements longitudinaux maximum à respecter Il existe aussi des espacements minimums à respecter lorsque des goujons sont utilisés :

- Sens longitudinal : $e_{min} \geq 5.d$
- Sens transversal : $e_{min} \geq 2{,}5.d$

## V.6.2 RESISTANCE D'UN GOUJON A TETE :

On distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs :

**A/ La ruine par cisaillement** de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique : $P_{RK}{}^{(1)} = 0.8 * f_u * \frac{\pi d^2}{4}$

**B/ La ruine par écrasement** du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a unerésistance caractéristique : $P_{RK}{}^{(2)} = 0.29 * \alpha * d^2 \sqrt{f_{ck}\, E_{cm}}$

***Avec***

*$d$: diamètre du goujon, $h$: hauteur du goujon. $f_u$ : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon. $f_{ck}$ : résistance caractéristique à la compression du béton(mesurée sur cylindre à 28 jours)*

*$E_{cm}$ : module d'élasticité du béton.* $\alpha = 0.2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right)$ ***si*** $3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$

*Sinon* $\alpha = 1$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{RK} = min\left(P_{RK}{}^{(1)}; P_{RK}{}^{(2)}\right)$$

La résistance de calcul $P_{Rd}$ s'obtient en divisant $P_{RK}$ par le coefficient partiel Il s'agit là de la valeur recommandée de ce coefficient, retenue aussi par l'annexe nationale de l'EN1994-2. Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **A L'ELU :** $P_{Rd}{}^{\text{ELU}} = 0.8 * P_{RK}$
- **A L'ELS :** $P_{Rd}{}^{\text{ELS}} = K_s * P_{RK}$

Le coefficient $K_s$ est soumis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0,75 a été modifiée pour celle de 0,6.

### V.6.2.1 Type et dimension de goujon utilisé :

- Diamètre de goujon : $d \leq 1.5\ t_f$
- Hauteur de goujon : $h \geq 3 * d$
- Diamètre de la tête du goujon : $L \geq 1{,}5 \times d$
- Epaisseur de la tête du goujon : $e \geq 0{,}5 \times d$

Le type de goujon utilisé est le : **TRW Nelson KB 3/4"-150** (les dimensions du goujon sont données par le tableau relatif aux aciers des connecteurs en annexe A).

D'après le tableau on obtient les dimensions de goujon :

- Diamètre de goujon : $d = 19\ mm$ .
- Hauteur de goujon : $h = 150\ mm$ .

- Diamètre de la tête du goujon : $dt = 32\ mm$ .
- Epaisseur de la tête du goujon : $e = 10\ mm$ .
- Limite d'élasticité de goujon : $fy = 350\ N/mm^2$.
- Limite de rupture de goujon : $fu = 450\ N/mm^2$

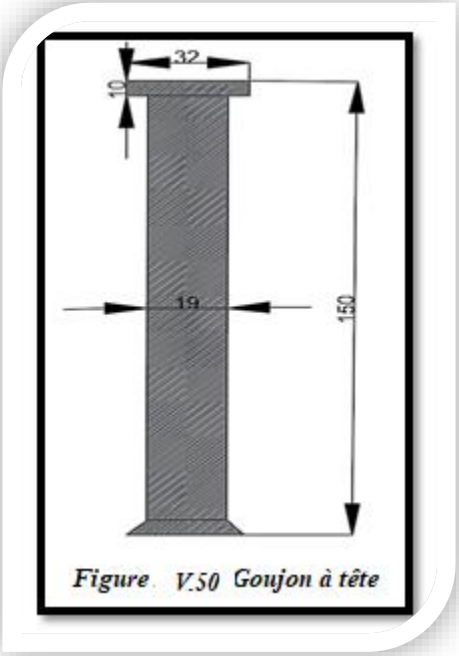


Figure V.50 Goujon à tête

## V.6.3 DETERMINATION DU NOMBRE DES CONNECTEURS POUR CHAQUE TRONÇON :

### V.6.3.1 La résistance de goujon :

- **La ruine par cisaillement** de l'acier en pied : $P_{RK}{}^{(1)} = 0.8 * f_u * \frac{\pi d^2}{4} = 0.8 * 450 * \frac{\pi * 19^2}{4} = 0.102\ MN$
- **La ruine par écrasement** du béton en pied :

$P_{RK}{}^{(2)} = 0.29 * \alpha * d^2 \sqrt{f_{ck}\ E_{cm}} = 0.29 * 1 * 19^2 \sqrt{40 * 37619.47} = 0.128\ MN$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :

$$P_{RK} = min\left(P_{RK}{}^{(1)}; P_{RK}{}^{(2)}\right) = min\ (0.102\ ;\ 0.128) = 0.102\ MN$$

Finalement, la résistance de calcul vaut :

- **A L'ELU :** $P_{Rd}{}^{\text{ELU}} = 0.8 * P_{RK} = 0.8 * 0.102 = 0.081\ MN$
- **A L'ELS :** $P_{Rd}{}^{\text{ELS}} = K_s * P_{RK} = 0.6 * 0.102 = 0.061\ MN$

### V.6.3.2 Principe de calcul :

Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement. Pour des raisons constructives, il n'est en général pas envisageable de faire évoluer continûment la densité de connecteurs. On divise alors l'ouvrage en n tronçons de longueurs, sur chacun desquels on dispose un nombre de connecteurs (densité constante par tronçon).

Pour dimensionner la connexion, on divise la structure en différentes zones limitées par les sections critiques :

- Appuis.
- Section de moments fléchissant maximal et minimal.

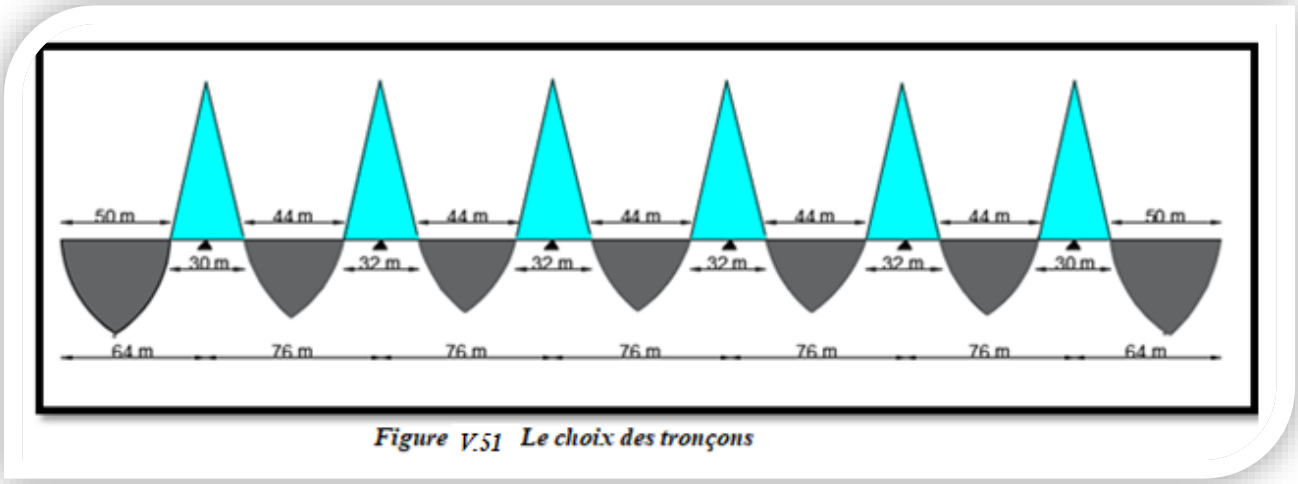



*Figure V.51 Le choix des tronçons*

Pour les piéces des pont on prend la largueur du tablier 32m.

### V.6.3.3 Dimensionnement sous ELU :

**A/ Pour les poutres principal :**

**Tronçon L1 : L1 = 50 m :**

$F_G = min(F_a ; F_b)$ $F_G$ : force de glissement . $F_a = \frac{A_s * \sigma_s}{1.05}$

***Avec :***

$A_s$ *: Aire de la section charpente métallique.* $\sigma_s$ *: La limite d'élasticité de charpente métallique.*

$$F_b = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c$$

***Avec :***

$f_{ck}$ *: résistance caractéristique à la compression du béton.* $h_c$ *: la hauteur de dalle comprimée.*

$b_{eff}$*: la largeur efficace de la dalle.* $\gamma_b$ *:coefficient partiel pour le béton.*

$$F_a = \frac{A_s * \sigma_s}{1.05} = \frac{0.27 * 355}{1.05} = 91.28\ MN$$

$$F_b = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c = \frac{0.85 * 40}{1.5} * 12.25 * 0.25 = 69.42\ MN$$

$$F_G = min(F_a ; F_b) = 69.42\ MN$$

**Vérification de contraint de cisaillement :**

$$\sigma = \frac{F_G}{b_{eff} * h_c} = \frac{69.42}{12.25 * 0.25} = 22.66\ Mpa$$

**Section a :**

$$f_g = b_a * \sigma * h_c = 7.7 * 22.66 * 0.25 = 43.62\ MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{43.62}{50 * 0.25} = 3.48\ Mpa$$

**Section b :**

$$f_g = b_b * \sigma * h_c = 4.55 * 22.66 * 0.25 = 25.77\ MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{25.77}{50 * 0.25} = 2.06\ Mpa$$

**Calcule number des connecteurs :**

$$N \geq \frac{F_G}{P_{Rd}^{\text{ELU}}} = \frac{69.42}{0.081} = 858\ \ goujon$$

On pose 10 goujons par range donc : $\frac{858}{10} \approx 86\ range$

**Espacement entre chaque range :**

$$e = \frac{L_1}{nb\ de\ range} = \frac{50}{86} = 58\ cm$$

**Verification de l'Espace limite :**

$$e_{min} \leq e_l \leq e_{max}$$

***Avec :***

$e_{min} \geq 5\ d$ , $e_{max} = min\ (800 ; 4e)$, $e$ *: est l'épaisseur de la dalle.*

$$e_{min} \geq 5\,d = 9.5\,cm$$

$$e_{max} = min\,(800\,;4e) = min\,(800\,;4*250) = 80\,cm$$

$$9.5 \leq 58 \leq 80\,cm$$ **CONDISTION VRERIFIER**

**Tronçon L2 : L2 = 30 m**

$\boldsymbol{F_G = min(F_a\,;F_b)}$ $F_G$ : force de glissement . $F_a = \frac{A_s*\sigma_s}{1.05}$

***Avec :***

$\boldsymbol{A_s}$ **:** *Aire de la section charpente métallique.* $\boldsymbol{\sigma_s}$ **:** *La limite d'élasticité de charpente métallique.*

$$F_b = \frac{0.85*f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c$$

***Avec :***

$\boldsymbol{f_{ck}}$ : résistance caractéristique à la compression du béton. $\boldsymbol{h_c}$ : la hauteur de dalle comprimée.

$\boldsymbol{b_{eff}}$: la largeur efficace de la dalle. $\boldsymbol{\gamma_b}$ :coefficient partiel pour le béton.

$$F_a = \frac{A_s * \sigma_s}{1.05} = \frac{0.27 * 355}{1.05} = 91.28\,MN$$

$$F_b = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c = \frac{0.85 * 40}{1.5} * 9.65 * 0.25 = 54.68\,MN$$

$$\boldsymbol{F_G = min(F_a\,;F_b) = 54.68\,MN}$$

**Vérification de contraint de cisaillement :**

$$\sigma = \frac{F_G}{b_{eff} * h_c} = \frac{54.68}{9.65 * 0.25} = 22.66\,Mpa$$

**Section a :**

$$f_g = b_a * \sigma * h_c = 7.7 * 22.66 * 0.25 = 43.62\,MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{43.62}{30 * 0.25} = 3.48\,Mpa$$

$\tau_u \leq \min(0.13\,f_{cj}\,;4\,Mpa)$ $3.48 \leq \min(5.2\,;4\,Mpa)$ **CONDITION VERIFIER**

**Section b :**

$$f_g = b_b * \sigma * h_c = 4.55 * 22.66 * 0.25 = 25.77\,MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{25.77}{30 * 0.25} = 2.06\,Mpa$$

$\tau_u \leq \min(0.13\,f_{cj}\,;4\,Mpa)$ $2.06 \leq \min(5.2\,;4\,Mpa)$ **CONDITION VERIFIER**

**Calcule number des connecteurs :**

$$N \geq \frac{F_G}{P_{Rd}^{ELU}} = \frac{54.68}{0.081} = 684\ goujon$$

On pose 10 goujons par range donc : $\frac{684}{10} \approx 69\ range$

**Espacement entre chaque range :**

$$e = \frac{L_2}{nb\ de\ range} = \frac{30}{69} = 44\ cm$$

**Verification de l'Espace limite :**

$$e_{min} \leq e_l \leq e_{max}$$

***Avec :***

$e_{min} \geq 5\ d$ . $e_{max} = min\ (800\ ;4e)$ ; $e$ : *est l'épaisseur de la dalle.*

$$e_{min} \geq 5\ d = 9.5\ cm$$

$$e_{max} = min\ (800\ ;4e) = min\ (800\ ;4 * 250) = 80\ cm$$

$9.5 \leq 44 \leq 80\ cm$ **CONDISTION VRERIFIER**

**B/ Pièce de pont :**

$F_G = min(F_a\ ;F_b)$ $F_G$ : force de glissement . $F_a = \frac{A_S * \sigma_S}{1.05}$

***Avec :***

$A_s$ **:** *Aire de la section charpente métallique.* $\sigma_s$ **:** *La limite d'élasticité de charpente métallique.*

$$F_b = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c$$

***Avec :***

$f_{ck}$ *: résistance caractéristique à la compression du béton.* $h_c$ *: la hauteur de dalle comprimée.*

$b_{eff}$*: la largeur efficace de la dalle.* $\gamma_b$ *:coefficient partiel pour le béton.*

$$F_a = \frac{A_s * \sigma_s}{1.05} = \frac{0.026 * 355}{1.05} = 8.45\ MN$$

$$F_b = \frac{0.85 * f_{ck}}{\gamma_b} * b_{eff} * h_c = \frac{0.85 * 40}{1.5} * 4 * 0.25 = 22.66\ MN$$

$$F_G = min(F_a\ ;F_b) = 8.45\ MN$$

**Vérification de contraint de cisaillement :**

$$\sigma = \frac{F_G}{b_{eff} * h_c} = \frac{8.45}{4 * 0.25} = 8.45\ Mpa$$

**Section a :**

$$f_g = b_a * \sigma * h_c = 2 * 8.45 * 0.25 = 4.225\ MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{4.225}{32 * 0.25} = 0.52\ Mpa$$

$\tau_u \leq \min(0.13\ f_{cj}\ ; 4\ Mpa)$ $0.52 \leq \min(5.2\ ; 4\ Mpa)$ **CONDITION VERIFIER**

**Section b :**

$$f_g = b_b * \sigma * h_c = 2 * 8.45 * 0.25 = 4.225\ MN$$

$$\tau = \frac{f_g}{L_1 * h_c} = \frac{4.225}{32 * 0.25} = 0.52\ Mpa$$

$\tau_u \leq \min(0.13\ f_{cj}\ ; 4\ Mpa)$ $0.52 \leq \min(5.2\ ; 4\ Mpa)$ **CONDITION VERIFIER**

**Calcule number des connecteurs :**

$$N \geq \frac{F_G}{P_{Rd}^{\text{ELU}}} = \frac{8.45}{0.081} = 105\ goujon$$

On pose 2 goujons par range donc : $\frac{105}{2} \approx 53\ rangers$

**Espacement entre chaque range :**

$$\boldsymbol{e_l} = \frac{L_2}{nb\ de\ range} = \frac{32}{53} = 60\ cm$$

**Verification de l'Espace limite :**

$$\boldsymbol{e_{min} \leq e_l \leq e_{max}}$$

***Avec :***

$e_{min} \geq 5\ d.$ $e_{max} = min\ (800\ ; 4e).$ $e$ *: est l'épaisseur de la dalle.*

$$e_{min} \geq 5\ d = 9.5\ cm$$

$$e_{max} = min\ (800\ ; 4e) = min\ (800\ ; 4 * 250) = 80\ cm$$

$9.5 \leq 60 \leq 80\ cm$ **CONDISTION VRERIFIER**

### V.6.3.4 Dimensionnement sous ELS :

**Calcul flux de cisaillement :** Chaque cas de charge de flexion générale produit un flux de cisaillement longitudinal $V_{L,Ed}$ à l'interface entre la dalle en béton et la charpente métallique appelé aussi glissement . Ce flux se déduit aisément des caractéristiques de la section et des efforts généraux auxquels elle est soumise : $\boldsymbol{V_{L,Ed} = \frac{\mu_c * V_{Ed}}{I_{mixt}}}$

***Avec :***

$\mu_c$ *: le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte.*

$V_{Ed}$ *: l'effort tranchant sous le cas de charge considéré.* $I_{mixt}$ *: le moment d'inertie de la section mixte.*

**Principe de calcul :** Dans toute section du tablier, la densité de connecteurs doit être suffisante pour reprendre intégralement le flux de cisaillement.

On doit vérifier alors en tout point x : $V_{L,Ed}(x) \leq (N_i \times P_{Rd}{}^{ELS})/L_i$

On résume les valeurs maximales dans le tableau suivantes :

***Tableau V-28 Calcul de l'effort rasant total.***

| ***Position*** | $V_{Ed}$ ***(MN)*** | | $\mu_c$ ***(m3)*** | | $I_{mixte}$ ***($m^4$)*** | | $V_{L,Ed}$ ***(MN/m)*** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | ***Coefficient d'équivalence*** | | | | | | | | |
| ***Tronçon $L_1$*** | *6* | *18* | *6* | *18* | *6* | *18* | *6* | *18* | ***Total*** |
| | *1.65* | *1.16* | *1.32* | *0.44* | *2.22* | *1.72* | *0.98* | *0.29* | *1.27* |
| ***Tronçon $L_2$*** | *2.57* | *1.68* | *1* | *0.33* | *3.11* | *2.44* | *0.82* | *0.23* | *1.05* |
| ***Piéce de pont*** | *0.05* | *0.07* | *0.07* | *0.024* | *0.0065* | *0.005* | *0.55* | *0.32* | *0.87* |

**Tronçon $L_1$**: Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 1.27 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (10 goujons par rangée) : $\frac{10 \times P_{Rd}^{ELS}}{max(V_{L,Ed})} = \frac{10 \times 0.061}{1.27} = 0.48m$

**Donc :**

- Le nombre entier de rangs de goujons $\frac{50}{0.48} = 104.16\ rangers$
- Le nombre entier de goujons $10 \times 104 = 1040\ goujons$

**Tronçon $L_2$**: Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 1.05 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (10 goujons par rangée) : $\frac{10\times P_{Rd}^{ELS}}{max(V_{L,Ed})} = \frac{10\times 0.061}{1.05} = 0.57m$

**Donc :**

- Le nombre entier de rangs de goujons $\frac{50}{0.57} = 87.75\ rangers$
- Le nombre entier de goujons $10 \times 87 = 870\ goujons$

**Piéce de pont :** Le flux de cisaillement ELS maximal à reprendre est donc de 0.87 MN/m, ce qui est assuré à condition de placer les rangées de connecteurs au pas maximal de (2 goujons par rangée) : $\frac{2\times P_{Rd}^{ELS}}{max(V_{L,Ed})} = \frac{2\times 0.061}{0.87} = 0.14m$

**Donc :**

- Le nombre entier de rangs de goujons $\frac{32}{0.14} = 228.57\ rangers$
- Le nombre entier de goujons $2 \times 228 = 456\ goujons$

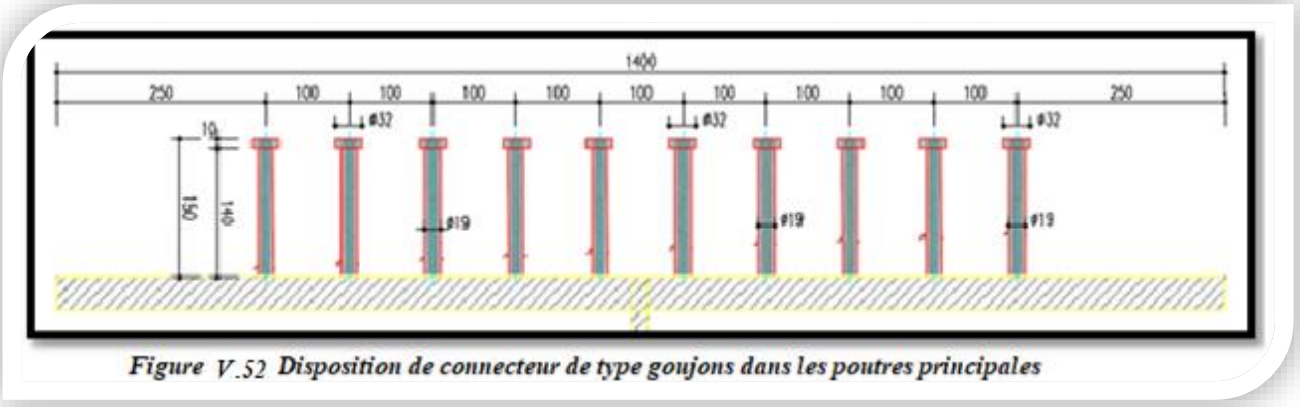



*Figure V.52 Disposition de connecteur de type goujons dans les poutres principales*

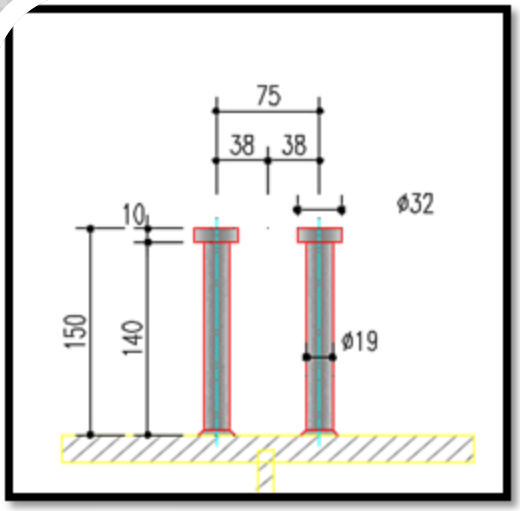



*Figure V.53 Disposition de connecteur de type goujons dans la piece de pont*

## V.7 ETUDE DE LA DALLE :

La fonction principale de la dalle d'un pont est d'offrir une surface supportant les charges d'utilisation (trafic) de l'ouvrage. La dalle, doit également supporter certains équipements du pont (CCP), elle doit donc être conçue pour exercer les fonctions suivantes :

- Résister aux actions locales verticales et horizontales du trafic, et à celles agissant sur les barrières ou les garde-corps .
- Transmettre les effets de ses actions aux éléments porteurs correspondants.
- Participer à la flexion transversale du pont mixte.
- Stabiliser, contre le déversement, la semelle comprimée supérieure des poutres longitidinale.

La dalle travaille en flexion simple suivant les deux directions longitudinale et transversale. On cherchera ici à déterminer les moments en vue du dimensionnement des armatures. Le calcul a été effectué par le logiciel « CSI BRIDGE » avec un modèle global de la structure qui permet de déterminer les moments fléchissant ,on peut observer le comportement de la dalle sous différentes combinaisons de charges avec l'option de cartographie, la cartographie nous permet de déduire les moments fléchissant $M_x$ et $M_y$.

Les valeurs des moments maximaux obtenues sous l'enveloppe des combinaisons à l'ELS sont représentées dans les figures suivantes :

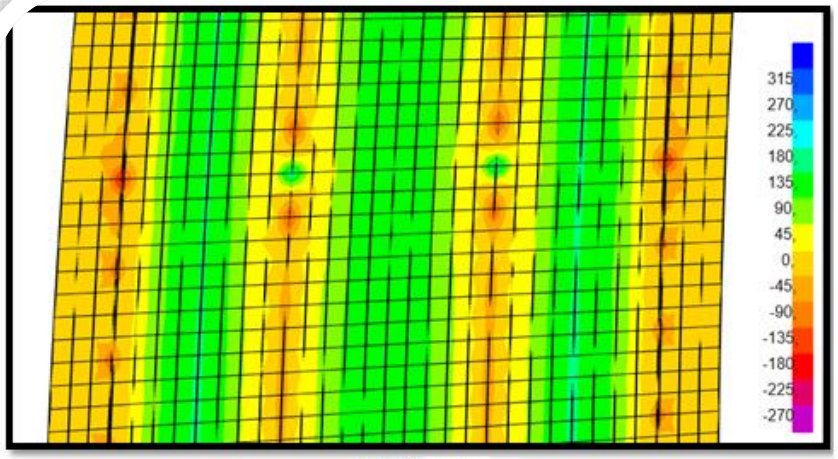



*Figure V.54*
*Moment transversal max de la dalle Mx sous l'enveloppe des combinaisons à l'ELS.*

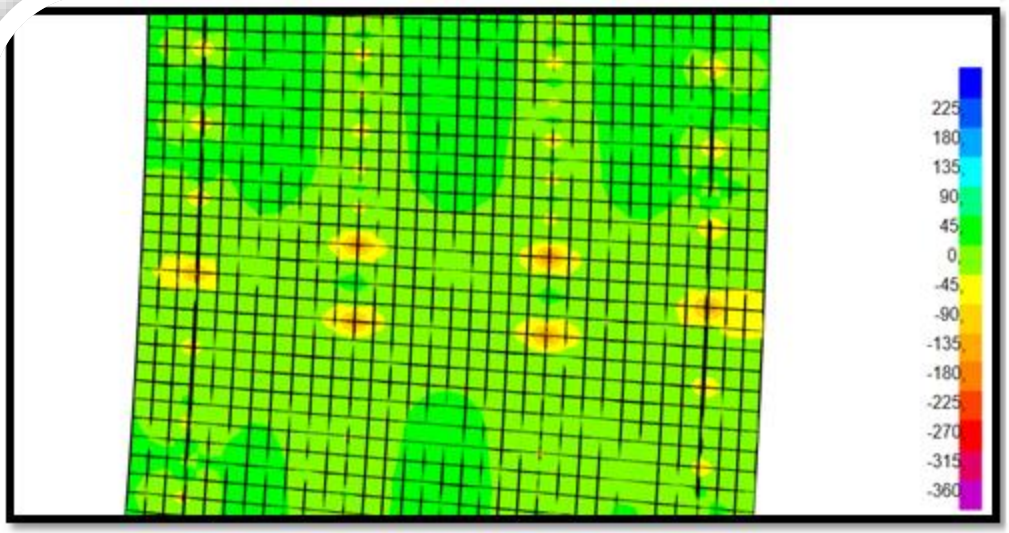



*Figure V.55*
*Moment longitudinal max de la dalle My sous l'enveloppe des combinaisons à l'ELS*

Le calcul du ferraillage se fera à l'aide du logiciel EXPERT 2010 pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle suivant les deux directions. Le ferraillage s'effectuera pour une section de $100 \times 25$ cm$^2$ , la fissuration est jugée préjudiciable pour un enrobage de 5 cm. Les sections d'armature obtenues sont les suivantes :

| Tableau V-29 Ferraillage de la dalle. | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Ferraillage longitudinal | | Ferraillage transversal | |
| | Nappe supérieure | Nappe inférieure | Nappe supérieure | Nappe inférieure |
| $\boldsymbol{Moment\ (kN.m/ml)}$ | $-130.24$ | 73.42 | $-170.16$ | 106.2 |
| $\boldsymbol{Section\ d'armature(cm^2)}$ | 29.1 | 15.8 | 38.6 | 23.4 |
| **Choix des barres** | $6HA\ 25$ | $6HA\ 20$ | $8HA\ 25$ | $8HA\ 20$ |

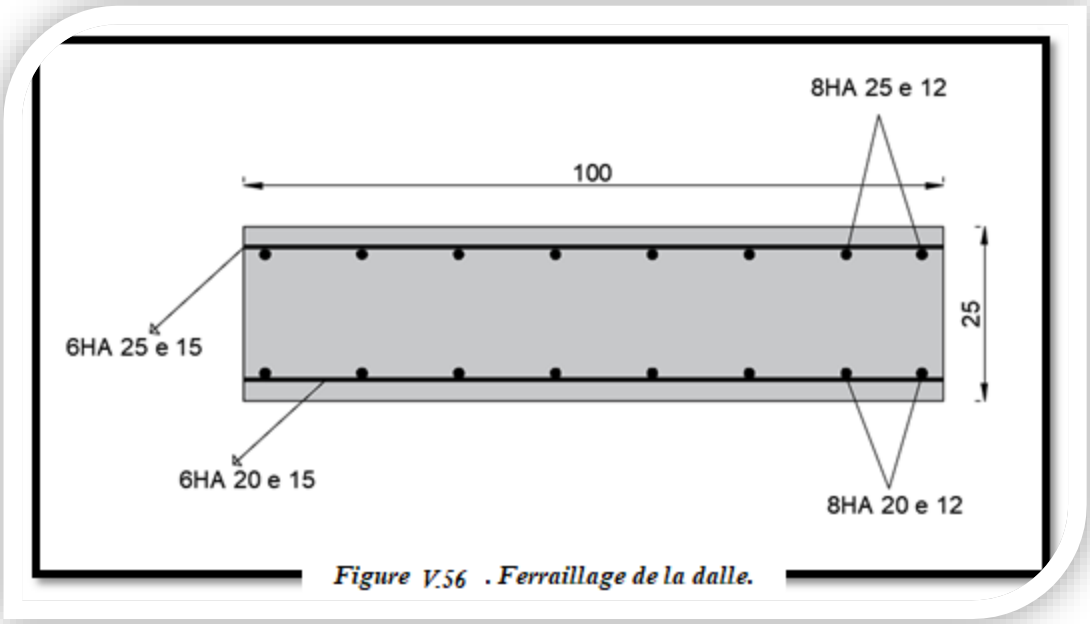



*Figure V.56 . Ferraillage de la dalle.*

**VERIFICATION :**

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

$$A_S = 15.8\ cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 * 100 * 22.5 * 3}{400} = 3.88\ cm^2 \quad \textbf{CONDITION VERIFIER}$$

***Avec :***

$\boldsymbol{d} = 0.9h$. $\boldsymbol{f_{tj}}$: *:La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours*

$\boldsymbol{f_e}$: *La limite d'élasticité de l'acier.*

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

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}$

D'apres les resultat de logiciel on obtient **V =0.317 MN**

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{0.317}{1 * 0.225} = 1.40$$

$$\bar{\tau} = \left( 4\ Mpa\ ;\ \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 1.88$$

Donc l'effort tranchant vérifier

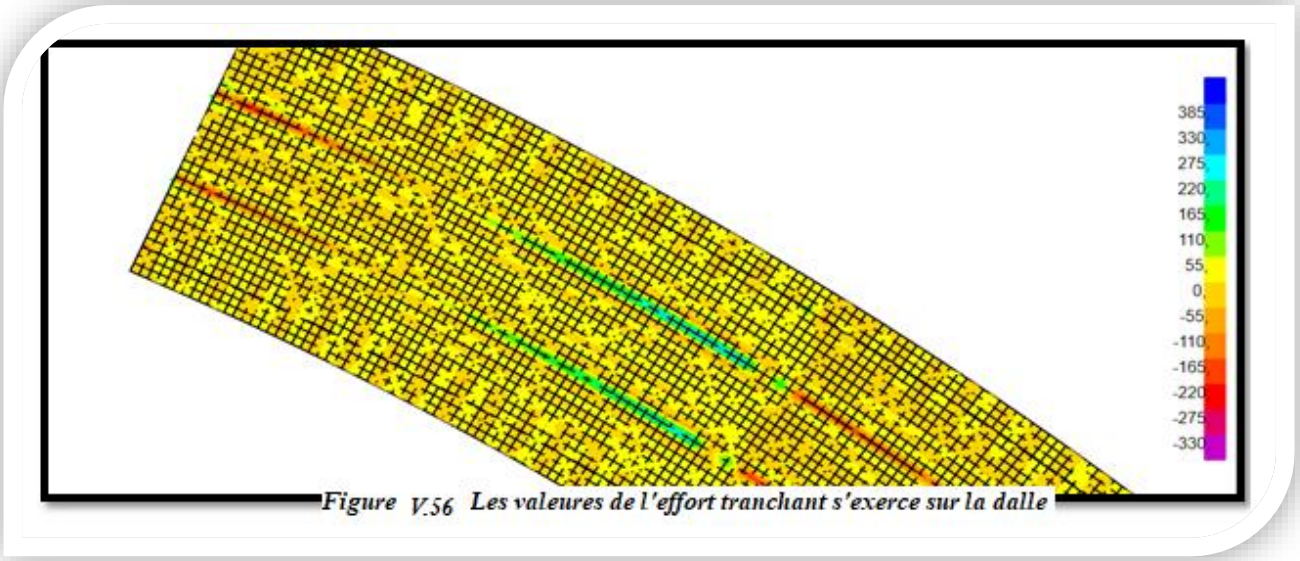



*Figure V.56 Les valeures de l'effort tranchant s'exerce sur la dalle*

## V.8 LES ASSEMBLAGES

### V.8.1 ASSEMBLAGE PAR SOUDURE :

Parmi les procédés d'assemblage, le soudage occupe une place importante, car il permet d'adopter au mieux, les formes de construction aux contraintes qu'elles sont appelées à supporter en service.

#### V.8.1.1 Principe :

On crée une continuité de matière entre deux pièces différentes par création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler ou d'un métal d'apport. La continuité métallique entre les deux pièces ne peut en effet être obtenue qu'à partir d'un état liquide, ce qui permettra la naissance de grains communs lors du refroidissement.

#### V.8.1.2 Types de soudures :

a) **Soudures bout à bout :** La soudure bout-à-bout (*Figure 0-57*) est la plus courante et la plus facile à utiliser, elle est Composée de deux pièces plates ou de même section disposées de façon parallèle. Elle assure une bonne continuité géométrique et un bon comportement aux différentes sollicitations .

Il en existe deux types :

- La soudure bout à bout à pleine pénétration pour laquelle la pénétration et la fusion de la soudure et du métal de base sont complètes sur l'épaisseur de l'assemblage.
- La soudure bout à bout à pénétration partielle pour laquelle la pénétration de la soudure ne s'étend pas à l'épaisseur totale de l'assemblage.

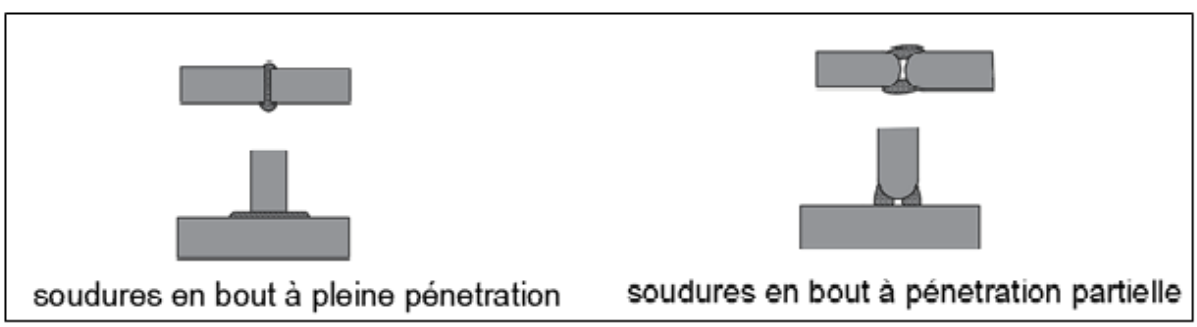



*Figure V-57 Schéma représentatif des deux types de soudure bout à bout.*

Jusqu'à des épaisseurs de pièces de 5 à 6 mm, les soudures peuvent être effectuées sur des pièces non chanfreinées (Figure 0-58 A)
Au-delà de 6 mm, il faut réaliser des chanfreins sur les rives d'assemblage.

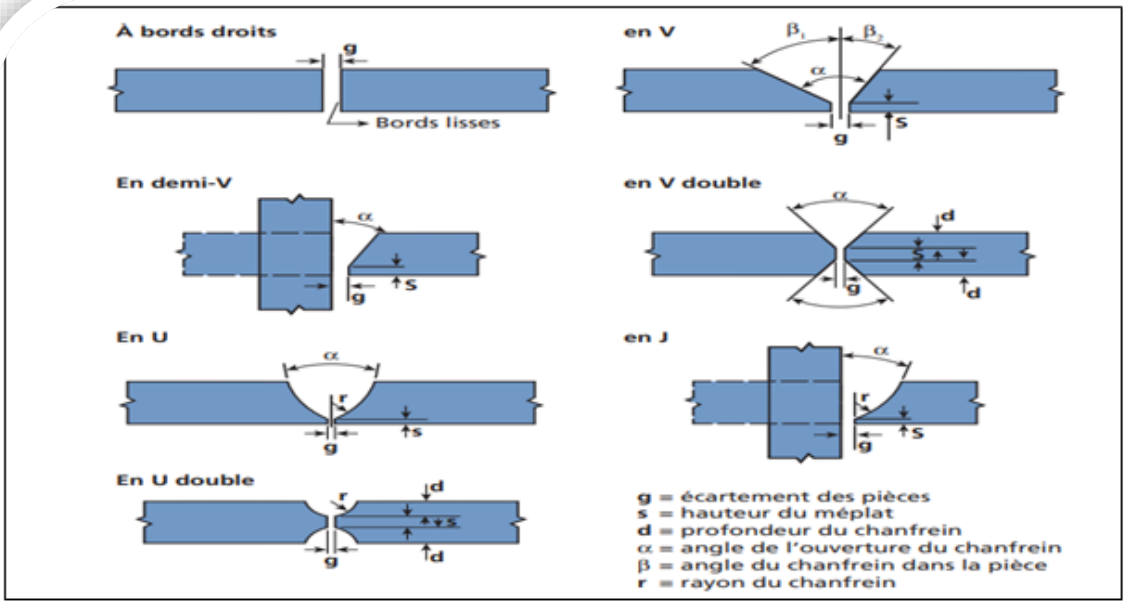



*Figure V.58 Schéma représentatif de soudure non chanfreinée et chanfreinée avec différentes formes.*

**b) Soudures d'angle :** Une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Les soudures d'angle qui peuvent être déposées en un seul passage sont particulièrement économiques.

Selon la position relative des pièces à assembler, on a trois types de dispositions des soudures d'angle :

- Assemblage à recouvrement dans lequel les pièces se trouvent dans des plans parallèles.
- Assemblage d'angle dans lequel les pièces sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre.

Afin d'améliorer la résistance et la rigidité de l'assemblage dans ce cas, des soudures bout à bout sont généralement préférées.

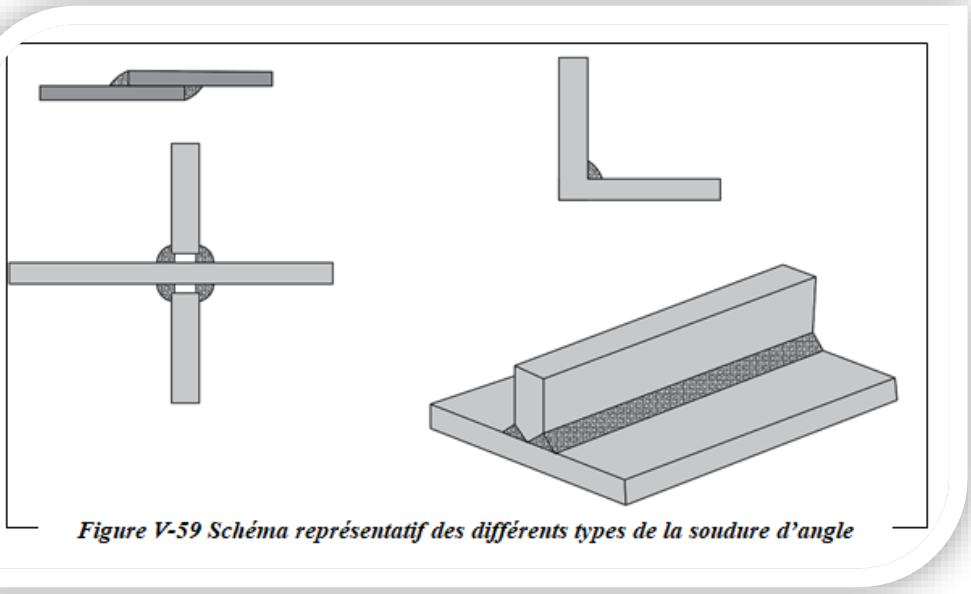


*Figure V-59 Schéma représentatif des différents types de la soudure d'angle*

**c) Soudures en bouchon et en entaille :**

Leur fonction principale est d'empêcher le voilement ou la séparation des plats qui se recouvrent.

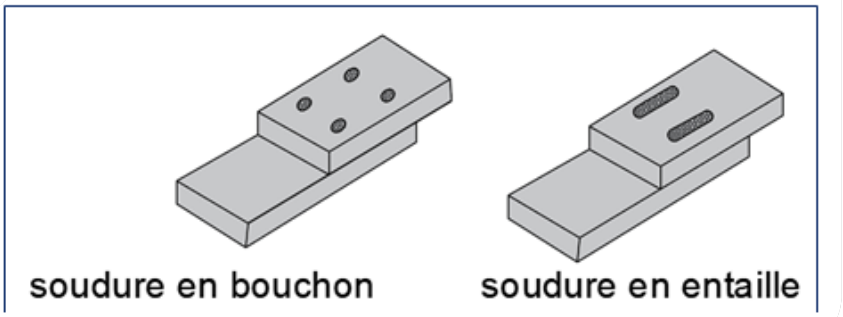



*Figure V-60 Schéma représentatif des soudures en bouchon et en entaille*

### V.8.1.3 Avantages de la soudure :

- Continuité de matière, donc bonne transmission des efforts
- Pas de pièces secondaires
- Moindre encombrement, étanche, esthétique

### V.8.1.4 Inconvénients de la soudure :

- Le métal de base doit être soudable
- Le contrôle est obligatoire et onéreux
- Le contrôle exercé par les soudeurs est aléatoire
- Nécessité d'une main d'œuvre qualifiée et d'un matériel spécifique

**V.8.1.5 Soudures utilisées pour notre ouvrage :** pour notre ouvrage on utilisera :

**A/** Les soudures bout à bout à pleine pénétration chanfreiné en forme de « V double » avec un angle de 60° et hauteur de méplat de 2 mm et ecartement de 3 mm pour joindre les tôles de la semelle entre elles.

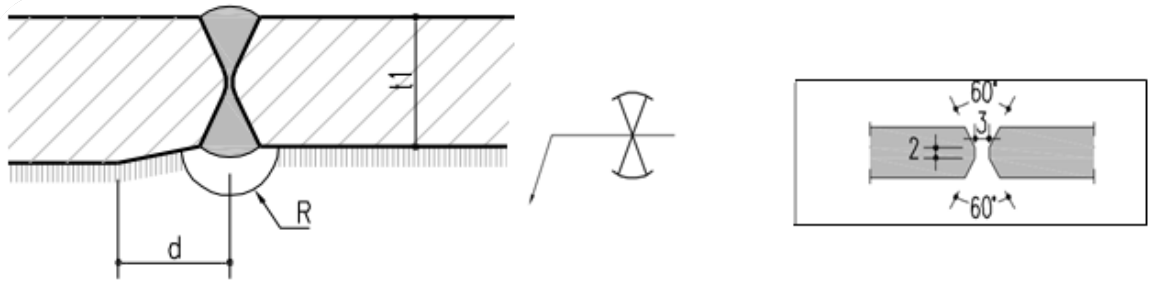



*Figure V-61 soudures bout à bout de forme «v double»*

**B/** Les soudures d'angles avec un angle de 90° et une gorge utile « a » égal à 14 mm pour soudée les rédiseurs avac les ames des poutres ou les pannaux au nivau des piles .

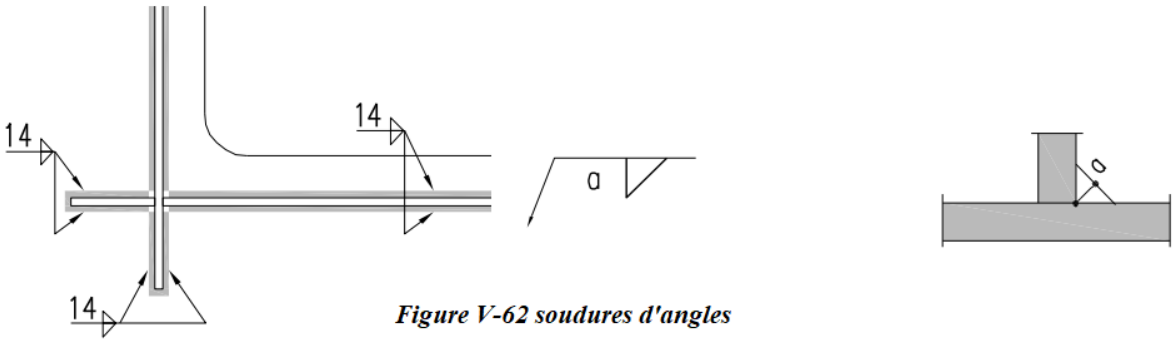



*Figure V-62 soudures d'angles*

## V.8.2 ASSEMBLAGE BOULONNE :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. Le type d'assemblage qu'on va adopter est de type boulons précontraints HR (à haute résistance), constitué d'acier à haute limite élastique .

En construction métallique, ce type d'assemblage est conçu pour réaliser la continuité entre les element de la structure . la fixation est réalisée par l'intermédiaire d'une plaque soudée à l'extrémité de la poutre et boulonné sur les ailes des conterventments .

### V.8.2.1 Principes de conception :

- **Principe 1**: Respecter les dispositions constructives.
- **Principe 2**: Assurer une transmission des efforts la plus directe possible (sans excentricité).
- **Principe 3**: Pour un même nœud où convergent plusieurs barres , faire converger les axes neutres de ces barres en un même point, le centre du nœud (éviter ainsi les excentricités).
- **Principe 4**: Réduire le plus possible les dimensions de l'assemblage (l'efficacité de l'assemblage diminue lorsque sa longueur augmente).
- **Principe 5:** Prévoir l'accessibilité ( facilité de mise en œuvre).

### V.8.2.1 Règles de l'art :

- Pas d'assemblages avec un seul boulon.
- Pour l'ensemble des assemblages d'un projet de charpente : hoisir, si possible, au plus 2 diamètres, un petit diamètre pour les petits assemblages et un grand diamètre pour les grands assemblages.
- Installer, chaque fois que possible, les vis tête en haut .

**A/ Assemnlage piece des pont avec SHS 200*8 :**



*Figure V 63 Image réel de l'assemblage*

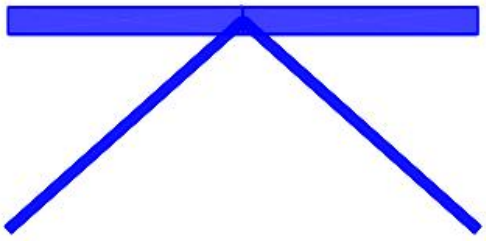


*Figure V-64 l'assemblage dans le modele csi bridge*

On a utilise un logiciel de calcul des assemblages boulonné **IDEA statica 20 educational version**

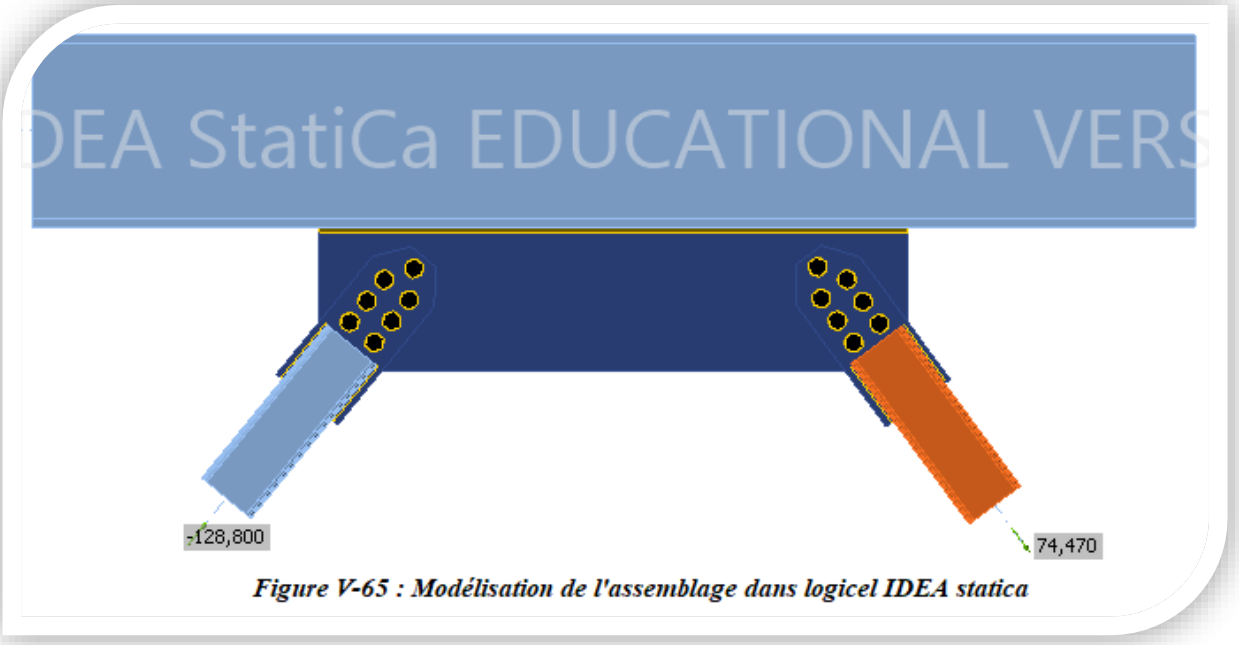



*Figure V-65 : Modélisation de l'assemblage dans logicel IDEA statica*

**Les contraintes equivalentes :**

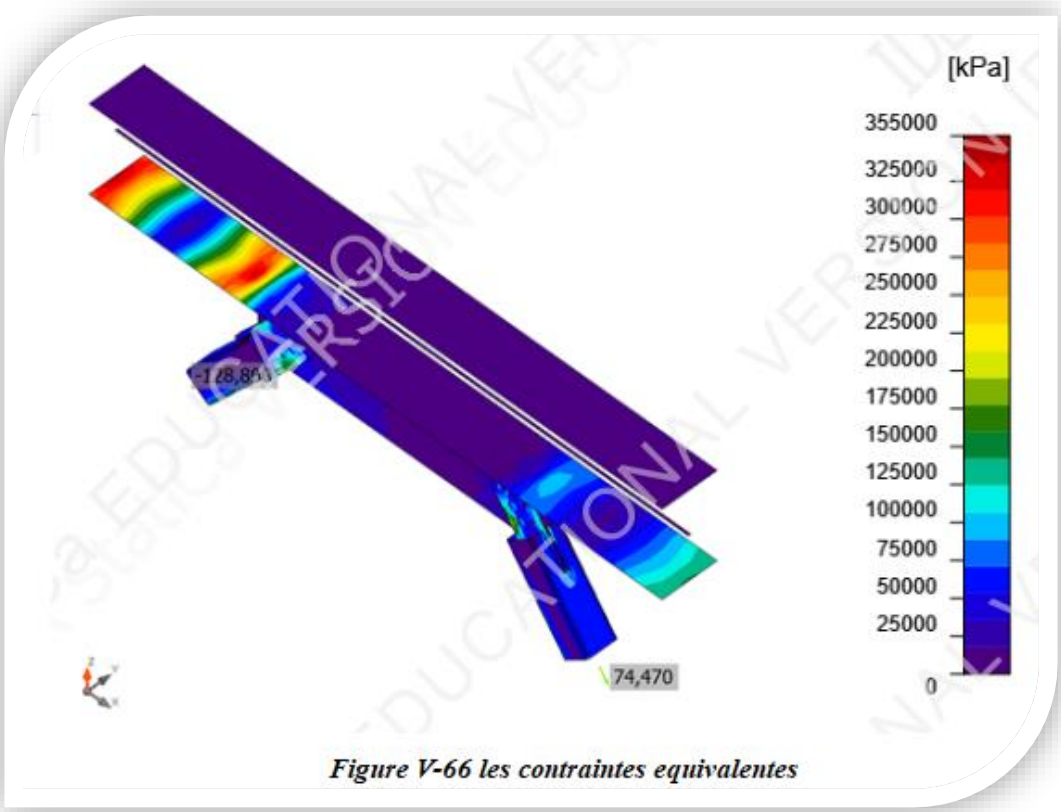



*Figure V-66 les contraintes equivalentes*

**Voilment :**

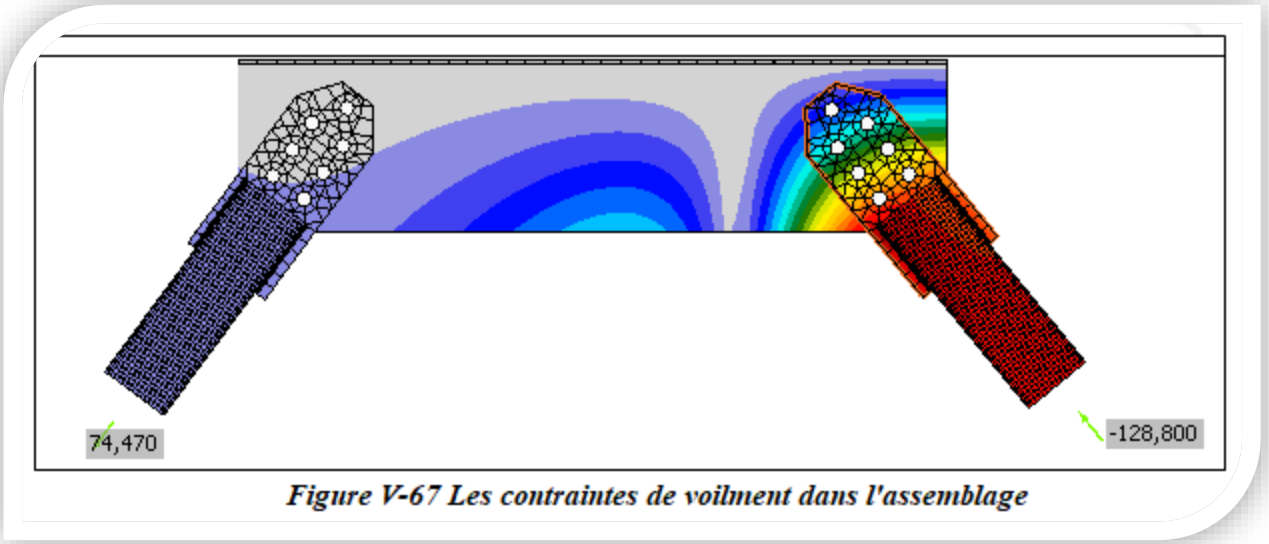



*Figure V-67 Les contraintes de voilment dans l'assemblage*

**Exemple de calcul sur un boulon :**

**Vérification de boulone 1 :**

**a/ Vérification de la résistance à la tension : (EN 1993-1-8 Tab 3.4 ) :**

$$F_{t,Rd} = \frac{K_2 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = 588.24\ kN \geq F_t = 6.78\ kN \ldots\ldots OK$$

***Avec :***

$K_2$ *: 0.9 ;* $fub = 1000\ Mpa$*: Résistance à la traction ultime du boulon*

$A_s = 8.17\ cm^2$*: Zone d'effort de traction du boulon ;* $\gamma_{M2} = 1.25$ *:Facteur de sécurité*

**b/ Vérification de la résistance au cisaillement : (EN 1993-1-8 Tab 3.4 ) :**

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p * \alpha_v * A_s * f_{ub}}{\gamma_{M2}} = 326.80\ kN \geq V = 29.78\ kN$$

***Avec :***

$\beta_p = 1$ *: facteur de réduction;* $\alpha_v = 0.5$ *: facteur de réduction*

**c/ Vérification de la résistance à la pression diamétrale : (EN 1993-1-8 Tab 3.4 )**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * A_s * d_t}{\gamma_{M2}} = 180.19\ kN \geq V = 29.78\ kN$$

***Avec :***

$k_1 = min(2.8\frac{e_2}{d_0} - 1.7\ ; 1.4\frac{p_2}{d_0} - 1.7\ ; 2.5\ );\ e_2 = 7.5\ cm \quad p_2 = 13.18\ cm \quad d_0 = 4.00\ cm$

$\alpha_b = \min\left(\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}\ ; \frac{f_{ub}}{f_u}\ ; \frac{e_1}{3d_0}; 1\right) = 0.64\ ; \quad e_1 = 7.66\ cm \quad f_u = 450\ Mpa$

**d/ Interaction de la tension et du cisaillement :**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = \frac{29.78}{326.8} + \frac{6.78}{1.4 * 588.24} = 0.099 = 9.9\%$$

Pour les autres boulons voire le tablaux suivant :

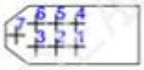
| | Nom | Charges | $F_{t,Ed}$ [kN] | V [kN] | $Ut_t$ [%] | $F_{b,Rd}$ [kN] | $Ut_s$ [%] | $Ut_{ts}$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | B1 | LE1 | 6,782 | 29,787 | 1,8 | 180,192 | 16,5 | 9,9 | OK |
| | B2 | LE1 | 2,630 | 16,995 | 0,7 | 94,833 | 17,9 | 5,5 | OK |
| | B3 | LE1 | 3,239 | 19,182 | 0,9 | 163,414 | 11,7 | 6,3 | OK |
| | B4 | LE1 | 4,260 | 22,770 | 1,1 | 86,271 | 26,4 | 7,5 | OK |
| | B5 | LE1 | 0,861 | 6,405 | 0,2 | 131,712 | 4,9 | 2,1 | OK |
| | B6 | LE1 | 3,266 | 12,521 | 0,9 | 92,434 | 13,5 | 4,2 | OK |
| | B7 | LE1 | 7,404 | 27,318 | 2,0 | 102,018 | 26,8 | 9,3 | OK |
|  | B8 | LE1 | 6,349 | 33,042 | 1,7 | 282,240 | 11,7 | 10,9 | OK |
| | B9 | LE1 | 2,675 | 21,042 | 0,7 | 94,833 | 22,2 | 6,8 | OK |
| | B10 | LE1 | 3,271 | 21,457 | 0,9 | 408,534 | 10,5 | 7,0 | OK |
| | B11 | LE1 | 5,017 | 19,487 | 1,3 | 92,434 | 21,1 | 6,6 | OK |
| | B12 | LE1 | 1,154 | 2,969 | 0,3 | 183,866 | 1,6 | 1,0 | OK |
| | B13 | LE1 | 1,789 | 11,215 | 0,5 | 86,271 | 13,0 | 3,6 | OK |
| | B14 | LE1 | 5,629 | 25,886 | 1,5 | 118,494 | 21,8 | 8,6 | OK |

*Figure V-68 Vérification des boulons*

Tous les détaille voire la note de calcul annexe C

**B/ Aassemnlage de SHS 350*12.5 avec SHS 200*8 :**

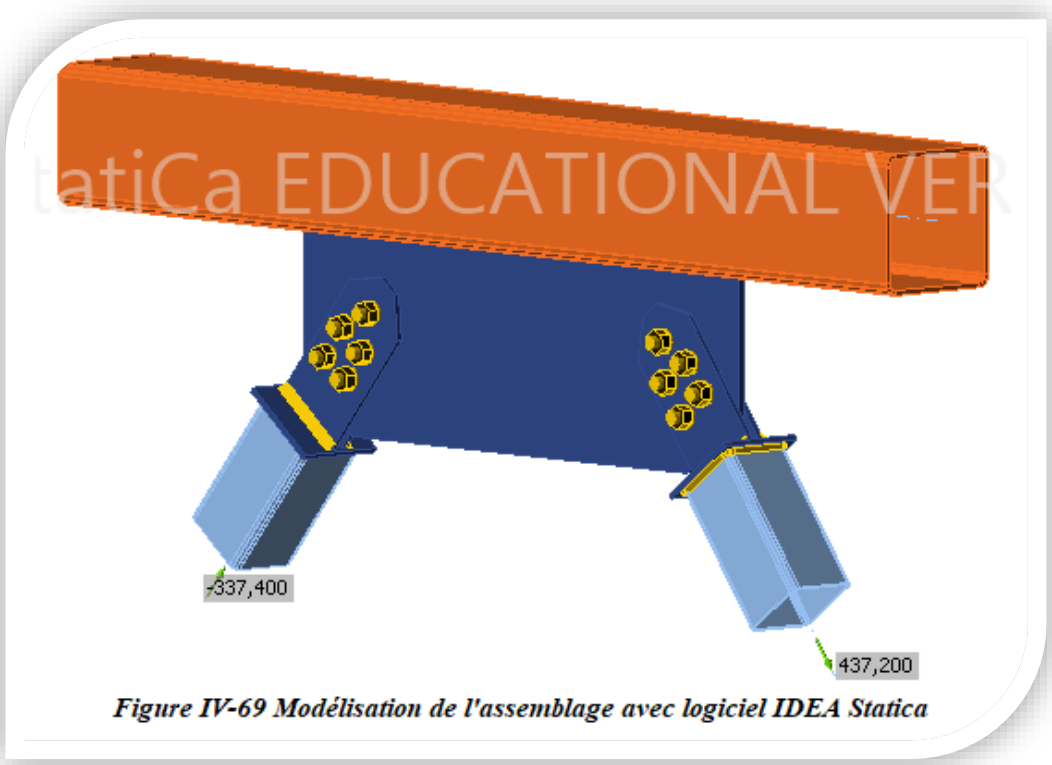



*Figure IV-69 Modélisation de l'assemblage avec logiciel IDEA Statica*

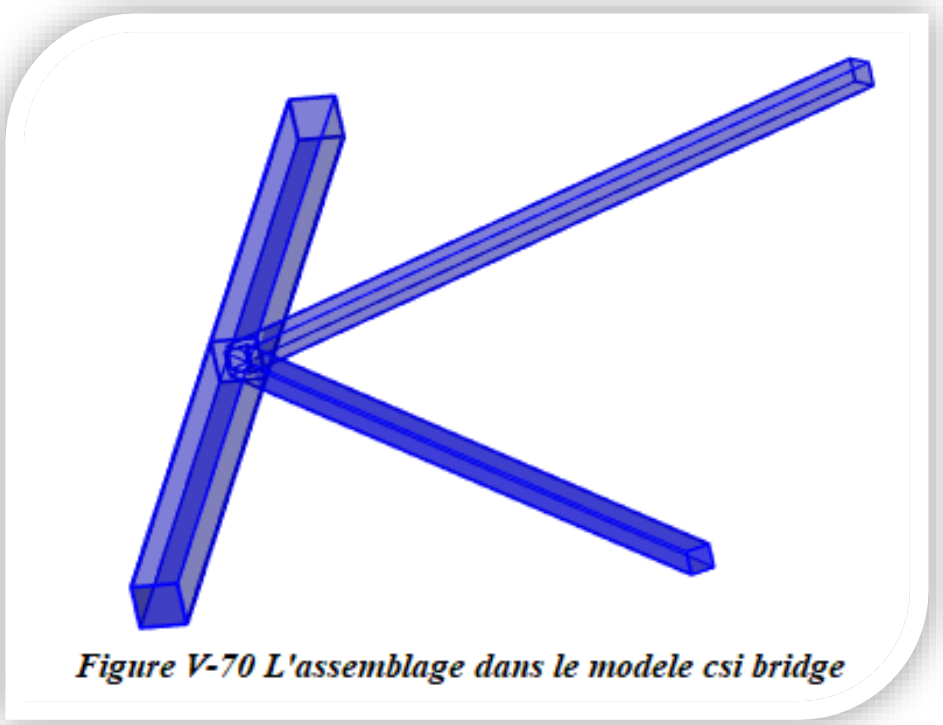


*Figure V-70 L'assemblage dans le modele csi bridge*

**Les contraintes equivalente :**

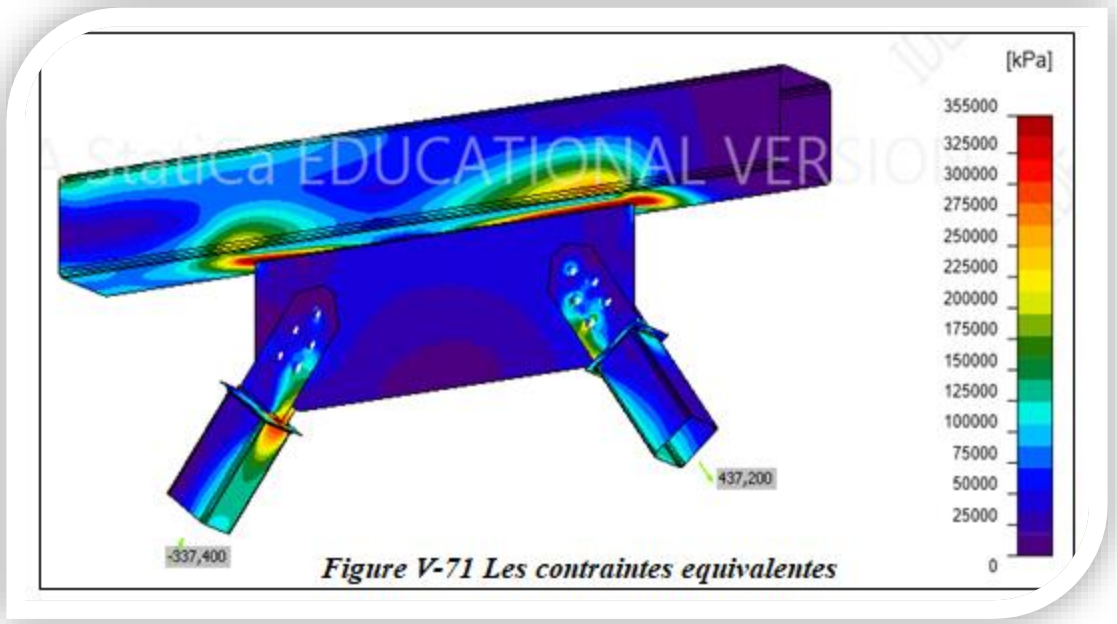



*Figure V-71 Les contraintes equivalentes*

**Voilment :**

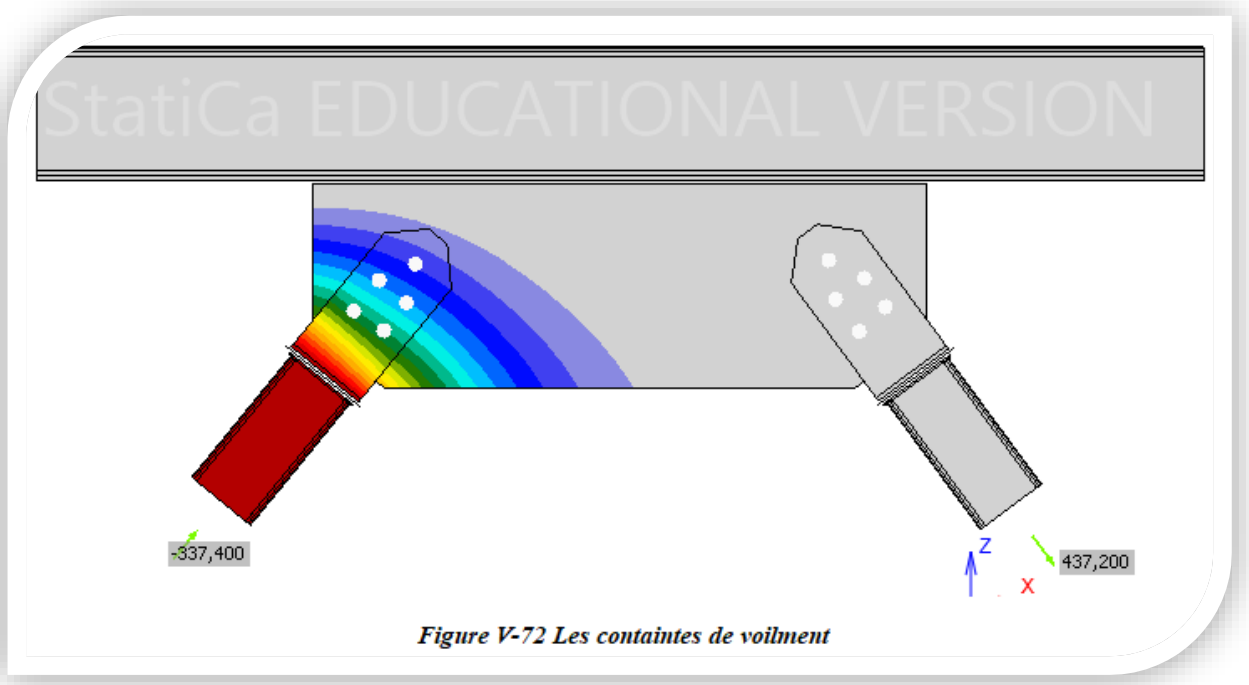



*Figure V-72 Les containtes de voilment*

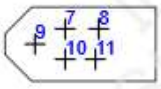
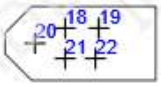
| | Nom | Charges | $F_{t,Ed}$ [kN] | V [kN] | $Ut_t$ [%] | $F_{b,Rd}$ [kN] | $Ut_s$ [%] | $Ut_{ts}$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | B7 | LE1 | 5,666 | 59,359 | 1,0 | 238,728 | 49,7 | 18,9 | OK |
| | B8 | LE1 | 8,097 | 70,480 | 1,4 | 378,941 | 37,2 | 22,5 | OK |
| | B9 | LE1 | 15,216 | 55,594 | 2,6 | 302,612 | 36,7 | 18,9 | OK |
| | B10 | LE1 | 5,603 | 26,698 | 1,0 | 204,624 | 26,1 | 8,8 | OK |
| | B11 | LE1 | 2,620 | 34,813 | 0,4 | 612,110 | 11,4 | 11,0 | OK |
|  | B18 | LE1 | 1,490 | 16,611 | 0,3 | 705,600 | 5,1 | 5,3 | OK |
| | B19 | LE1 | 8,252 | 31,497 | 1,4 | 256,361 | 24,6 | 10,6 | OK |
| | B20 | LE1 | 6,201 | 53,001 | 1,1 | 514,187 | 20,6 | 17,0 | OK |
| | B21 | LE1 | 3,998 | 53,186 | 0,7 | 240,853 | 44,2 | 16,8 | OK |
| | B22 | LE1 | 9,231 | 63,193 | 1,6 | 705,600 | 19,3 | 20,5 | OK |

*Figure V-73 Vérification des boulons*

**C/ Aassemnlage de la poutre principale avec les conterventments :**

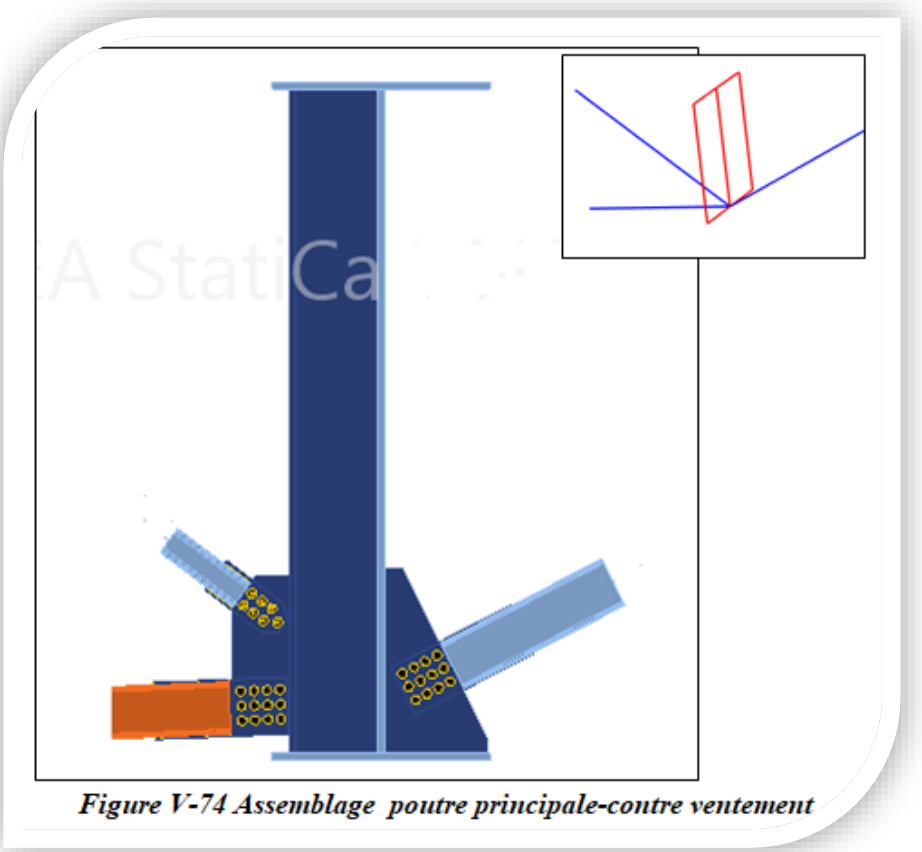


*Figure V-74 Assemblage poutre principale-contre ventement*

## V.9 LES EQUIPEMENTS DE PONT :

### V.9.1 LES APPAREILS D'APPUIS

La définition de la typologie des appareils d'appui est fonction des besoins de la structure pour l'exploitation et pour résister à l'action séismique. On a choisi une solution basée sur l'utilisation d'appareils d'appui du type « pot » dans les culées et hystérétiques $(F, \Delta)$ sur les piles, que permet de faire la dissipation de l'énergie séismique par des cycles hystérétiques, dans les conditions suivantes :

- Adoption d'appareils hystérétiques longitudinaux et transversaux sur les piles P2, P3 et P4.
- Sur les culées, les appuis assurent le blocage transversal.
- Sur la pile P5 tous les mouvements sont libres.
- Sur les piles P1 et P6 avec hystérétiques transversaux, le mouvement longitudinal est libre.

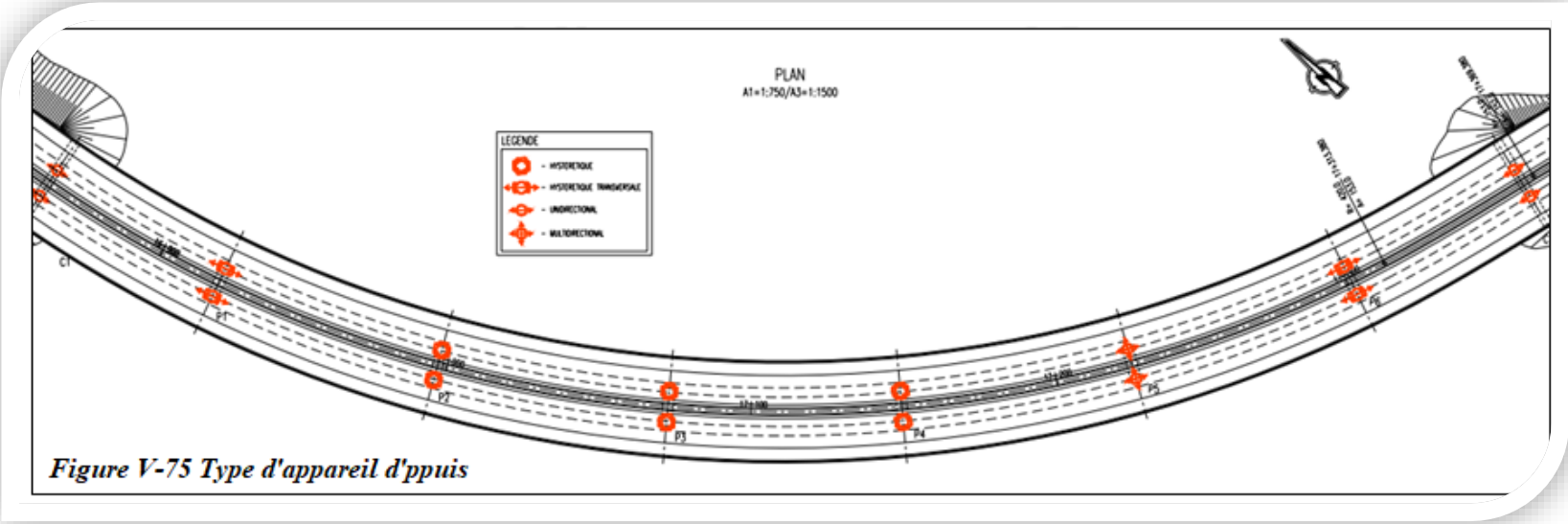



*Figure V-75 Type d'appareil d'ppuis*

D'après les efforts obtenus sous les combinaisons on a choisi des appareils d'appuis qui résiste a les efforts et on les a définis comme suit :

| Données techniques | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appoggio Appui | Carico Charge Vert SLU-ULS [kN] | Forza ultima Charge long SLU-ULS [kN] | Forza ultima Charge trasv SLU-ULS [kN] | Spostamento sismico long Déplacement seismic long [+/- mm] | Spostamento sismico trasv Déplacement seismic trasv [+/- mm] | Qtà Qté [pz] | Posizione Emplacement [Pilier] |
| TP-EPDF 32000/1665/1725/±150/±150 | 32000 | 1665 | 1725 | 150 | 150 | 2 | P4 |

*Figure V-76 Caractéristiques d'appareil d'appuis P2, P3 et P4*

Données techniques des appareils d'appuis des piles P2, P3 et P4

| Données techniques | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appoggio Appui | Carico Charge Vert SLU-ULS [kN] | Forza ultima Charge long SLU-ULS [kN] | Forza ultima Charge trasv SLU-ULS [kN] | Spostamento sismico long Déplacement seismic long [+/- mm] | Spostamento sismico trasv Déplacement seismic trasv [+/- mm] | Qtà Qté [pz] | Posizione Emplacement [Pilier] |
| TP-EPDL 34000/1235/±250/±150 | 34000 | - | 1235 | 250 | 150 | 4 | P1-P6 |

*Figure V-77 Caractéristiques d'appareil d'appuis P1 et P6*

Données techniques des appareils d'appuis des piles P1 et P6

| Technical Data - Donnes Technique | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appoggio Appui | Sigla Sigle | Posizione Site | Preset Presets | Carico Charges Vert. - Vert. SLU - ULS (kN) a | Carico Charges Trasv. - Trans. SLU - ULS (kN) b | Spostamento Mouvement Long. - Long. SLU - ULS (+/- mm) c | Rot. Rot. SLU ULS | Qtà N° (pz) |
| TPL 13000/2350/+-250 | L1 | C1 - C2 | - | 13000 | 2350 | 250 | 0,01 | 4 |

*Figure V-78 Caractéristiques des culées C1 et PC*

Données techniques des appareils d'appuis des Culées C1 et C2



*Figure V-79 Apparail d'appui a pot*

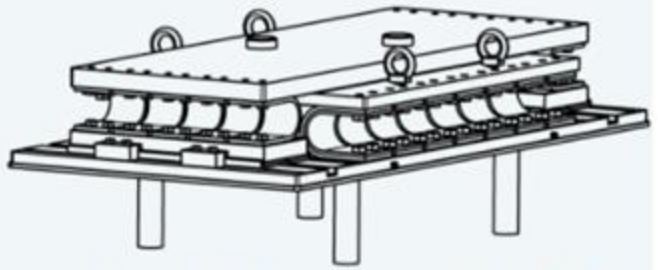


*Figure V-80 Apparail d'appui special*

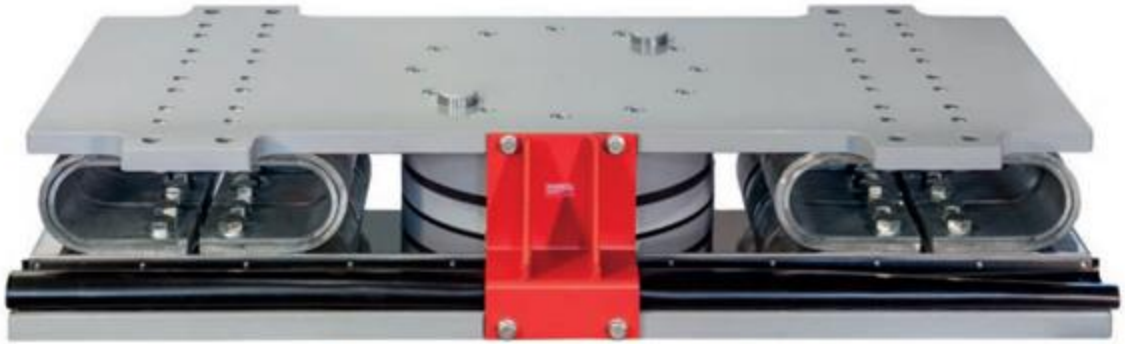


*Figure V-81 Apparail d'appui special*

## V.9.2 FERRAILLAGE DÉ D'APPUIS

### V.9.2.1 Pour les piles :

**Armatures de chainage :** La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25*24745.87*10}{347.82} = 177.86 \text{ cm}^2$$

**Armatures horizontales :** Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125*24745.87*10}{347.82} = 88.93 \text{ cm}^2$$

**Frette supérieure :** Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 *24745.87*10}{347.82} = 28.45 \text{ cm}^2$$

**Frette inférieure :** Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 *24745.87*10}{347.82} = 71.14 \text{ cm}^2$$

*Tablau V-30 Ferraillage de dé d'appui sur pile*

| | *Section d'acier ($cm^2$)* | *Ferraillage* |
|---|---|---|
| $A_c$ | *177.86* | 38 *HA* 25 |
| $A_h$ | *88.93* | 20 *HA* 25 |
| $A_s$ | *28.45* | 16 *HA* 16 |
| $A_i$ | *71.14* | 16 *HA* 25 |

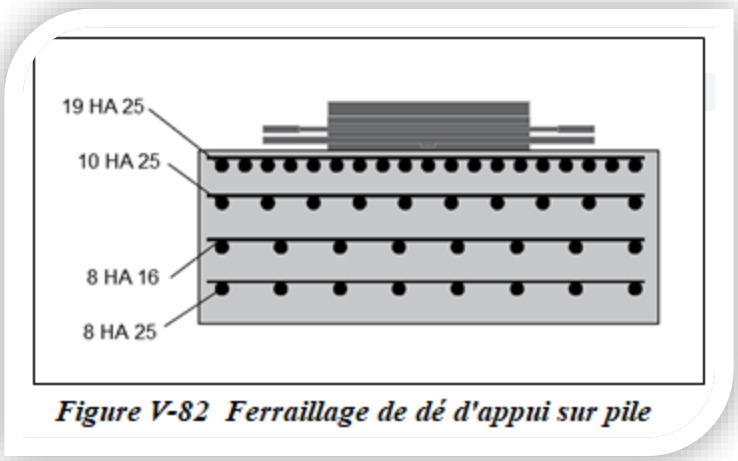



*Figure V-82 Ferraillage de dé d'appui sur pile*

### V.9.2.2 Pour les culée :

**Armatures de chainage :** La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25*10690.87*10}{347.82} = 76.84 \text{ cm}^2$$

**Armatures horizontales :** Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5 % de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125*10690.87*10}{347.82} = 38.42 \text{ cm}^2$$

**Frette supérieure :** Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 *1069.87*10}{347.82} = 12.29 \text{ cm}^2$$

**Frette inférieure :** Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 *1069.87*10}{347.82} = 30.73 \text{ cm}^2$$

*Tableau V-31 Ferraillage de dé d'appui sur culé*

| | *section d'acier ($cm^2$ )* | *ferraillage* |
|---|---|---|
| $A_c$ | *76.84* | 26 *HA* 20 |
| $A_h$ | *38.42* | 20 *HA* 16 |
| $A_s$ | *12.29* | 12 *HA* 12 |
| $A_i$ | *30.73* | 16 *HA* 16 |

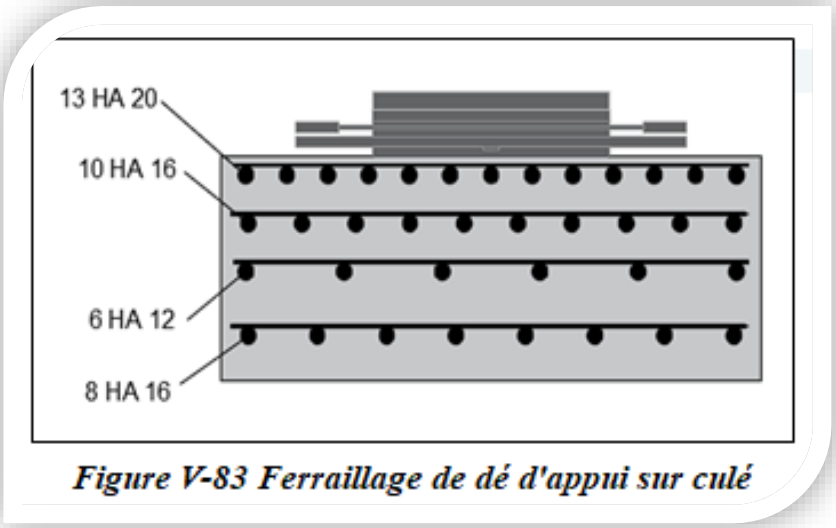



*Figure V-83 Ferraillage de dé d'appui sur culé*

## V.9.3 JOINT DE CHAUSSEE :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

**Dimensionnement :** Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :
La température et la déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_S}{3} = 0.088 + 0.3 * 0.044 + \frac{0.0907}{3} = 0.132\ m = 13.2\ cm$$

***Avec :***

$\boldsymbol{W}$ : $Souffle\ total\ du\ joint\ = 0.132\ m$

$\boldsymbol{WD}$ : $Souffle\ des\ déformations\ différées\ (retrait\ +\ fluage)\ = 0.088\ m$

$\boldsymbol{WT}$ : $Souffle\ thermique\ = 0.044\ m,$ $\boldsymbol{WS}$ : $Souffle\ sismique. = 0.0907\ m$

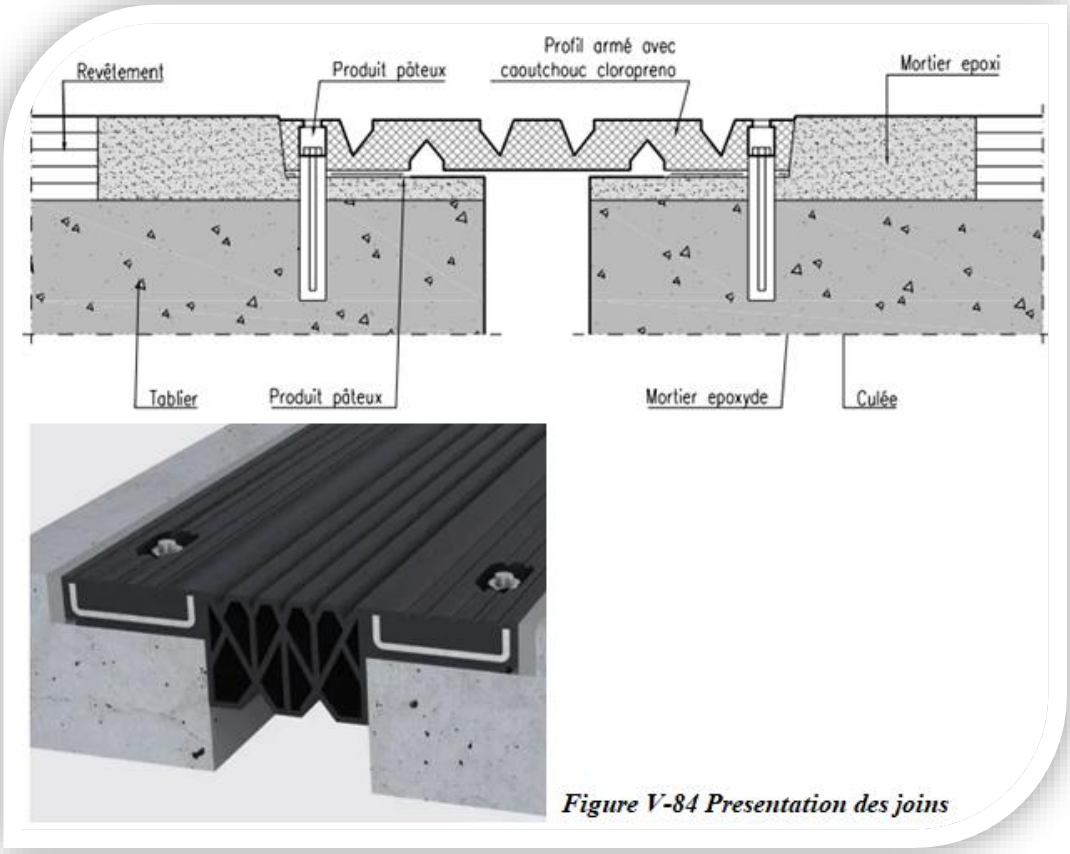
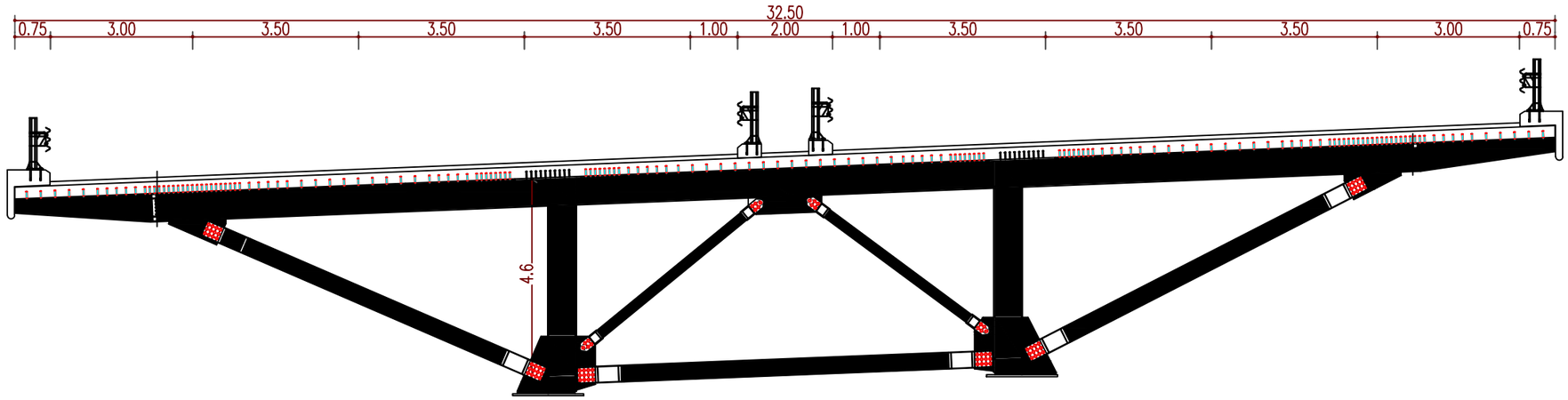



*Figure V-84 Presentation des joins*

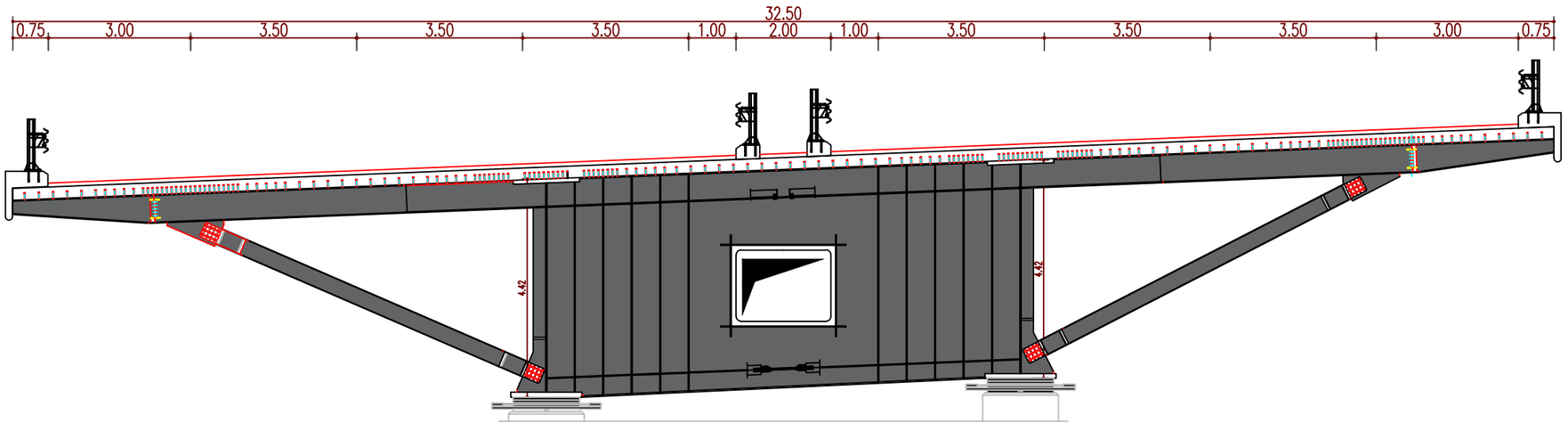
## V.10 CONCLUSION :

Par ce chapitre, nous avons dimensionné et vérifier chaque élément des equipments de la superstructure qui jouent un double role fondamental pour garentir le confort des usagers et la sécurité de l'ouvrage d'un coté et de relie la superstructure et l'infrastructure de l'autre coté

## COUPE TRANSVERSALE À DEMI PORTÉE




## COUPE TRANSVERSALE SUR L'APPUI



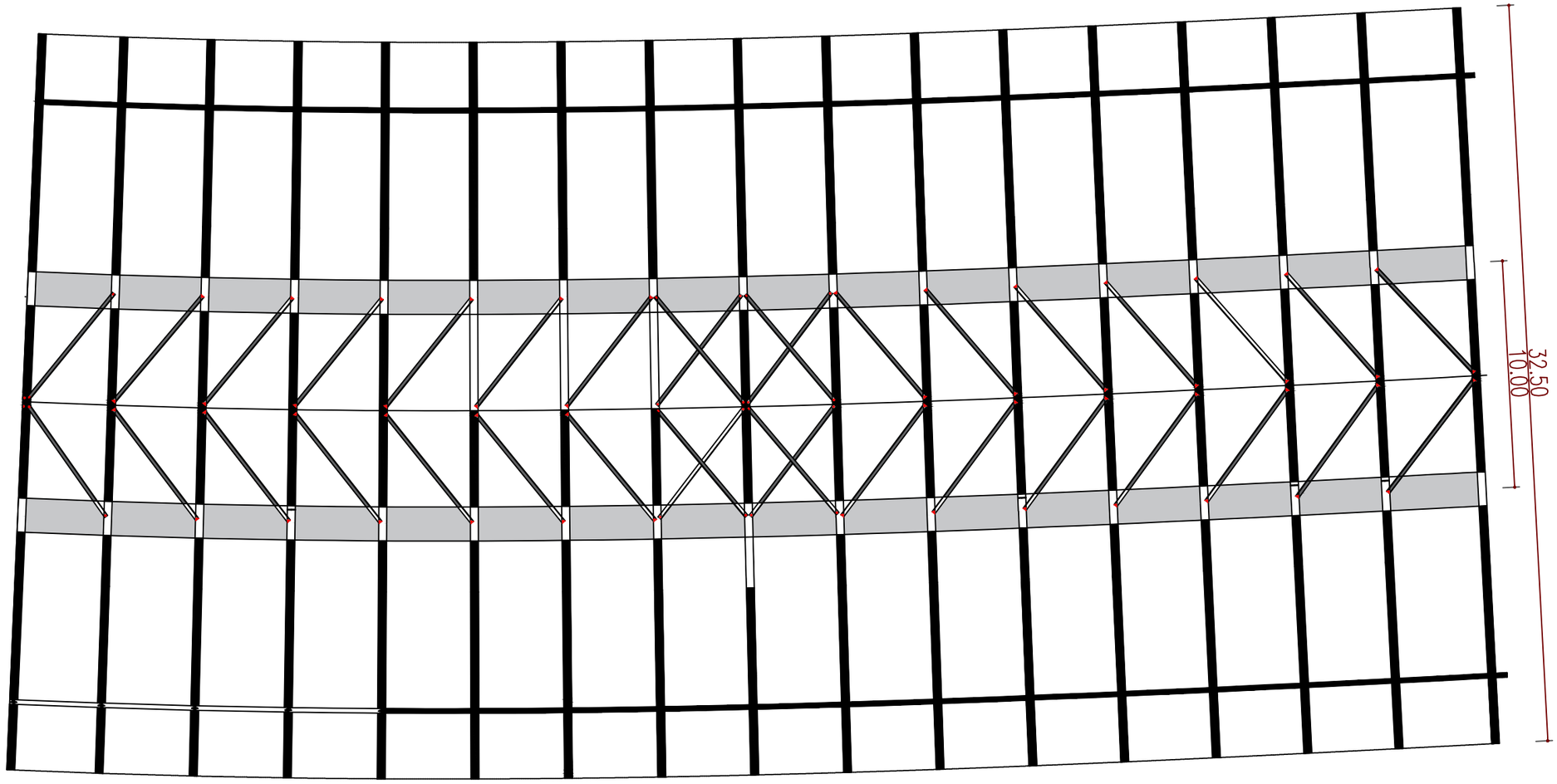


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger**
**Fax** : ( 023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
**Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz


| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| Etude d'un viaduc mixte PK 17+122 | –ALLOUN<br>–BOUTAHRAOUI | –Mr.BOUZINA<br>–Mr.ZOURGUI | | | 2020 / 2021 |

VUE EN PLAN SUPÉRIEUR

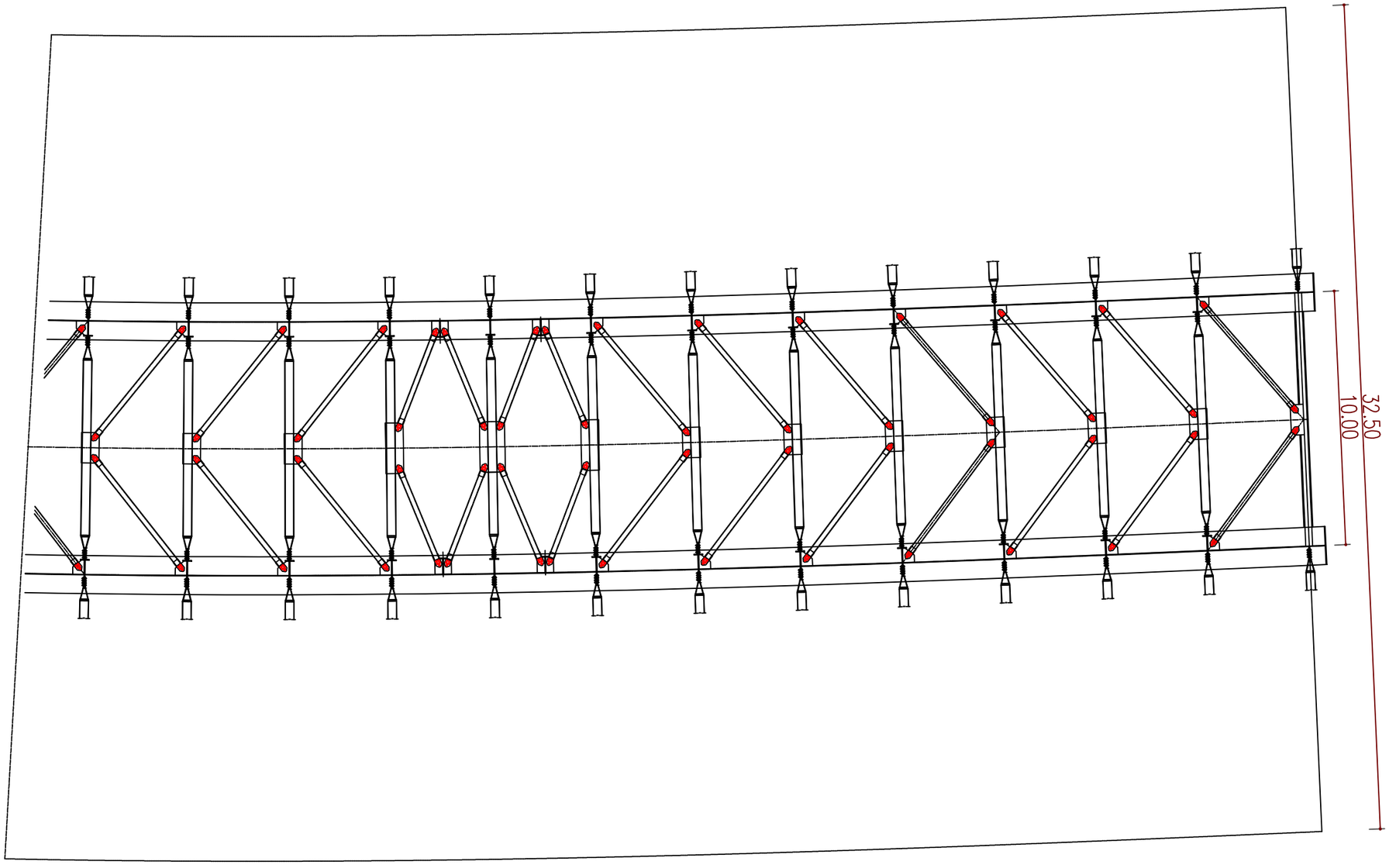



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of build and Ground works engineering

**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger**
**Fax** : ( 023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
**Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| ETUDE D'UN VIADUC MIXTE PK 17+122 | –ALLOUN<br>–BOUTAHRAOUI | –Mr.Yasser<br>–Mr.Nadjib | | | 2020 / 2021 |

# VUE EN PLAN INFÉRIEUR




ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

**Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger**
**Fax** : ( 023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
**Tel** : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

| PROJET DE FIN D'ETUDES | Réalisé par | Encadré par | Echelle | N° Planche | Année universitaire |
|---|---|---|---|---|---|
| ETUDE D'UN VIADUC MIXTE PK 17+122 | –ALLOUN<br>–BOUTAHRAOUI | –Mr.Yasser<br>–Mr.Nadjib | | | 2020 / 2021 |

# CHAPITRE VI

# L'INFRASTRUCTURE

## VI.1 INTRODUCTION :

Nous avons divisé le présent chapitre en trois parties, selon les différents composants de l'infrastructure, la première partie concerne la pile ensuite la culée et finissant par les fondations.

## VI.2 ÉTUDE DE LA PILE :

La pile est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. Il s'agit d'un appui massif et permanent, elle est définie essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques. Ses caractéristiques géométriques doivent répondre aux exigences du franchissement. Le dimensionnement d'une pile fait appel à trois critères :

- La résistance mécanique.
- La robustesse.
- L'esthétique.

D'une manière générale, une pile comporte deux parties bien distinctes :

- **Une superstructure ou fût,** sur laquelle repose le tablier par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Elle est constituée soit par un ou plusieurs voiles, soit par une série de colonnes ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre.
- **Une foundation,** constituée soit par une simple semelle reposant directement sur le sol ou sur un massif de béton non armé (puits), soit par un ensemble de pieux réunis en tête par une semelle de liaison.

### VI.2.1 DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :

Les piles ont une section transversale creuse avec une largeur de 3.5 m et une longueur de 12 m, l'épaisseur de leurs murs est de 0.50 m.

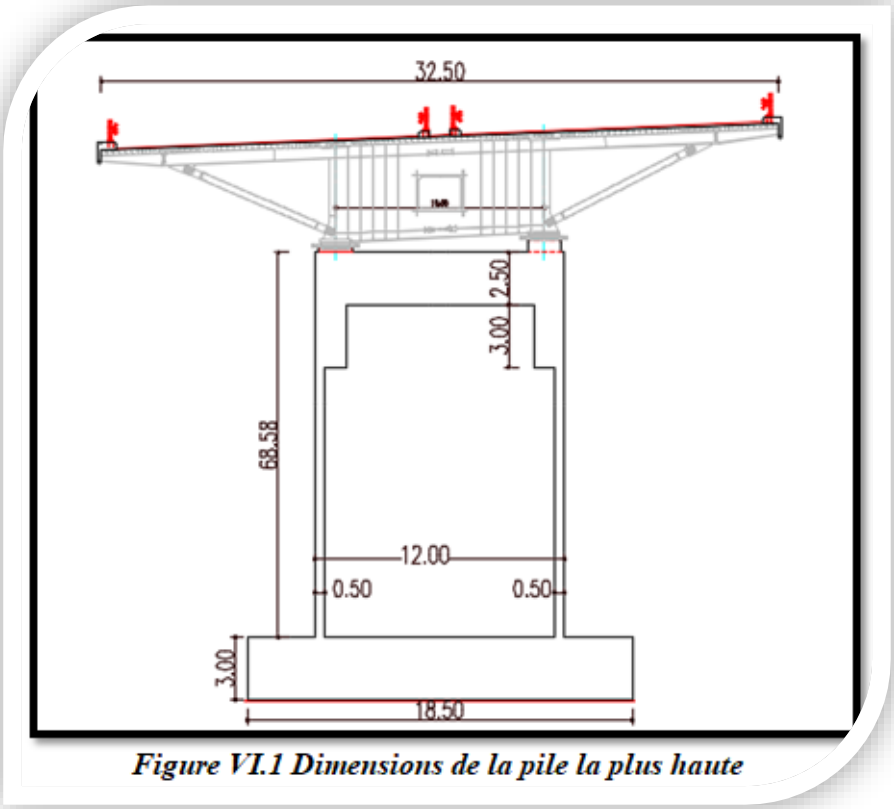



*Figure VI.1 Dimensions de la pile la plus haute*

| *Tableau VI.1 Hauteurs des piles* | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Piles*** | ***P1*** | ***P2*** | ***P3*** | ***P4*** | ***P5*** | ***P6*** |
| ***Hauteur(m)*** | *24.59* | *65.58* | *55.58* | *36.57* | *11.06* | *19.56* |

## VI.2.2 ETUDE SISMIQUE :

### VI.2.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après le RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- Classification des ponts.
- Classification des zones sismiques.
- Coefficient d'accélération de zone.
- Classification des sites.

Dans notre projet :

| *Tableau VI.2 Caractéristiques de la zone* | |
|---|---|
| ***Classification de ponts*** | ***2$^{eme}$ groupe*** |
| *Classification de zone sismique* | *IIb* |
| *Coefficient d'accélération de zone* | *0.25* |
| *Classification de site* | *S2 (ferme)* |

### VI.2.2.2 Méthode d'analyse :

L'analyse par le spectre de réponse (analyse dynamique linéaire) est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales de tous les modes significatifs de la structure. La méthode se base sur un calcul dynamique multimodal spectral et tient compte de façon statique des déplacements différentiels. La réponse globale est obtenue par des combinaisons statistiques des contributions modales maximales. Tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

On utilisera le modèle complète pour faire notre analyse spectrale en utilisant le logiciel **CSI BRIDGE V22.**

On a considéré dans le calcul des modes propres, la masse du tablier, des piles et la masse des équipements.

Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

**Spectre de réponse horizontale :** Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure suivante **:**

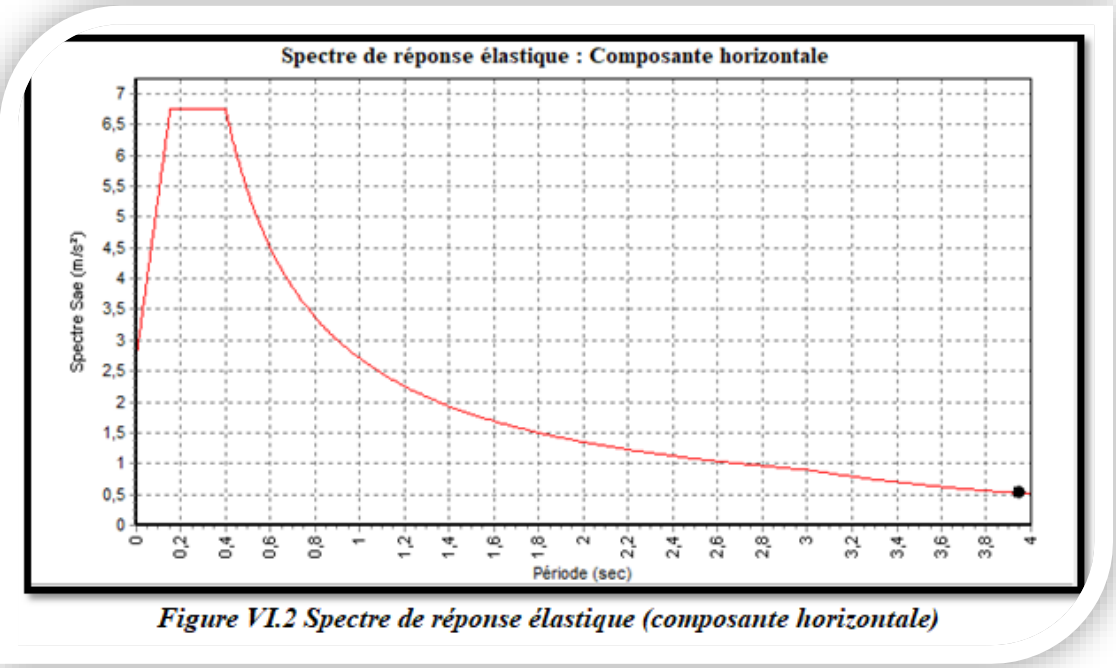



*Figure VI.2 Spectre de réponse élastique (composante horizontale)*

**Spectre de réponse verticale :** L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone séismique classée (IIb) selon le R.P.O.A

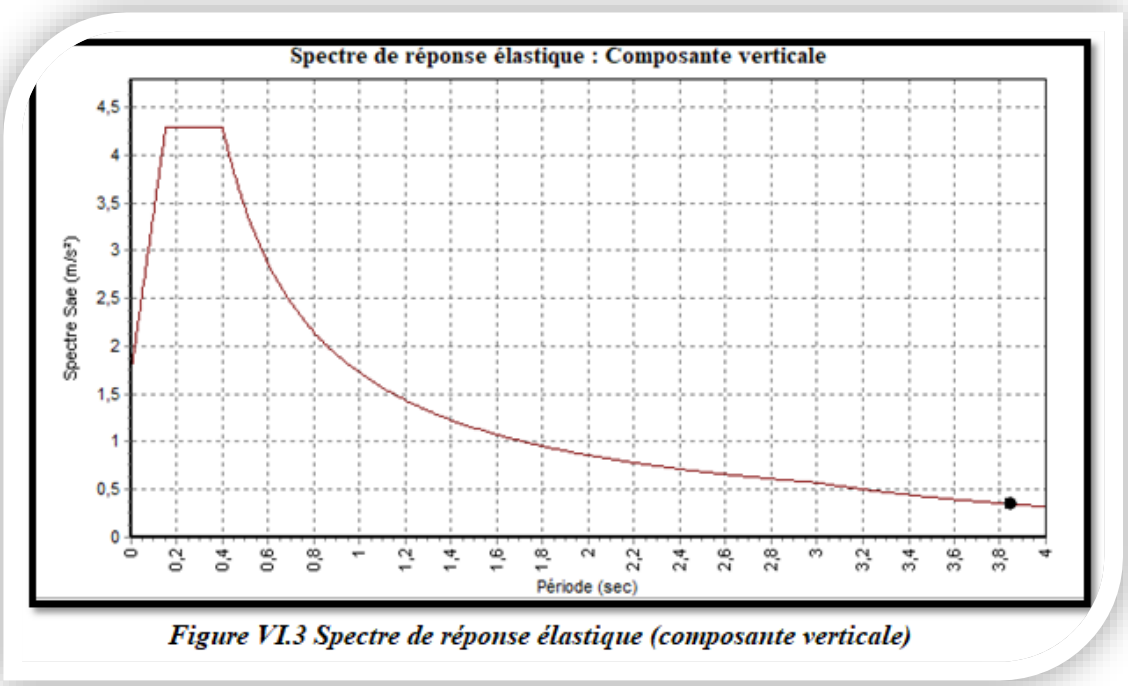



*Figure VI.3 Spectre de réponse élastique (composante verticale)*

## VI.2.2.3 PÉRIODE PROPRE :

Le calcul des modes propres ***(voir annexe B)*** :

## VI.2.2.4 Evaluation des efforts sismiques :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

*Tableau VI.3 Distribution des forces due à EX sur chaque appui (due au tablier)*

| $Ex$ | $c_1$ | $p_1$ | $p_2$ | $p_3$ | $p_4$ | $p_5$ | $p_6$ | $c_2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_L$ | 4109.9 | 5131.51 | 1093.19 | 1402.82 | 2996.33 | 0 | 5787.43 | 3884.18 |
| $F_t$ | 2882.4 | 14.69 | 2340.6 | 3008.3 | 8721.79 | 3 | 7 | 4360.58 |
| $F_v$ | 992.88 | 190.46 | 249.95 | 349.72 | 342.49 | 267.63 | 162.2 | 1528.84 |

*Tableau VI.4 Distribution des forces due à EY sur chaque appui (due au tablier)*

| $Ey$ | $c_1$ | $p_1$ | $p_2$ | $p_3$ | $p_4$ | $p_5$ | $p_6$ | $c_2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $F_L$ | 2856.09 | 3369.1 | 437.82 | 825.45 | 1915.93 | 0 | 4307.77 | 2895.3 |
| $F_t$ | 4918.76 | 45 | 4634.58 | 5546.02 | 11426.3 | 3 | 5 | 3961.85 |
| $F_v$ | 1655.81 | 296.94 | 395.97 | 559.07 | 442.32 | 368.38 | 162.73 | 1431.4 |

| Tableau VI.5 Distribution des forces due à EZ sur chaque appui (due au tablier) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $Ez$ | $c_1$ | $p_1$ | $p_2$ | $p_3$ | $p_4$ | $p_5$ | $p_6$ | $c_2$ |
| $F_L$ | 40.51 | 17.89 | 45.02 | 17.3 | 3.84 | 0 | 19.78 | 38.21 |
| $F_t$ | 190 | 32.91 | 133.34 | 224.25 | 417.33 | 3 | 18.22 | 169.04 |
| $F_v$ | 2880.64 | 8318.139 | 7517.87 | 7617.95 | 7605.84 | 7460.86 | 8225.56 | 2816.24 |

| Tableau VI.6 Les efforts sismiques due a la pile | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Pile 2 | | $F_L$ | $F_t$ | $F_v$ |
| | $Ex$ | 2102.8 | 973.58 | 8.69 |
| | $Ey$ | 954.94 | 1988.2 | 18.89 |
| | $Ez$ | 26.73 | 173.95 | 320.69 |

### VI.2.2.5 Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA) :

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile la plus haute

$$E = E_X + 0.3E_Y + 0.3E_Z$$

| Tableau VI.7 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble | |
|---|---|
| $Effort\ séismique\ (pile2)\ KN$ | |
| $E_1$ | 3635.29 |
| $E_2$ | 5328.04 |
| $E_3$ | 2734.43 |

## VI.2.3 EVALUATION DES EFFORTS AGISSANT SUR LA PILE :

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base.

| Tableau VI.8 Evaluations des efforts à la base de la pile la plus | | | |
|---|---|---|---|
| **Sollicitations** *Désignations* | **Vertical (KN)** | **Horizontal (KN)** | **Moment Désignations (KN.m)** |
| $G_{max}$ *Pile* | 23985,89 | - | - |
| $G_{max}$ *Tablier* | 29996,80 | - | - |
| *A(l) (8 Voies)* | 4436,78 | - | - |
| *D240* | 2252.20 | - | - |
| *Bc (8Voies)* | 4907.70 | - | - |
| *Mc 120* | 2914.82 | - | - |
| *Freinage Bc* | - | 150.00 | 9837.00 |
| *Freinage A(l) (8Vs)* | - | 435,13 | 28535.80 |
| $H_{T°}$ | - | 207,78 | 13626.21 |
| $H_{flv}$ *(Ret + flu)* | - | 409,54 | 26857.63 |
| *Séisme longitudinal (tablier)* | - | 1238.04 | 81190.66 |
| *Séisme transversa (tablier)* | - | 3770.97 | 247300.60 |
| *Séisme vertical (tablier)* | 2624.10 | - | - |
| *Séisme longit (pile)* | - | 2397.25 | 22378.86 |
| *Séisme transversa (pile)* | - | 1557.07 | 77822.60 |
| *Séisme vertical (pile)* | 110.56 | - | - |

***Remarque*** *:*
*Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé : à la base de la pile.*

## VI.2.4 COMBINAISON DES EFFORTS :

Les combinaisons prises en considération sont définies :

| Tableau VI.9 Combinaison des efforts. | |
|---|---|
| **cas** | **Combinaison** |
| **ELS** | $G + 1.2\,A(l)8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + D240 + 0.6HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + 1.2\,Bc8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + MC120 + 0.6HT° + HF_{r+f}$ |
| **ELU** | $1.35G + 1.6\,A(l)8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}$ |
| | $1.35G + 1.35D240 + 0.9HT° + HF_{r+f}$ |
| | $1.35G + 1.6\,Bc8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}$ |
| | $1.35G + 1.35MC120 + 0.9HT° + HF_{r+f}$ |
| **ELA** | $G + E_1 + 0.2\,A(l)8V_s + 0.4HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + E_1 + 0.2\,D240 + 0.4HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + E_1 + 0.2\,Bc8V_s + 0.4HT° + HF_{r+f}$ |
| | $G + E_1 + 0.2MC120 + 0.4HT° + HF_{r+f}$ |

## VI.2.5 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE VIS-A-VIS DE FLAMBEMENT :

Les caractéristiques géométriques de la pile la plus haute « Pile 2 » : **$I_x$=230.38m$^4$ ; $I_y$=28.72m$^4$ ; S=14.63m$^4$ ; h=65.58m$^4$**

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = lf / i \leq 70$$

lf : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $lf = 2 \times l0 = 131.16m.$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$$\begin{cases} i_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}} = \sqrt{\frac{28.72}{14.63}} = 1.4 \\ i_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}} = \sqrt{\frac{230.38}{14.63}} = 3.97 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{I_x} \quad \lambda_x = 33{,}03 < 70$$

$$\Rightarrow pas\ de\ risque\ de\ flambement\ autour\ de\ X-X\ (transversal).$$

$$\lambda = \frac{l_f}{I_y} \quad \lambda_y = 93{,}68 > 70$$

$$\Rightarrow il\ y\ a\ risque\ de\ flambement\ autour\ de\ Y-Y(longitudinal).$$

**Effets du second ordre :** Dans les cas d'une flexion déviée, le critère d'élancement peut être vérifié séparément dans chaque direction. Selon le résultat de la vérification.

- Il est possible de négliger les effets du second ordre dans les deux directions,
- Il convient de les prendre en compte dans une des directions
- Il convient de les prendre en compte dans les deux directions.

Selon l'établi sur le point 5.8.3 d'EN1992-1-1, on admet que les effets de deuxième ordre peuvent être négligés si le coefficient d'élancement est inférieur à une valeur $\boldsymbol{\lambda_{lim}}$obtenu par :

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * A * B * C}{\sqrt{n}}$$

***Avec :***

$\boldsymbol{A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}}}$ $\boldsymbol{si}$ $\boldsymbol{\varphi_{ef}}$ $n'est\ pas\ connu, on\ peut\ prendre\ A = 0{,}7$

$\boldsymbol{B = \sqrt{1 + 2\omega}}$ $\boldsymbol{si\ \omega}$ $n'est\ pas\ connu, on\ peut\ prendre\ B = 1{,}1$

$\boldsymbol{C = 1.7 - r_m}$ $\boldsymbol{si}$ $\boldsymbol{r_m}$ $n'est\ pas\ connu, on\ peut\ prendre\ C = 0.7$

$\boldsymbol{n = \frac{N_{ED}}{A_C * f_c} = \frac{52.14}{14.63 * 35} = 0.1}$

$\boldsymbol{\lambda = 93.68 > \lambda_{lim} = 34.09}$ ***donc on peu pas négligés les effets de seconde ordre***

L'analyse au second ordre prend en compte la déformation de la structure lorsque les charges y sont appliquées. Numériquement parlant, toute charge est divisée en petites portions et pour chaque portion de charge, la rigidité de la structure change.

Dans notre cas on va calculer ce derniére sur une direction ou le coefficient d'elancement n'est pas vérifié , avec logiciel **Csi bridge** on va choisir l'analyse non linéaires (effets P-Δ ).

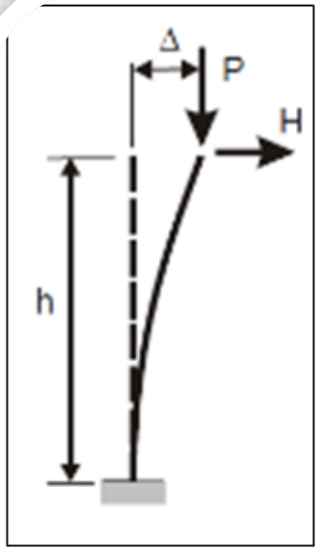



*Figure VI.4 L'effets de 2 ème ordre*

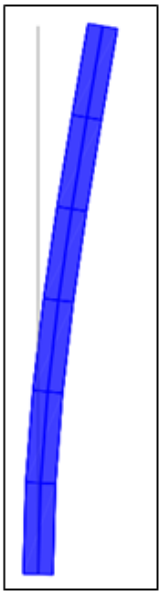


*Figure VI.5 Modélisation pil*

La combinaison plus défavorable **ELA** a resultats linéaires et non linéaires suivantes :

| *Tableau VI.10 Résultats de combinaison le plus défavorable* | | |
|---|---|---|
| | ***Les efforts linéaires*** | ***Les efforts non linéaires*** |
| ***My (KN-m)*** | *141600.08* | ***152607.08*** |
| ***Mx (KN-m)*** | *325123.21* | *325123.21* |
| ***N (KN)*** | *52135.62* | *52135.62* |

***Remarque*** *:*

*Les effets de 2eme ordre utilisable juste sur le sens longitudinal (My).*

## VI.2.6 FERRAILLAGE DE LA PILE :

### VI.2.6.1 Les sollicitations les plus défavorables :

Les sollicitations les plus défavorables pour la pile sont présentées dans le tableau IX. (détail de calcul voir l'AnnexeA).

*Tableau VI.11 Sollicitation les plus défavorables pour la pile la plus haute*

| *Etat* | *N (KN)* | *H (KN)* | *M (KN.m)* |
|---|---|---|---|
| ***ELU*** | *79066.72* | *1056.36* | *88656.80* |
| ***ELS*** | *58633.67* | *1292.75* | *72445.17* |
| ***ELA (long)*** | *52135.62* | *2159.20* | *152607.08* |
| ***ELA (trans)*** | *52135.62* | *4957.66* | *325123.21* |

### VI.2.6.2 Armatures longitudinales :

**La section d'acier :** La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M x, et M y :

$N = 52135.62\ kN$ $M_y = 152607.60\ kN.m$ $M_x = 325123.206\ kN.m$

**Condition d'orientation de la section :** La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b}$ dans notre cas on a $\frac{0.5}{12} \leq \frac{0.5}{3.5}$ ***CONDITION VERIFIER***

***Avec :***

$\boldsymbol{t_x}, \boldsymbol{t_y}$ : *épaisseurs des parois de béton.* $\boldsymbol{h}, \boldsymbol{b}$ : *longueur et largeur de la section.*

$$m_x = \frac{M_x}{b * h^2 * f_{c28}} = \frac{325123.206}{3.5 * 12^2 * 35 * 10^3} = 0.018$$

$$m_y = \frac{M_y}{h * b^2 * f_{c28}} = \frac{152607.60}{12 * 3.5^2 * 35 * 10^3} = 0.029$$

$$n = \frac{N}{h * b * f_{c28}} = \frac{52135.62}{12 * 3.5 * 35 * 10^3} = 0.035$$

$$\eta = \frac{m_y}{m_x} = 1.61$$

Le rapport $\eta = \frac{m_y}{m_x}$ encadré par deux bornes, une borne inférieur $\eta_i$ et supérieure $\eta_s$ dans notre cas on a $\boldsymbol{\eta_i = 1 \leq \eta = 1.61 \leq \eta_s = 2}$

La méthode consiste à remplacer la sollicitation donnée $m_y = \eta * m_x$ par la sollicitation $m_{yi} = \boldsymbol{\eta_i} * m_{xi}$ et $m_{ys} = \boldsymbol{\eta_s} * m_{xs}$ afin de pouvoir entrer dans les abaques donnée pour déterminer une limite inférieure $\omega_i$ et supérieure $\omega_s$ pour la grandeur $\omega$ cherchée :

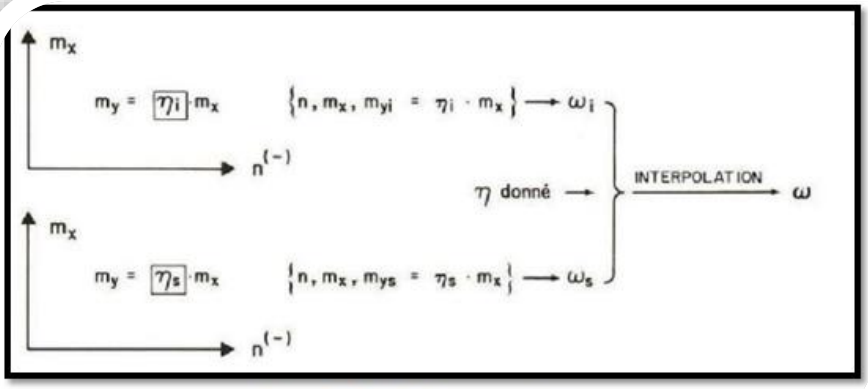



*Figure VI.6 Interpolation de ω*

La formule générale pour l'interpolation : $\omega = \omega_i + \frac{\omega_s - \omega_i}{\eta_s - \eta_i} * (\eta - \eta_i)$

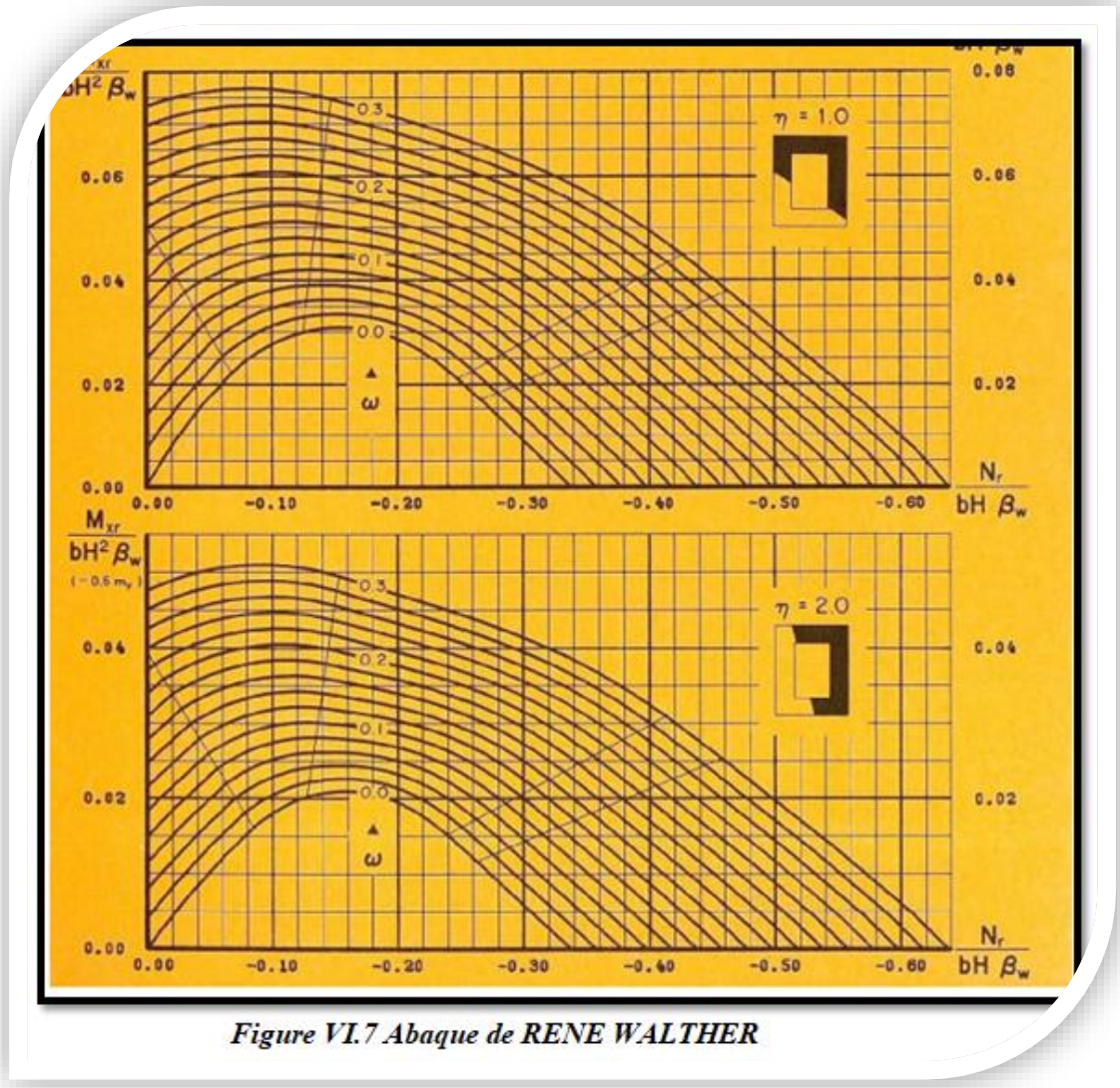



*Figure VI.7 Abaque de RENE WALTHER*

D'après les abaques on obtient $\begin{cases}\omega_i = 0.03 \\ \omega_s = 0.07\end{cases}$

D'où $\omega = 0.03 + \frac{0.07-0.03}{2-1} * (1.61 - 1) = 0.054$ pour 460 Mpa donc pour 400 Mpa

$$\omega = \frac{0.054 * 400}{460} = 0.046$$

$$Fa = \frac{\omega * b * h * f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0.046 * 3.5 * 12 * 35}{400} = 1690.5\ cm^2$$

$$\begin{cases}0.15 * Fa = 253.57\ cm^2 \\ 0.35 * Fa = 591.675\ cm^2\end{cases}$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} \geq 0.23 * h * b * \frac{f_{tj}}{f_e}$$

***Avec :***

*$h, b$ : longueur et largeur de la section.* *$f_e$ : La limite d'élasticité de l'acier.*

*$f_{tj}$ : La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.*

**Donc :**

$$A_{smin} \geq 0.23 * 12 * 0.9 * 3.5 * \frac{2.7}{400} \qquad A_{smin} \geq 586.84\ cm^2$$

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée pour $0.15\ Fa$ et vérifiée pour $0.35Fa$.

$$A_s = 0.15 * Fa = 586.84\ cm^2 \quad 60\ HA\ 25$$
$$A_s = 0.35 * Fa = 591.675\ cm^2 \quad 95\ HA\ 20$$

## VI.2.6.3 Armatures transversal :

En zone critique uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$s_t = min(24\emptyset_t\ ; 8\emptyset_l)$$

***Avec :***

*$\emptyset_t$ : Diamètres des armatures transversales.* *$\emptyset_l$ : Diamètres des armatures longitudinales.*

$$s_t = min(24 * 1.4\ ; 8 * 2.5) = min(33.6\ ; 20) = 20\ cm$$

La section $A_t$ d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barre de section A, doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A * f_{el} * \boldsymbol{s_t}}{1.6 * f_{et} * 100}$$

***Avec :***

*$\boldsymbol{s_t}$ : représente l'espacement des armatures transversales en mm.* *$\boldsymbol{f_{el}}$ : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales.* *$\boldsymbol{f_{et}}$ : Caractéristiques de l'acier des armatures transversales.*

**Pour $0.35 * Fa$ :**

$$A_t \geq \frac{591.67 * 400 * 20}{1.6 * 400 * 100} = 73.95\ cm^2$$

**Pour $0.15 * Fa$ :**

$$A_t \geq \frac{586.84 * 400 * 20}{1.6 * 400 * 100} = 73.35\ cm^2$$

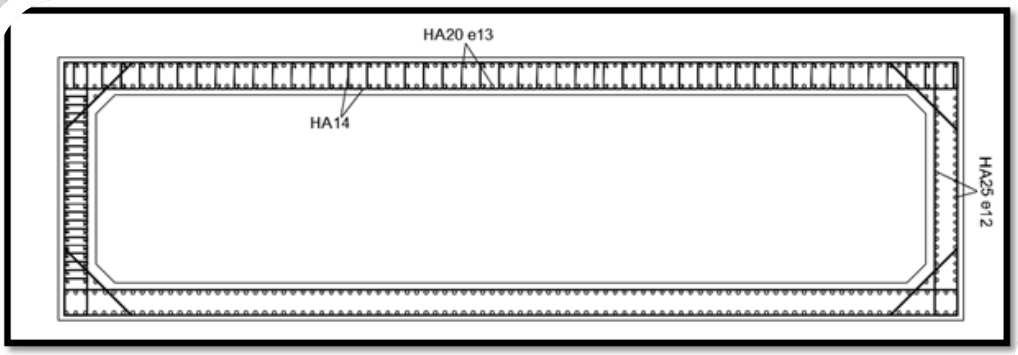



*Figure VI.8 Plan ferraillage de la pile*

## VI.3 ETUDE DE LA CULEE:

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

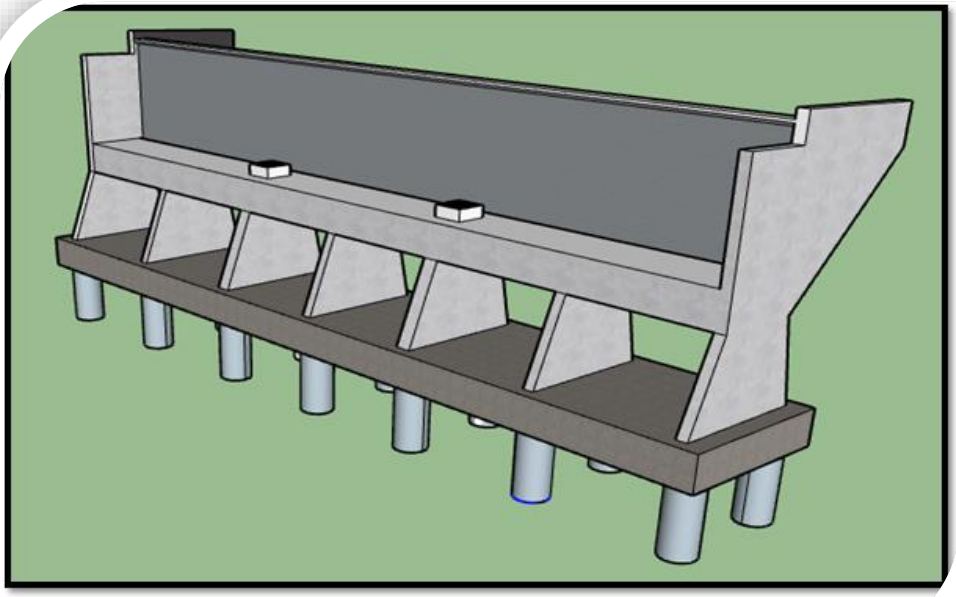


*Figure VI.9 Vue en 3D de la culée*

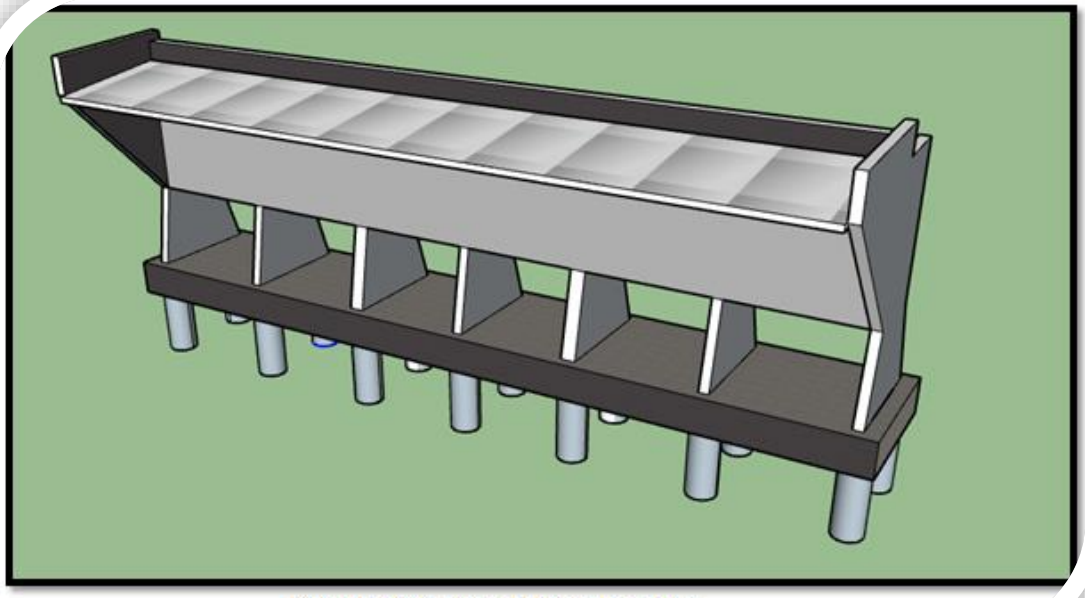


*Figure VI.9 Vue en 3D de la culée*

## VI.3.1 DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE :

| *Tableau VI.12 Les dimensions des éléments de la culée* | | | |
|---|---|---|---|
| ***Mur de garde grève*** | ***S*** : $2.16m^2$ | ***L***: 31.9 $m$ | |
| ***Mur en retour*** | ***S***: 39 $m^2$ | ***E***: 0.3 $m$ | |
| ***Dalle de transition*** | ***L*** : 28.8 $m$ | ***E*** : $0.25m$ | ***l*** : $5m$ |
| ***La semelle*** | ***L*** : 33.8 $m$ | ***E*** : 1.50 $m$ | ***l*** : 5.70 $m$ |
| ***contrefort*** | ***S*** : $19.01m2$ | ***E*** : $0.4m$ *et* $0.6m$ | |
| ***chevetre*** | ***L*** : 32.5 $m$ | ***E*** : 1.50 $m$ | ***l*** : $3m$ |
| ***Corbeau*** | ***S*** : $0.063m^2$ | ***L***: $33.9m$ | |

***Avec :***

***S*** *:surface.* ***L*** *:longueure.* ***E*** *:epaisseur.* ***l*** *:largeur*

## VI.3.2 EFFORTS DUS A LA CULEE :

**Calcul du coefficient de poussée :** Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv :

$$kh = 0.2 \; ; \quad kv = \pm 0.3 \times kh = \pm 0.06$$

***Avec :***

***Kh** : Coefficient sismique horizontal.* ***Kv** : Coefficient sismique vertical.*

La valeur des poussés des terres sur la culée est donné par la formule suivante :

$$Fad = \frac{1}{2}\gamma(1 \pm K_V)K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, les coefficients de poussé sera déterminé par la formule de MONOBEOKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{cos^2(\varphi - \theta)}{cos^2(\theta)\left[1 + \sqrt{sin\,\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)/\cos\beta.\cos\theta}\right]}$$

***Avec :***

***H :** est la hauteur du mur.* ***γ**: est le poids des terres.* ***β** = 0 : angle de talus avec l'horizontale.*

***φ** = 30° : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.*

$$\theta = arctg\left(\frac{Kh}{1 \pm Kv}\right)$$

Le coefficient de poussée au repos (condition normal) Kad = 0.333.

*Tableau VI.13 Evaluations des efforts statiques de la culée*

| Sollicitation Désignation | | Efforts verticaux Fv (KN) | Efforts horizontaux FH (KN) | Levier <v> (m) | Levier <h> (m) | MFV (KN.m) | MFH (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Semelle | | 7224.75 | / | 2.85 | 0.75 | 20590.53 | / |
| Mur frontal | contreforts | 1529.85 | / | 2.85 | 3.67 | 4360.07 | / |
| | poutre | 3656.25 | / | 3.1 | 7 | 11334.38 | / |
| Dalle de transition | | 900 | / | 7.12 | 11.8 | 6408 | / |
| Mur en retour | | 585 | / | 4.88 | 10.07 | 2854.8 | / |
| Corbeau | | 46.2 | / | 4.71 | 11.79 | 217.60 | / |
| Mur garde grève | | 1640.1 | / | 4.39 | 10.41 | 7200.04 | / |
| Poids des terres amont | | 15480.77 | / | 3.71 | 4.87 | 57433.65 | / |
| Poids des terres sur dalle de transition | | 1485.79 | / | 7.31 | 12.08 | 10861.12 | / |
| Poussée des terres sur mur g g | | / | -3024.43 | / | 8.06 | / | -24376.9 |
| Poussée des terres sur contreforts | | | -730.46 | / | 3.62 | | -2644.26 |
| Poussée des terres sur semmelle | | | -3366.73 | / | 0.62 | | -2087.73 |
| Poids des surcharges (10KN/m$^2$) | | 350.9 | / | 5.15 | / | 1807.135 | / |
| Poussée des surcharges | | / | 764.92 | / | 6.27 | | -4796.04 |
| Gmax tablier | | 9133.26 | / | 2.85 | / | 26029.7 | / |
| TOTAL | | **42032.87** | **-6356.7** | | | **149097.00** | **-33904.93** |

## VI.3.3 VÉRIFICATION DE LA CULÉE :

Vérification du tiers central : $E_{MAX} = \frac{B}{6} = \frac{5.7}{6} = 0.95 > e = \frac{5.7}{2} - X'$

$$X' = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{\sum F_V} = \frac{149097 - 33904.93}{42032.87} = 2.74\ m$$

$$\boldsymbol{E_{MAX} = 0.95 > e = 0.11} \quad \textbf{\textit{CONDITION VERIFIER}}$$

## VI.3.4 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE :

### VI.3.4.1 Ferraillage du mur garde grève :

**Evaluation des efforts :**

**Moment des poussées des terres :** $M_p = \frac{P \times H}{3}$ avec : $P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$

***Avec :***

***H*** *: hauteur des remblais, H = 5.19 m.* ***$K_{ah}$*** *: coefficient de poussée des terres, $K_{ah}$ = 0.33*

***L*** *: longueur des remblais,* ***L*** *= 1m*

$$M_{P-ELS} = 138.40\ \ KN.m/ml$$

$$M_{P-ELU} = 186.84\ \ KN.m/ml$$

**Moment due à la force de freinage du camion Bc :** Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante : $M_P = \frac{2\mu \times P \times h}{0.25 + 2h}$

***Avec :***

***μ :*** *coefficient de pondération,* ***μ****=1.6 à l'ELU et* ***μ****=1.2 à l'ELS.* ***P*** *= 60 KN*

$$M_{P-ELS} = 70.31\ \ KN.m/ml$$

$$M_{P-ELU} = 93.74\ \ KN.m/ml$$

**Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :** Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$\boldsymbol{M_P = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx} \quad \text{et} \quad \boldsymbol{K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma}$$

***Avec :***

*$\gamma$: Coefficient de pondération. $\gamma$ = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS ;*

***bc*** *: coefficient de pondération du système Bc ;* *$\delta$: Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;* ***h :*** *hauteur de mur garde grève.*

$$M_{P-ELS} = 33.6\ \ KN.m/ml$$

$$M_{P-ELU} = 44.8\ \ KN.m/ml$$

**Combinaison d'actions sur le MGG :**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2M_Q = 242{,}31\ KN.m/ml$$

$$M_{ELU} = 1.35M_G + 1.6M_Q = 325{,}38\ KN.m/ml$$

**Ferraillage de MGG :** Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier** : d'aprés Robot expert **As= 34.2 cm²** on prend 8HA25 /ml avec St =12 cm

**Armatures de construction : A's = As/3 = 11.4 cm²** on prend 8 HA14 /ml avec St =12 cm.

**Armature transversale : At = As/4 =8.55 cm²** on prend 8HA12/ml avec St =12 cm.

## VI.3.4.2 Dalle de transition :

**Evaluation des efforts :** La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle est soumise à son poids propre, aux surcharges et le poids du remblai au-dessus de la dalle, on évalue les efforts sur une bonde de 1 m.

$$Remblais : \ G_{remblais} = 18 \times \frac{2.67}{5.06} \quad G_{remblais} = 9.5 KN/m.ml$$

$$Poids\ propre\ de\ la\ dalle : \ G_{P.Dalle} = 0.25 \times 25 \quad G_{P.dalle} = 6.25 \ KN/m.ml$$

$$Revêtement : \ G_{Revêtement} = 24\ 0.08 \quad G_{Revêtement} = 1.92\ KN/m.ml$$

$$Surcharge\ d'exploitation : \quad Q = 10\ KN/ml.$$

**Combinaison d'actions sur la dalle de transition :**

*Tableau VI.14 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition*

| ETAT | Combinaison | Moment fléchissant (KN.m) | Effort tranchant (KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 1.35G + 1.6Q | 127.55 | 100.82 |
| ELS | G + 1.2Q | 94.95 | 75.06 |

**Ferraillage de la dalle de transition :** La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Section d'acier**: d'aprés Robot expert **As=23.1 cm²** on prend 8HA20/ml avec St =12cm.

**Armatures de construction : A's = As/3 =7.7cm²** on prend 8HA12/ml avec St=12 cm.

**Armature transversale : At = As/4=5.75 cm²** on prend 6HA12 /ml avec St =12 cm.

### VI.3.4.3 Corbeau :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

**Evaluation des efforts :**

a) **Réaction due au poids des remblais :** La réaction due au poids des charges permanentes est donnée par la formule suivante : $R_{Rem} = \frac{q*L}{2}$

***Avec :***

***q*** *: Charge des remblais* $q = q_{remblais} + q_{revetment} + q_{p.dalle}$ ***L*** *: Longueur de la dalle de transition.*

D'où

$$R_{Rem} = \frac{17.67 * 5.06}{2} = 44.70\ KN/ml$$

**b) Réaction des surcharges sur remblais :** La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule suivante : $R_{s\,Rem} = \frac{q*L}{2}$

***Avec :***

***q*** *: Surcharge* $q = 10\ kN/ml.$ ***L*** *: Longueur de la dalle de transition.*

D'où

$$R_{s\,Rem} = \frac{10 * 5.06}{2} = 25.3\ KN/ml$$

**c) Poids de corbeau :**

$$R_c = 0.063 * 25 = 1.57\ kN/m$$

**Combinaison d'actions sur le corbeau**

$$R_{ELU} = 1.35 * R_G + 1.6 * R_Q = 102.94\ kN/ml$$

$$R_{ELS} = R_G + 1.2 * R_Q = 76.63\ kN/ml$$

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

**Voire l'annexe**

**Section d'acier :** $A_s = 10.4\ cm^2/ml$ on prend $8\ HA\ 14\ /ml$ avec $st = 14\ cm$

**Armature de construction :** $A_{sl} = \frac{A_s}{3} = 3.46\ cm^2$ on prend $4\ HA\ 14\ /ml$ avec $st = 14\ cm$

## VI.3.4.4 Mur en retour :

**Evaluation des efforts :** Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par le logiciel Robot Structural Analysis 2015. Le mur en retour est supposé encastrer sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres.
- Poussée des surcharges de remblais.
- Poids de CCP.
- Poids propre du mur.

**Combinaison d'actions sur le corbeau :**

$$M_{ELU} = 1.35 * (M_t + M_{pp} + M_{ccp}) + 1.6 * M_{SR}$$

$$M_{ELS} = (M_t + M_{pp} + M_{ccp}) + 1.2 * M_{SR}$$

D'apres l'analyse on obtient :

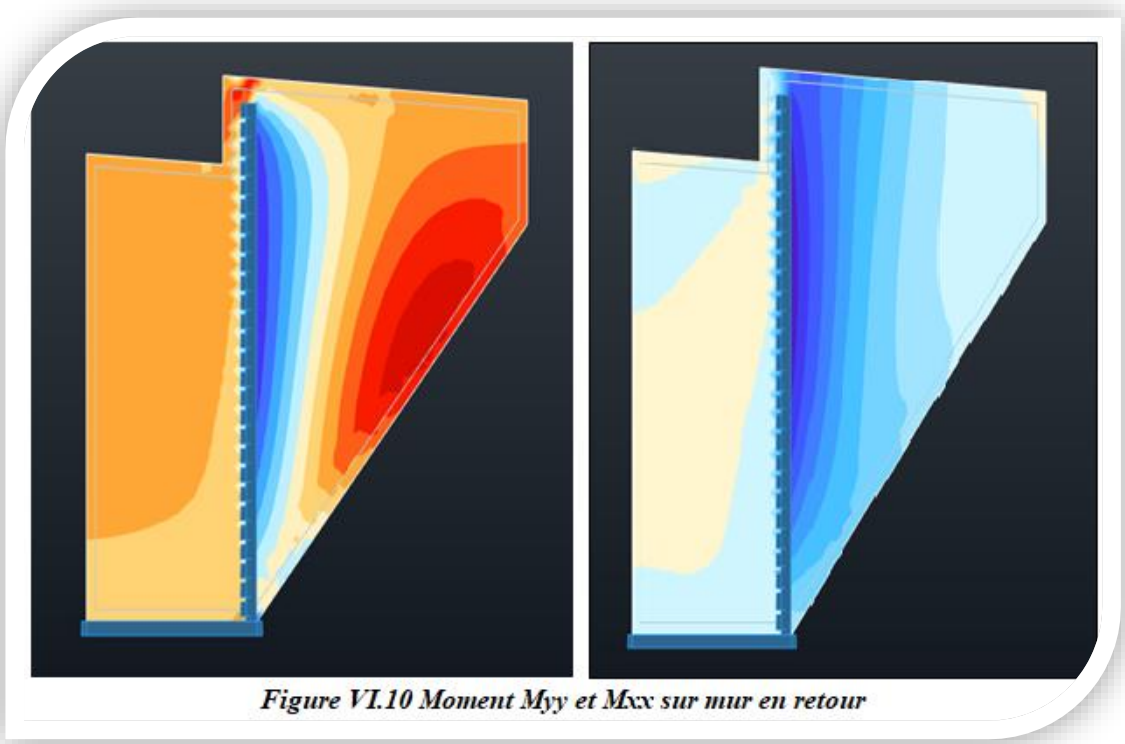


*Figure VI.10 Moment Myy et Mxx sur mur en retour*

Le calcul du ferraillage se fait avec logiciel ROBOT-Expert, les résultats sont les suivants :

*Tableau VI.15 Ferraillage de mur en retour*

| Sens | $M_{ELU}$ | $M_{ELS}$ | $N\ (Kn)$ | côté | $A_S(cm^2)$ | Choix d'armature | $e(cm)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Vertical** | 31.20 | 23.18 | 36.28 $(els)$ | côté remblais | 9.4 | 10 $HA$ 12 | 10 |
| | | | 56.75 $(elu)$ | côté extérieure | 9.4 | 10 $HA$ 12 | 10 |
| **Horizontale** | 144.23 | 100.10 | / | coté remblais | 18.4 | 10 $HA$ 16 | 10 |
| | | | | coté extérieure | 9.4 | 10 $HA$ 12 | 10 |

## VI.3.4.5 Chevêtre et contreforts :

La chêvetre et les contreforts ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Le calcul des efforts , se fait avec un logiciel de calcul (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015 ). il est sollicité par les charges suivantes :

**Evaluation des efforts:**

| Tableau VI.16 Evaluations des efforts du chevetre et contreforts. | | | |
|---|---|---|---|
| Désig | | N (KN/m) | H (KN) |
| DDT | | 14.61 | |
| Corbeau | | 1.45 | |
| MGG | | 51.71 | |
| Mur en reteur | | 195 | |
| Poussée chv+cont | Contreforts | | -730.46 |
| | Chevetre | | -1379.62 |
| Poids des T sur DDT | | 23.44 | |
| Poids des surcharges(10kn/m$^2$ | | 5.53 | |
| Poussée Sur 10kN/m² | Contrefort | / | 49.68 |
| | Poutre | / | 160.87 |

| Tableau VI.17 Evaluations des efforts due au tablier | | |
|---|---|---|
| | N(KN) | H(KN) |
| Rg | 4566.63 | - |
| R AL | 1940.81 | - |
| Rbc | 2571.21 | - |
| Hf+r | - | -455.55 |
| HT° | - | -375.175 |
| Frein AL | - | -217.58 |
| Frein Bc | - | -75 |

Le modèle de calcul à l'aide du logiciel est illustré dans la figure suivante :

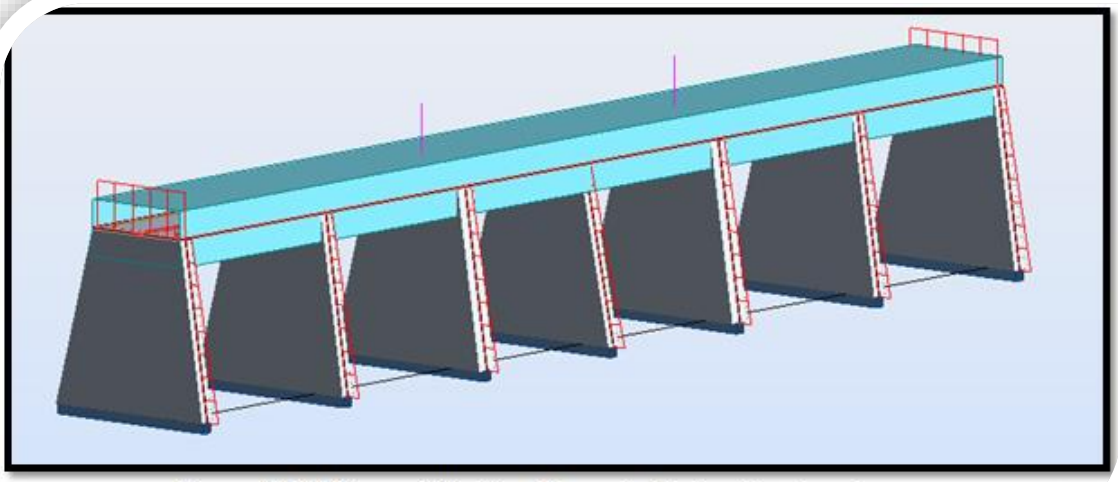


*Figure VI.11 La modélisation des contreforts et la chevetre*

**Ferraillage de chêvetre :**

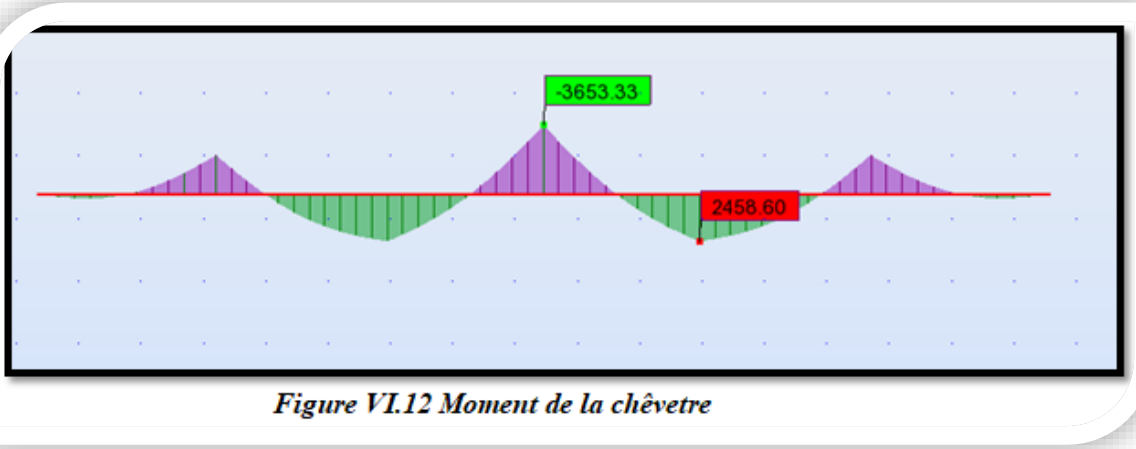



*Figure VI.12 Moment de la chêvetre*

Le calcul du ferraillage se fait avec logiciel ROBOT-EXPERT , les résulatats sont les suivants :

**voir annexes**

**Section d'acier** : d'aprés Robot expert

$A_{s\,sup} = 74.4\ cm^2$ on prend 16HA25 /ml avec $St = 18\ cm.$

$A_{s\,inf} = 49.2\ cm^2$ on prend 16HA20 /ml avec $St = 18\ cm.$

**Vérification de l'effort tranchant :**

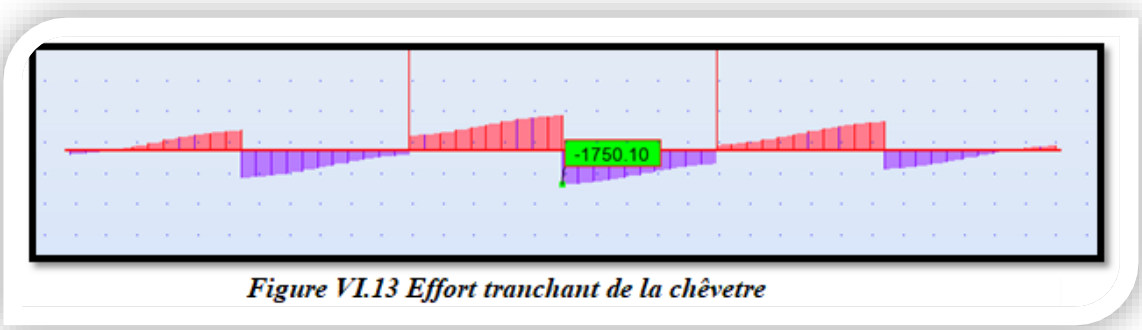



*Figure VI.13 Effort tranchant de la chêvetre*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.750}{3 * 0.9 * 1.5} = 0.43$$

$$\bar{\tau} = \min(4\ Mpa\ ,0.1 f_{c28}) = 3.5\ Mpa$$

$$\bar{\tau} \geq \tau_u\ \ ,3.5\ \geq 0.43 \quad condition\ v\acute{e}rifier$$

$$\frac{A_t}{s_t} \leq \frac{\tau_u * b}{0.8 * f_{c28}} = \frac{0.42 * 3}{0.8 * 400} = 0.39\ cm$$

$$on\ suppose\ s_t = 20\ cm\ \ d'ou\ A_t = 0.39 * 20 = 7.8\ cm^2\ on\ choisi\ 7\ HA\ 12$$

**Ferraillage des contreforts :**

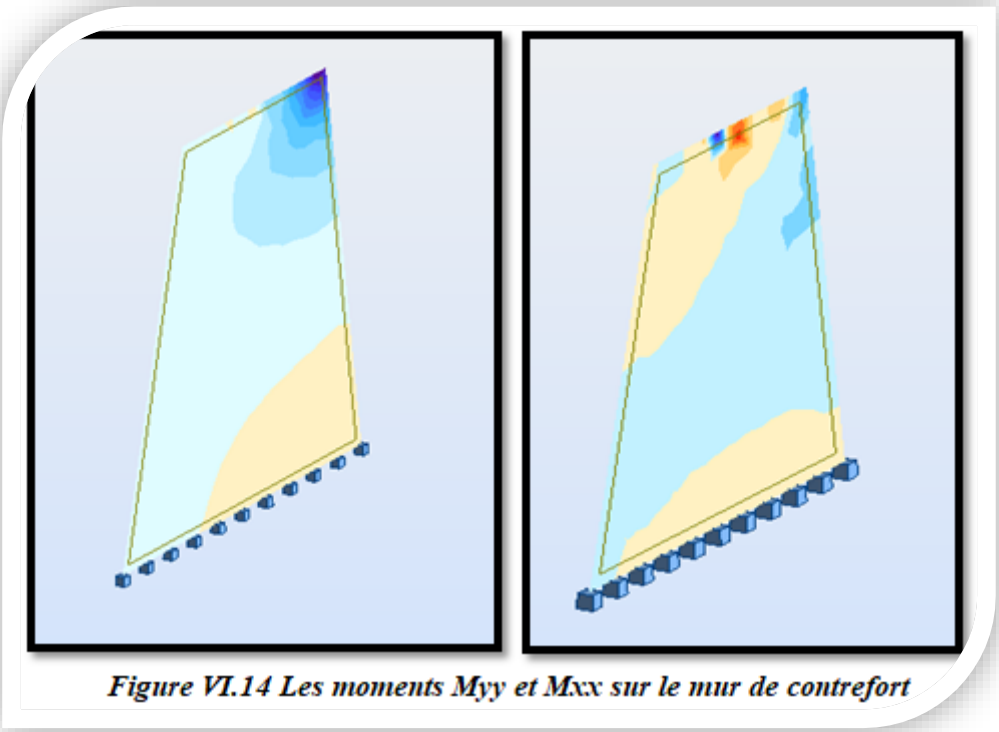


*Figure VI.14 Les moments Myy et Mxx sur le mur de contrefort*

Le calcul du ferraillage se fait avec logiciel ROBOT-EXPERT , les résulatats sont les suivants : **voir l'annexes**

**Section d'acier 1** : d'aprés Robot expert $As_1$= 64.1cm$^2$ dans les daux cotés donc on prend 32.05 cm$^2$ 7HA25/ml avec St=18 cm**.**

**Section d'acier 2** : d'aprés Robot expert $As_2$= 8,7cm$^2$ dans les daux cotés donc on prend 4.35 cm$^2$ 1HA25avec St=15 cm**.**

**Armature transversale :** At = $As_1$/4 =16.1cm2 on prend 10HA14 /ml avec St =10 cm.

## VI.4 LES FONDATIONS :

La base de l'ouvrage, reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles 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. D'après le rapport géotechnique réalisé et les considérations géologiques et géotechniques, ou les matériaux superficiels on choix le type de fondation qui permet le bon fonctionnement de l'ouvrage.

### VI.4.1 ETUDE DE LA SEMELLE :

Une semelle de fondation est un ouvrage d'infrastructure, en béton armé, qui reprend les différentes charges de structure et qui transmet et répartit ces charges par l'intermédiaire des pieux vers le sol.

*Tableau VI.18 Les dimensions des semelles sous la culée et la pile*

| *Sous la pile* | | *Sous la culée* | |
|---|---|---|---|
| ***Longueur (m)*** | *18.5* | ***Longueur (m)*** | *33.8* |
| ***Largeur (m)*** | *11* | ***Largeur (m)*** | *5.7* |
| ***Epaisseur (m)*** | *3* | ***Epaisseur (m)*** | *1.5* |

### VI.4.1.1 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment (détail de calcul voir annexe).

*Tableau VI.19 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la pile).*

| *Etat* | *N (KN)* | *H (KN)* | *M (KN.m)* |
|---|---|---|---|
| ***ELS*** | *58633.67* | *1056.36* | *72445.17* |
| ***ELU*** | *79066.72* | *1292.75* | *88656.80* |

*Tableau VI.20 Les sollicitations les plus défavorables sous la semelle (cas de la culée).*

| *Etat* | *N (KN)* | *H (KN)* | *M (KN.m)* |
|---|---|---|---|
| ***ELU*** | *56935.54* | *8708,66* | *28156.36* |
| ***ELS*** | *42174.5* | *8483,55* | *12005.11* |

## VI.4.1.2 Cas de culée :

Dans notre cas la pile n'a pas de pieux donc on va calculer par la methode des bielles juste au niveau de culée

### VI.4.1.2.1 Nombre des pieux :

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier : $n_p = \frac{N_{max}}{Q_p}$

***Avec :***

$N_{max}$ *: l'effort normal maximal à l'ELS .* $Q_p$ *: capacité portante d'un pieu a l'ELS.*

*Dans notre projet nous avons 14 pieux sous la semelle de la culée.*

### VI.4.1.2.2 Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

***Avec:***

***n*** *: nombres des pieux.* ***N*** *: effort normal .* $M_x$, $M_y$ *: moments dans les sens x,y.*

*X = 2m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.*

$$N_{max-els} = 3441.218\ KN < 6000\ KN.$$

$$N_{max-elu} = 5072.409\ KN < 8100\ KN. \quad \Rightarrow Pas\ de\ risque\ de\ poinçonnement.$$

$$N_{min} > 0 \Rightarrow Pas\ de\ risque\ de\ soulèvement$$

### VI.4.1.2.3 Ferraillage de la semelle :

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles.

**Armatures transversales inférieures :** La condition de la méthode est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$h = H - C$$

$$Tg\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} \Rightarrow \alpha = 61.85°$$

***Avec :***

***H*** *:l'eppaiseur de semelle H=1.5m*

***C*** *: enrobage C=10 cm*

$$\begin{cases} \alpha = 61.85° \geq 45° \\ h = 1.4 \geq = 0.75 \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_a} = \frac{2}{3}\sigma_e = 266.67\ Mpa$$

$$N_{max} = 3441.218\ KN$$

$$A_S = \frac{N_1}{\overline{\sigma_a}} \times \frac{(\frac{L}{2} - \frac{b}{4})}{h}$$

$$\boldsymbol{A_S = 68.31 cm^2}$$

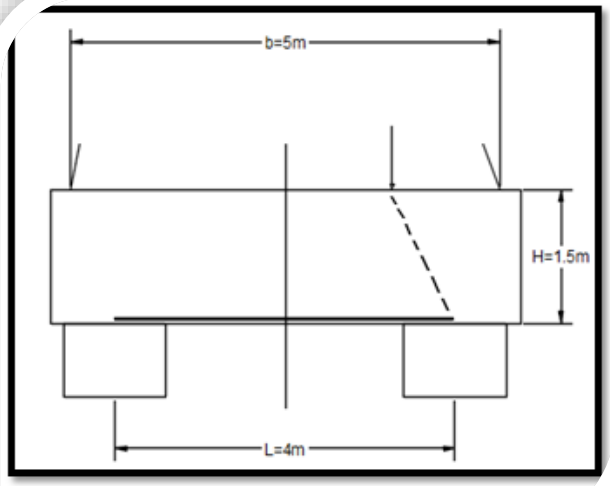



*Figure VI.15 Les dimenssions de semelle*

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = H + Φpieu =2.7m, on prend **14 HA 32** avec un espacement de **20 cm**.

**Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{S1} = \frac{A_S}{2} = 34.15\ cm^2 \quad soit\ 5HA32/ml \quad e = 20cm$$

**Armatures transversales supérieures :**

$$A_{S2} = \frac{A_S}{3} = 22.76\ cm^2 \quad soit\ 5HA25/ml \quad e = 20cm$$

**Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{S3} = \frac{A_S}{4} = 17.07\ cm^2 \quad soit\ 5HA25/ml \quad e = 20cm$$

**Armatures latérales :**

$$A_{S4} = \frac{A_S}{10} = 6.83\ cm^2 \quad soit\ 5HA14/ml \quad e = 20cm$$

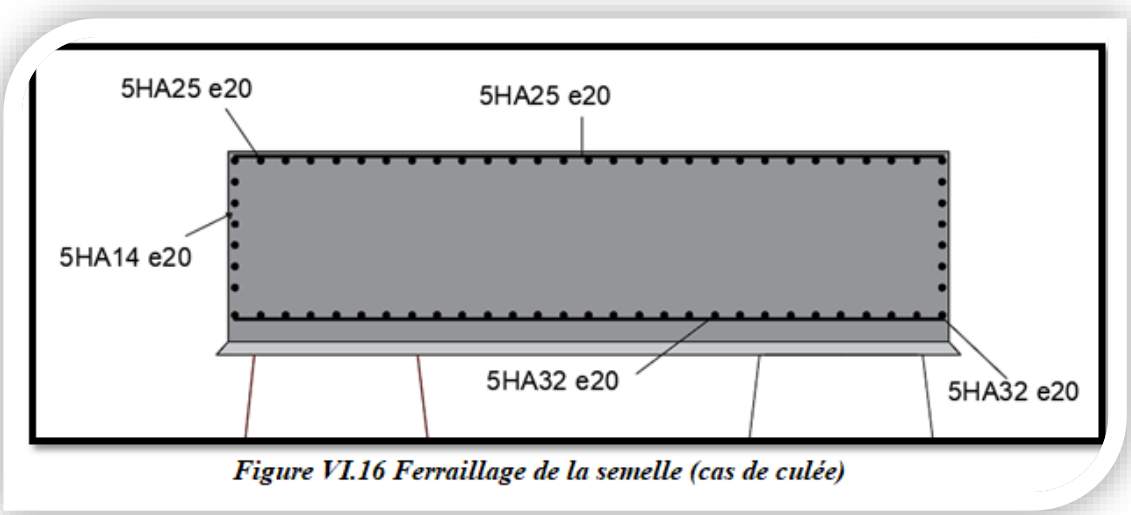



*Figure VI.16 Ferraillage de la semelle (cas de culée)*

### VI.4.1.3 Cas de pile :

Dans ce cas précis ou la semelle est sollicités par N et M on peut considérer que N est excentre de $e_0 = \frac{M}{N}$ du centre gravite du pile et il faut déterminer la réaction du sol supportant la semelle.

#### VI.4.1.3.1 Etude du diagramme des contraintes :

Ces sollicitations (N, M) peuvent générer sur l'interface de la semelle deux types de diagrammes des contraintes dépendant de la position de N par rapport au noyau central.

**Diagramme en trapèze :** si N tomber à l'intérieur du noyau central c.à.d : $e_0 \leq \frac{B}{6}$ alors on a le résultat de la (RDM) suivant :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \left(1 + \frac{6 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} \\ \sigma_2 = \left(1 - \frac{6 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\sigma_3 = \left(1 + \frac{3 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} \leq \sigma_{sol}}$$

**Diagramme en triangle :** Si N tomber à l'extérieur du noyau central soit : $\frac{B}{6} < e_0 < \frac{B}{4}$

$$\begin{cases} R = \frac{\sigma_m * A}{2} \\ \frac{X}{3} = \frac{B}{2} - e_0 \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72445.17}{58633.67} = 1.23 \leq \frac{B}{6} = \frac{11}{3} = 1.83$$

Donc : en utilise le digramme en trapèze :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \left(1 + \frac{6 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} = \left(1 + \frac{6 * 1.23}{11}\right) * \frac{58633.67}{11 * 18.5} = 0.48\ Mpa \\ \sigma_2 = \left(1 - \frac{6 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} = \left(1 - \frac{6 * 1.23}{11}\right) * \frac{58633.67}{11 * 18.5} = 0.094\ Mpa \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\sigma_3 = \left(1 + \frac{3 * e_0}{B}\right) * \frac{N}{A * B} = \left(1 + \frac{3 * 1.23}{11}\right) * \frac{58633.67}{11 * 18.5} = 0.384\ Mpa \leq \sigma_{sol} = 1.09\ ok}$$

### VI.4.1.3.2 Calcul ferraillage de semelle sous la pile :

En utilise la méthode de bielle en remplaçant la charge N par charge fictif :

$N' = N_{ser}\left(1 + \frac{3*e_0}{B}\right) = 58633.67 * \left(1 + \frac{3*1.23}{11}\right) = 78302.6\ kN$ et les armatures sont alors égale à : $\begin{cases} A_t = \frac{N'*(B-b)}{8*d*\sigma_a} \\ A_l = \frac{N'*(A-a)}{8*d*\sigma_a} \end{cases}$

***Avec :***

$\boldsymbol{A_t}$ *: Armature parallèle à la largeur de la semelle.* $\boldsymbol{A_l}$ *: Armature parallèle à la longueur de la semelle.* $\boldsymbol{a}$ , $\boldsymbol{b}$ *: Dimensions de fut.* $\boldsymbol{d}$ *: Hauteur utile =* ($\boldsymbol{h_s}$*- enrobage).* $\boldsymbol{\sigma_a} = 348Mpa$

**Armatures transversales inférieure :**

$$A_{it} = \frac{N' * (B - b)}{8 * d * \sigma_a} = \frac{78302.6 * 10^1 * (11 - 3.5)}{8 * 2.9 * 348} = 727.39\ cm^2$$

Donc : on prend 5 HA32/ml, avec un espacement de 20cm.

**Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{il} = \frac{N' * (A - a)}{8 * d * \sigma_a} = \frac{78302.6 * (18.5 - 12)}{8 * 2.9 * 348} = 630.4\ cm^2$$

Donc : on prend deux file de 6HA25/ml, avec un espacement de 16cm.

**Armatures transversales supérieures :**

$A_{st} = \frac{A_{it}}{3}$ Donc on prend 5HA 20 /ml, avec espacement de 20cm.

**Armatures longitudinale supérieures :**

$A_{sl} = \frac{A_{il}}{3}$ Donc on prend 6HA 20 /ml, avec espacement de 16cm.

**Armatures latérales :**

$A_{slatéral} = \frac{A}{3}$ Donc on prend 6HA 12 /ml, avec espacement de 16cm.

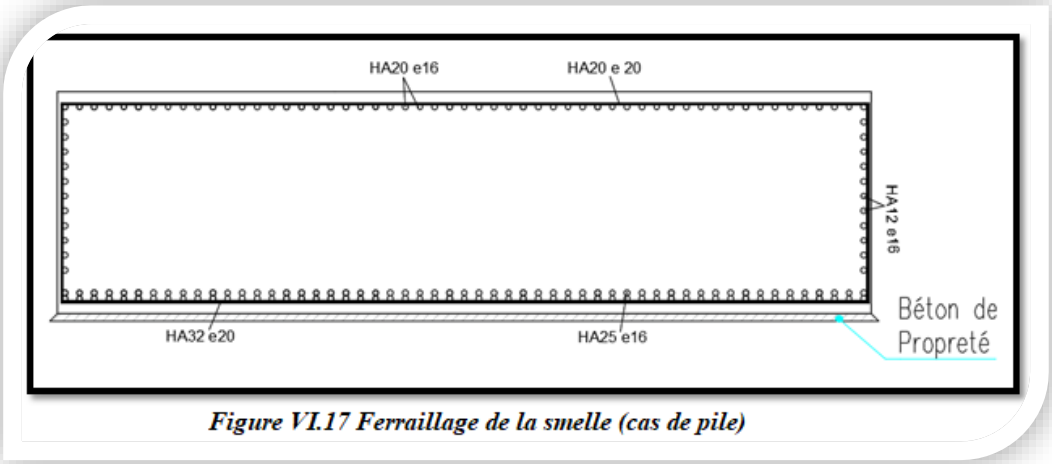



*Figure VI.17 Ferraillage de la smelle (cas de pile)*

## VI.4.2 ETUDE DES PIEUX :

### VI.4.2.1 Actions sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement comme une équation différentielle : $$EI = \frac{d^4y}{d^4x} + c_u by = 0$$

***Avec :***

***b*** *: diamètre du pieu .* ***$C_U$*** *: module de réaction du sol .* ***y*** *: déplacement en tête du pieu.*

La solution de l'équation précédente est de la forme : $$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

***Avec :***

***α*** *: Longueur élastique du pieu .*

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WERNER, le pieu étant encastré en tête, ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

**Calcul du Coefficient d'amortissement du module de WARNER λ :** $$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}}$$

**Application numérique :**

$$\begin{cases} C_U = 30 MN/m^3 \\ E = 33000\ Mpa \\ b = 1.2\ m \\ I = 0.102 \\ \lambda = 0.227 \end{cases}$$
D'ou $\lambda L = 5.003$

D'où, en tire les valeurs de ( $X_\varphi^H$ , $X_\varphi^M$ ) à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 5.003 \begin{cases} X_\varphi^H = 1.36 \\ X_\varphi^M = 1.60 \end{cases}$$

**Moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu :** Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante : $$\bar{M} = -\frac{X_\varphi^H}{X_\varphi^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

| Tableau VI.21 Les sollicitations les plus défavorables en tête du pieu | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $H\ max$ | $H/\ pieux$ | $N\ (kN)$ | $M\ (Kn.m)$ |
| **ELU** | 9932.52 | 709.47 | 507240 | 2650.76 |
| **ELS** | 9401.45 | 671.53 | 3441.21 | 2509.03 |

### VI.4.2.2 Ferraillage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

- Armature principale (longitudinal) **: $As = 231.71\ cm^2$**, on prend **29HA32**.
- Armature transversale : on prendra des cerces **HA14** avec un espacement de **30 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de critique.

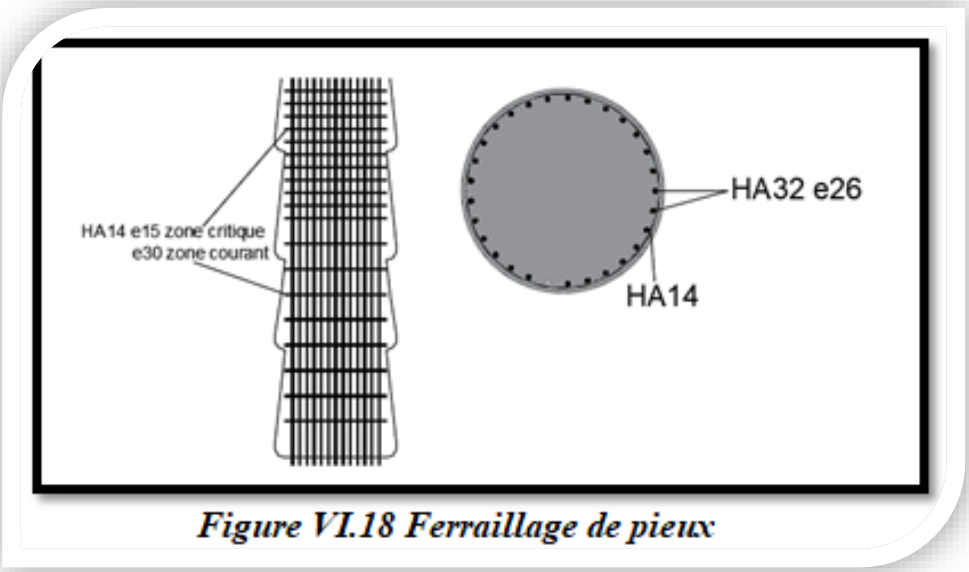
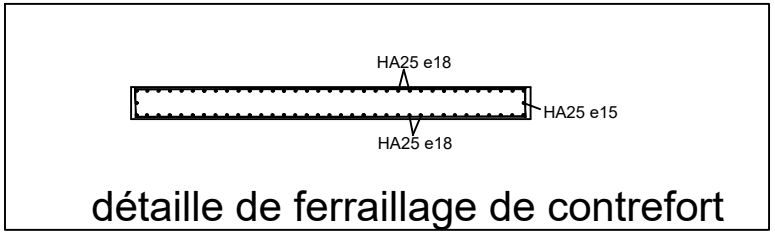



*Figure VI.18 Ferraillage de pieux*

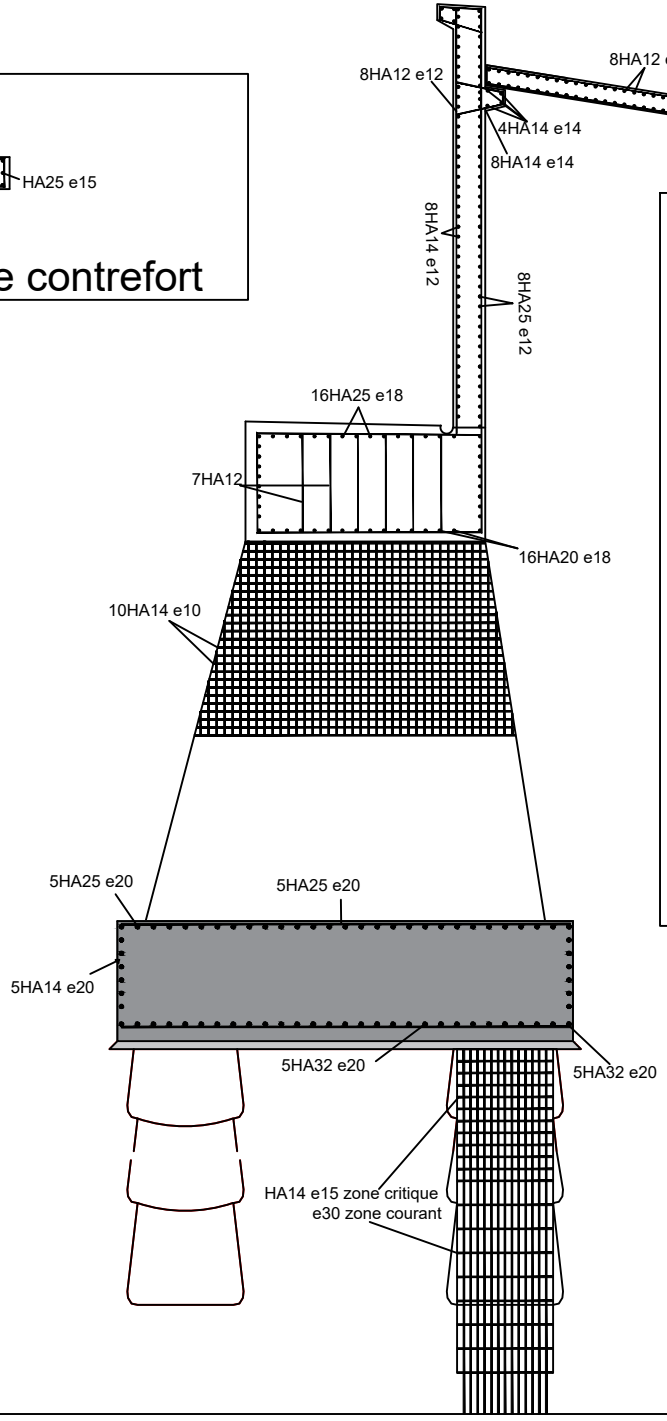
## VI.5 CONCLUSION

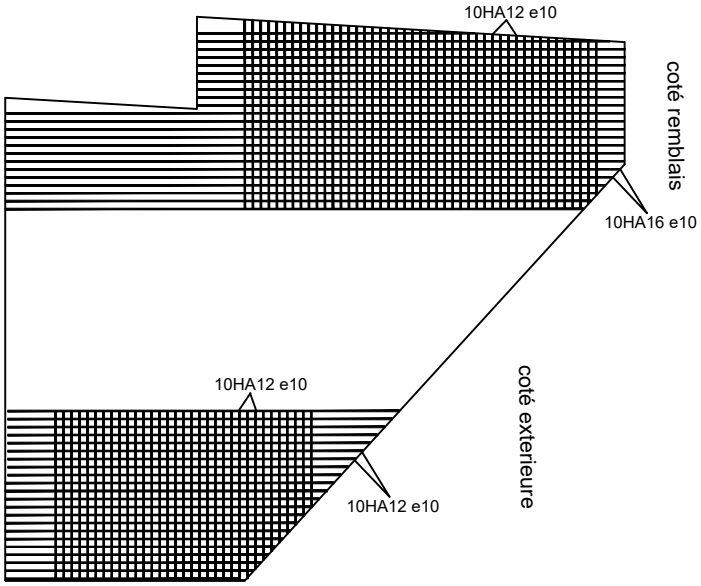
Ce chapitre représente l'une des étapes les plus importantes dans un ouvrage d'art, on a entamé l'étude de l'infrastructure ; les piles, la culée, la semelle et les pieux dans les différentes conditions selon les combinaisons données pour une meilleure résistance.

# détaille de ferraillage de culée

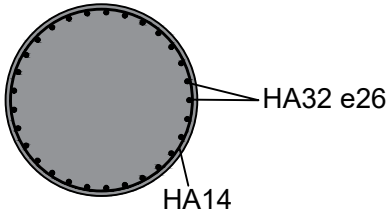



détaille de ferraillage de contrefort




détaille de ferraillage de mur en retour




détaille de ferraillage de pieux

# CONCLUSION GENERALE

Le domaine de travaux publics n'est guère limité, ce qui impose l'acquisition d'une vision étalée s'ouvrant sur toute information de grande importance. Ce projet de fin d'études avait pour objectif de mener une étude d'un viaduc mixte bipoutre qui va supporter le trafic sur un axe autoroutier très fréquenté par les véhicules (RN 01).

Il a fallu dans un premier temps faire une recherche bibliographique et de cerner la notion même d'ouvrage d'art et de pont, on a introduit notre travail par une introduction générale représentant les assises théoriques pour le reste du travail.

Ensuite, on a fait la présentation de l'ouvrage et les hypothèses de calcul, ainsi que l'évaluation des charges et surcharges.

On a procédé à l'étude du tablier, c'est la phase de modélisation de notre viaduc par éléments finis, afin de déterminer les efforts internes nécessaires au dimensionnement final. Pour cela, on a utilisé principalement le logiciel « CSi Bridge » et secondairement « Robot structural analysis». Cette étude, nous a permit de les calculer automatiquement et de déduire la section de l'ouvrage la plus sollicitée.

On a finalisé notre travail par l'étude de l'infrastructure (piles et culée) avec le calcul des différents équipements de notre pont.

# BIBLIOGRAPHIE

## OUVRAGES :


Anouk DESJARDIN, Eveline DORE, ANDRE LOMONE, *Guide de rédaction pour ingénieur civil*, édition presse internationale polytechnique, (2014).

Don MONTAGUE, *Dictionnaire du bâtiment et du génie civil*, France, édition e-library, London, (2008), troisième édition, 450.

Jean-Marie ARIBER, Jacques ALEXANDRE, *construction métallique et mixte acier-béton conception et mise en œuvre*, tome 2, édition, Eyrolles, paris, (1996), 547.

Jean-Paul ROY, Jean-Luc BLIN-LACROIX, *Le dictionnaire professionnel du bâtiment*, France, édition Eyrolles, (2011), troisième édition.

Manfred A.HITZ et Rolf BEZ, *Traité de génie civil, construction métallique notions fondamentales et méthodes de dimensionnement*, volume 10, presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, (1994), 486.

MINISTERE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE, *Document technique règlementaire, (D.T.R. c. 2-4.7)*, règlement neige et vent version 2013.

Philipe CARILLO, *Conception d'un projet routier guide technique*, édition Eyrolles, PARIS, (2015), 87.

Pierre BOURRIER et jacques BROZZITTI, Construction *métallique et mixte acier-béton calcule et dimensionnement selon Eurocode 3 et 4*, tome 1, édition Eyrolles, paris, (1996), 541.

Service d'études techniques des routes et autoroutes, *Guide technique : appareils d'appui a pot, utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires*, France, (2007), 67

Nouredine BOURAHLA , *RESISTANCE DES MATERIAUX DE BASE ,GECOTEC* ,Algérie, 2009

EN 1993 Eurocode 3 : *Calcul des structures en acier.*

## THESES ET MANUSCRITS :

ANANE Salim, ZEROUR Abdelaziz, *Conception et étude d'un pont suspendu Oued ENDJA-MILA*, ENSTP, Alger, mémoire en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'Etat en travaux publics, 2009.

Mm GUEDOUDJ Amira, LEZDAM Nawel, *Etude d'un pont mixte avec tablier bipoutres Métallique à Suidania 2eme rocade*, ENSTP, Alger, mémoire en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'Etat en travaux publics, 2008.

Steeldoc 01/06, Centre Suisse de la construction métallique, documentation technique : *Concevoir et construire : bases conceptuelles des charpentes métalliques*, Suisse.

Zakaria ZINOUN, Khalil MOUMNI, *Etude d'un tablier de viaduc en béton précontraint*, mémoire en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur en génie civil, université privée de Fès, département génie civil,

## COURS :

M. Issoufou TAMBOURA, *COURS : PONTS-OUVRAGES D'ART*, Institut international d'ingénierie, Ministère d'équipement, Niamey-Niger, (2014), 55p.

Cours de structures Mr. LERARI ( ENSTP )

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES CHAPITRE MASTER

1. EN 94-1-1, Eurocode 4.*Conception et dimensionnement des constructions mixtes acier-béton.*
2. J. *M.* Aribert *Analyse et formulation pratique de l'influence de la nuance de l'acier du profilé sur le degré minimum de la connexion partielle d'une poutre mixte. 1997 .*
3. Bouazaoui L.Contribution : *à l'étude expérimentale et théorique de structures mixtes acier-Béton assemblées par collage Thèse de Doctorat Université de Reims Champagne Ardenne*

## LOGICIELS

AUTO CAD 2016.

CSI BRIDGE V22

IDEAstatica 20 version étudiant.

MICROSOFT OFFICE 2016.

Robot Expert 2010 .

Robot structural analysis 2015.

# ANNEXES A

# LES FIGURES

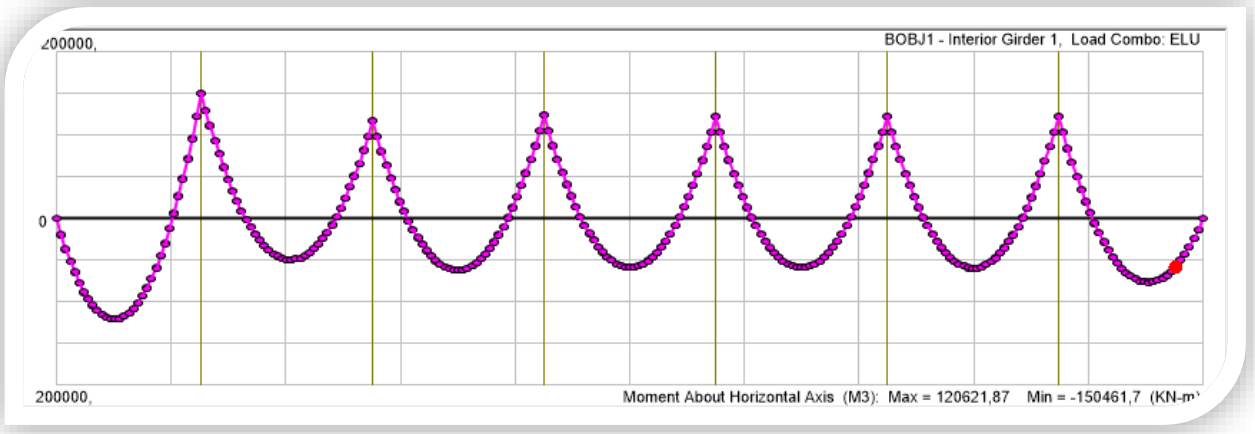



**Figure 1 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 AL**

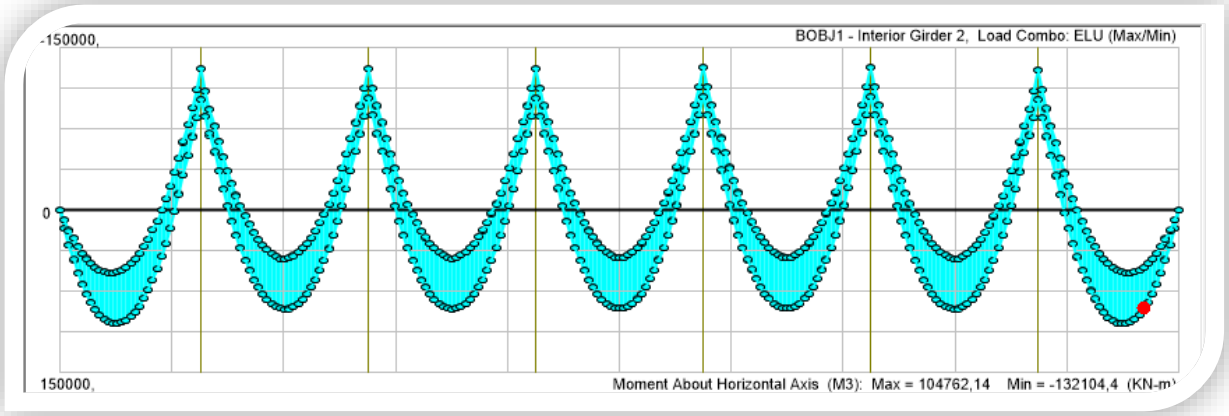



**Figure 2 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 BC**

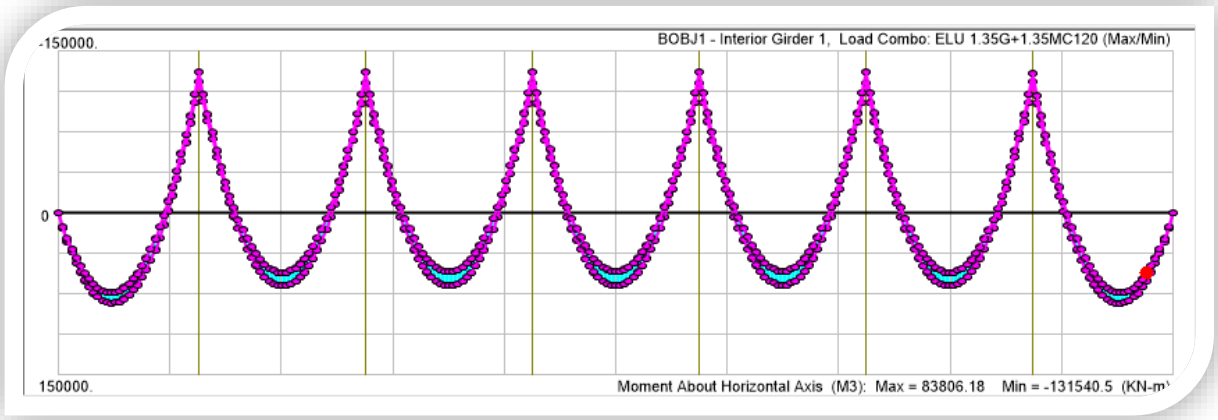



**Figure 3 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.35 MC120**

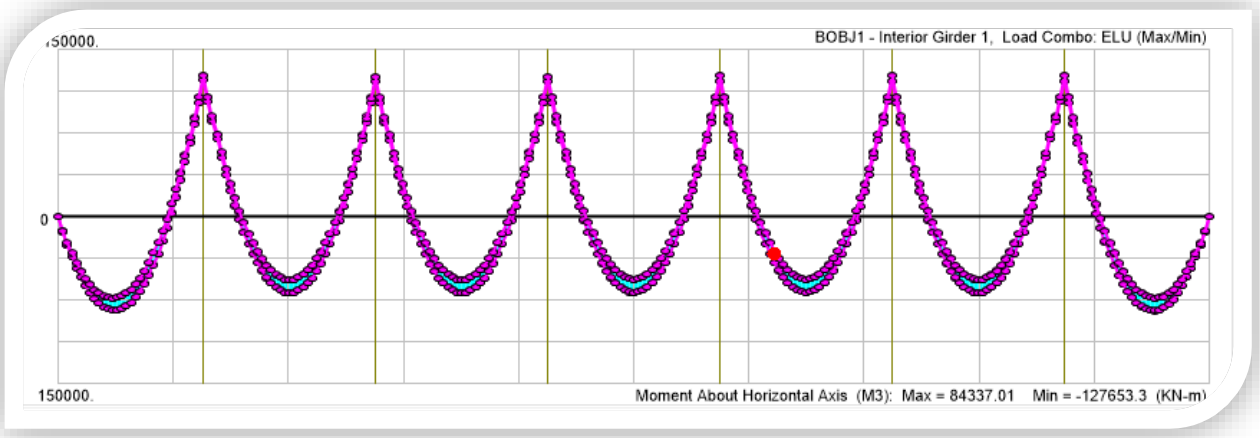



**Figure 4 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.35 D240**

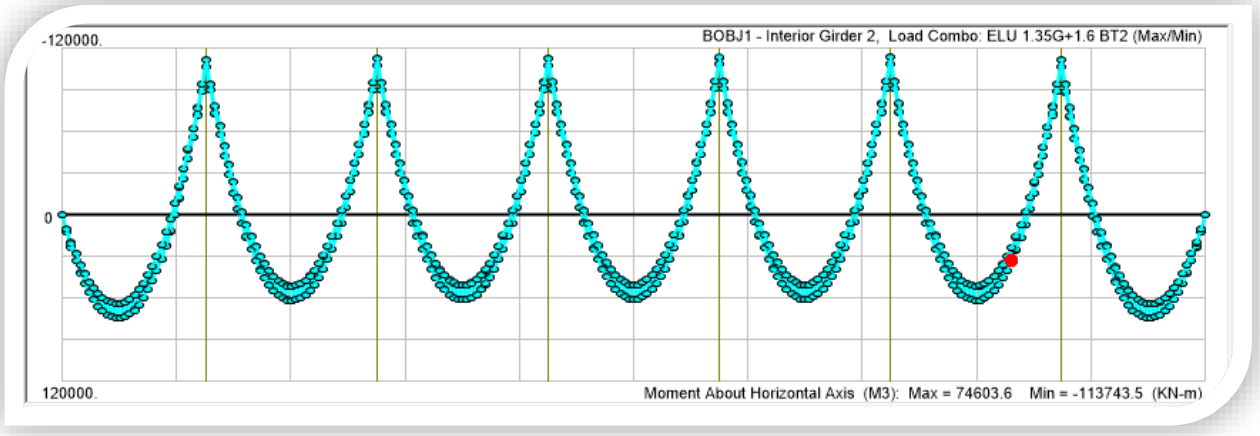



**Figure 5 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35 G +1.6 Bt**

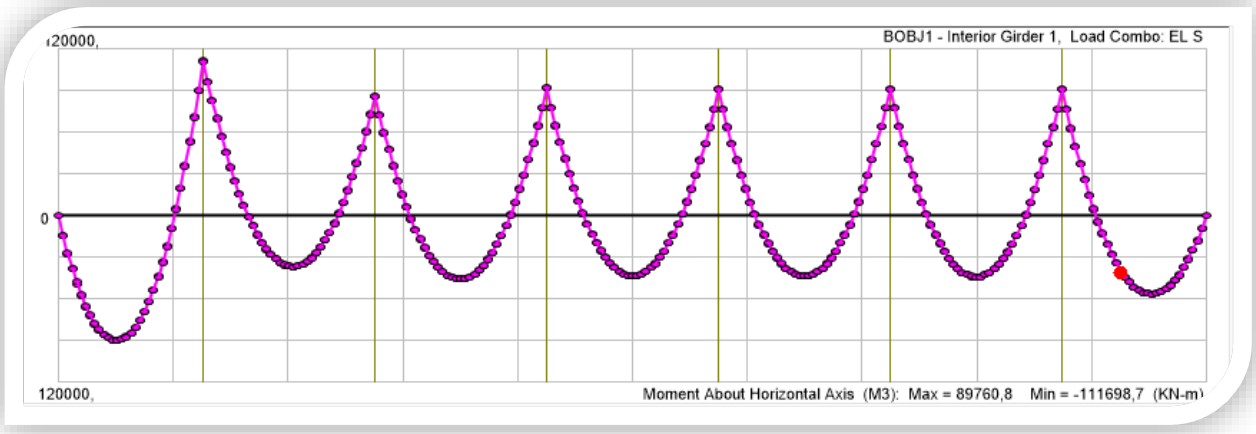



**Figure 6 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2AL**

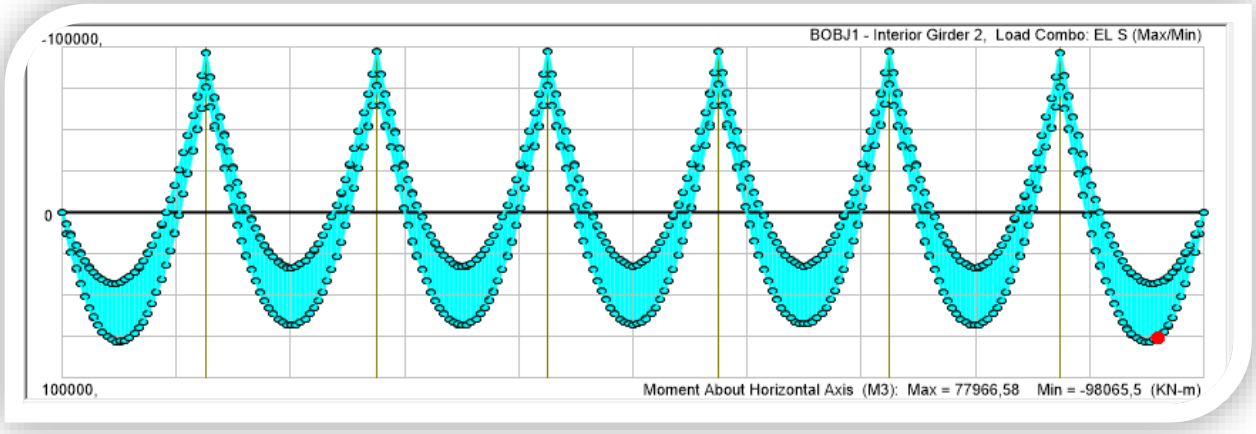



**Figure 7 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2BC**

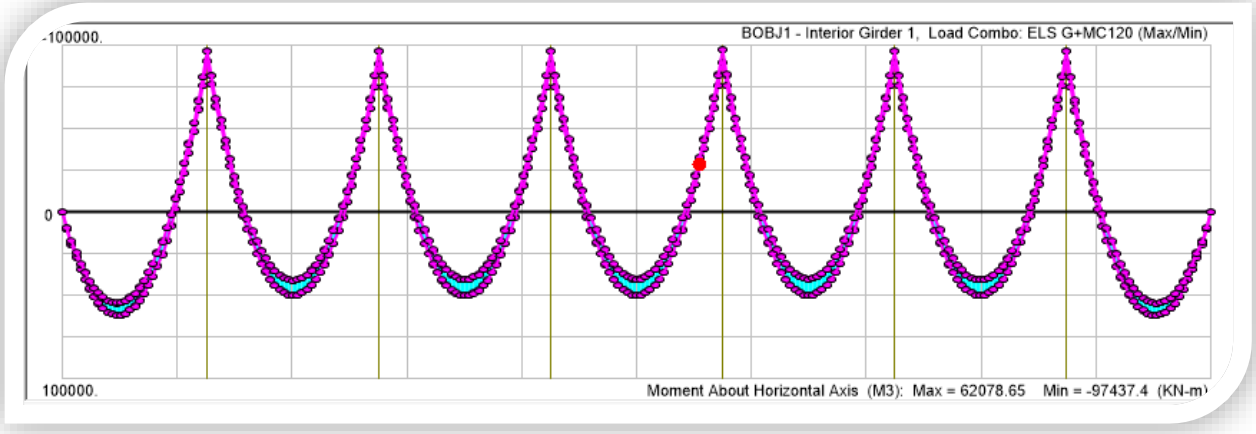



**Figure 8 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+MC 120**

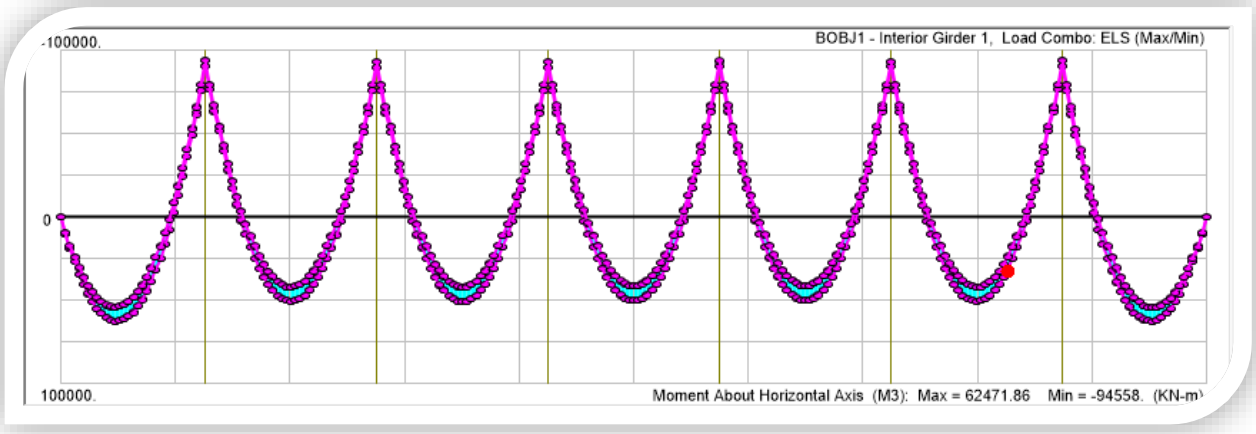



**Figure 9 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+D240**

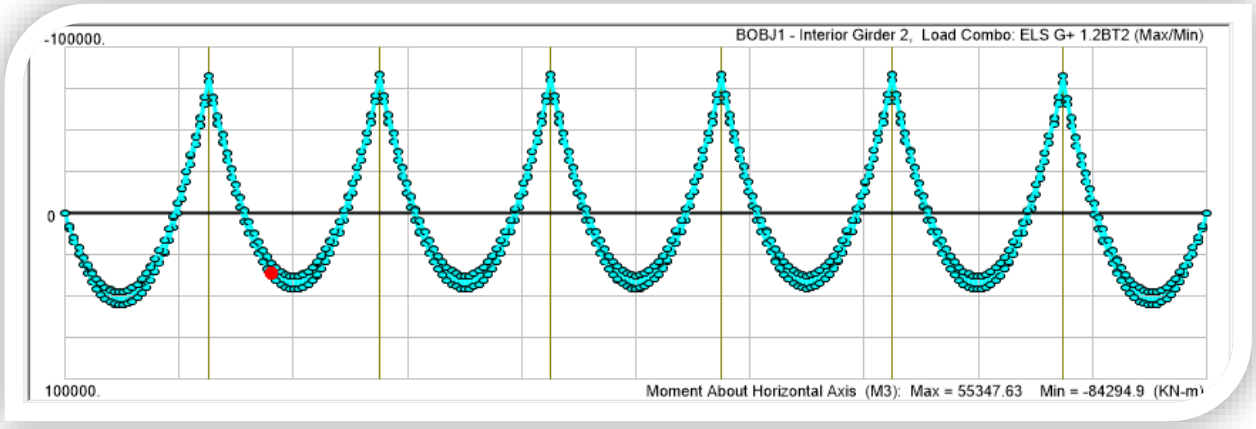



**Figure 10 : Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2BT**

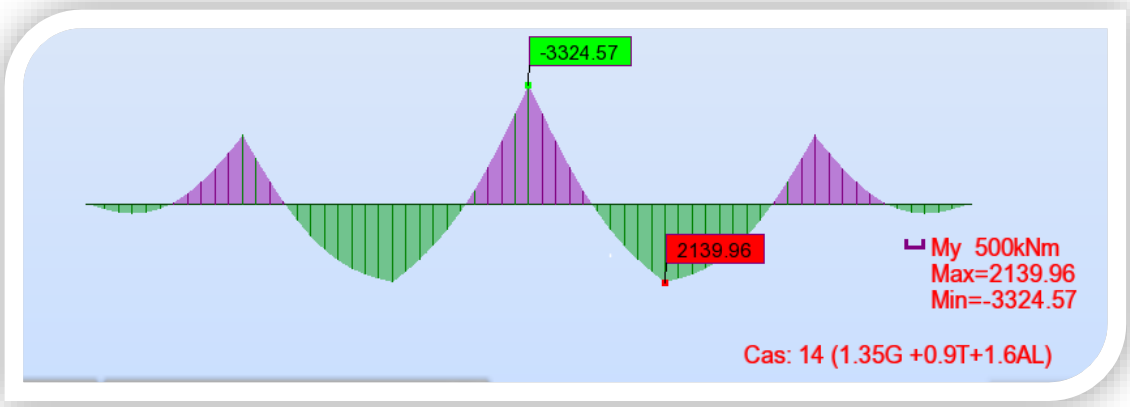



**Figure 11 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

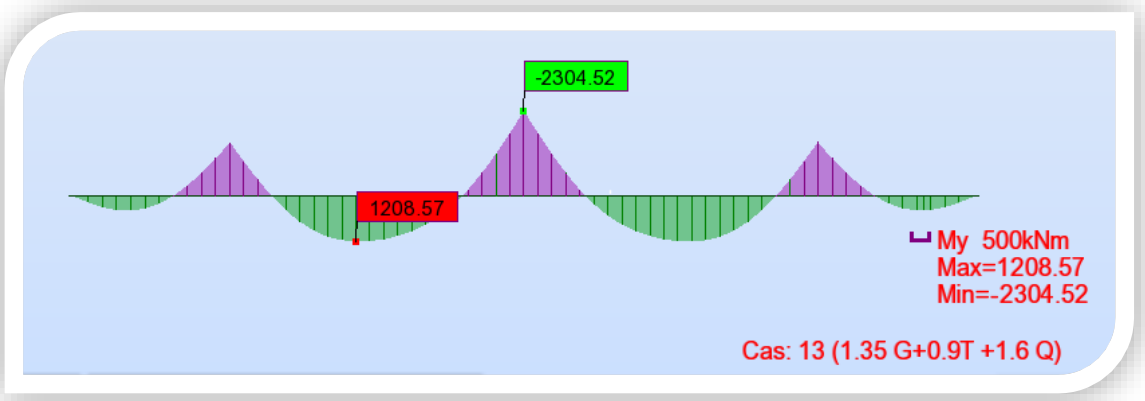



**Figure 12 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

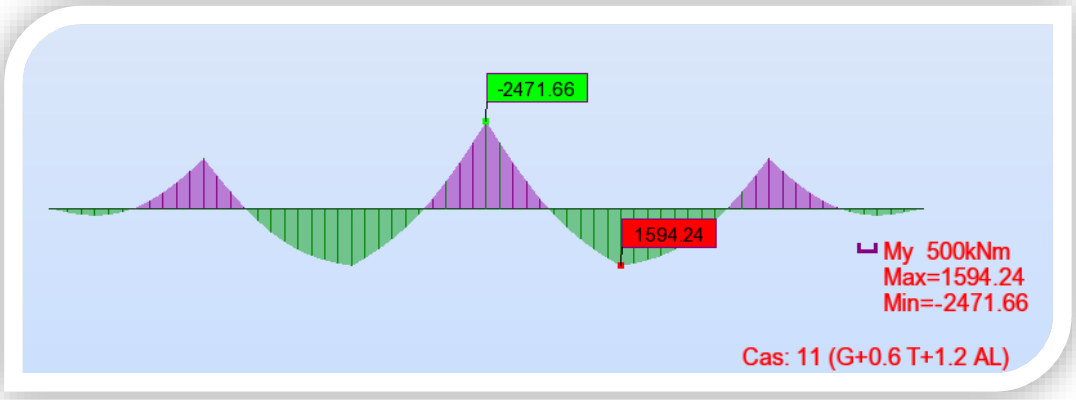



**Figure 13 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

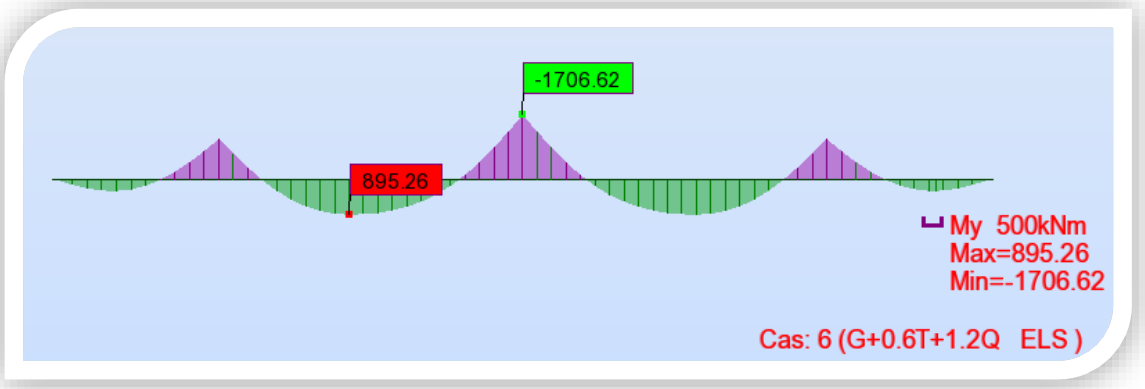



**Figure 14 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

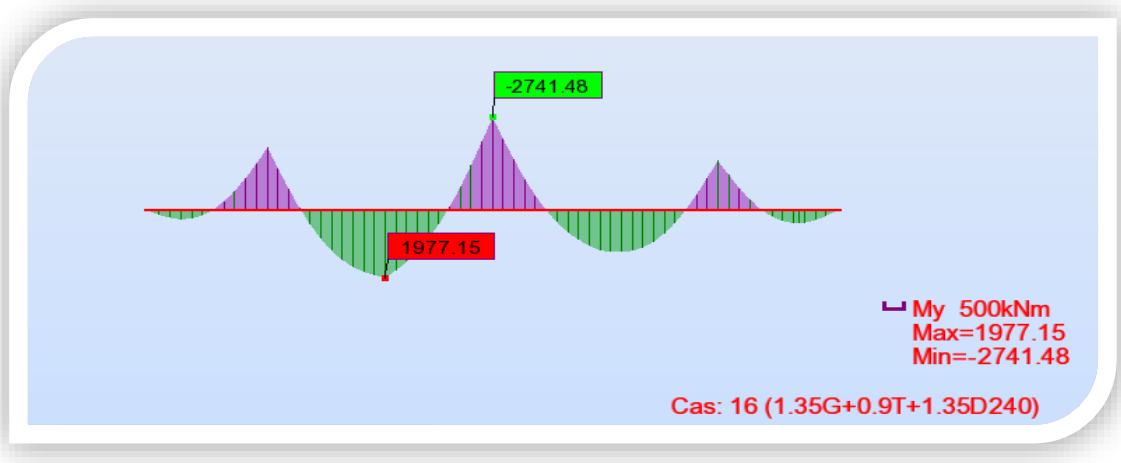



**Figure 15 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

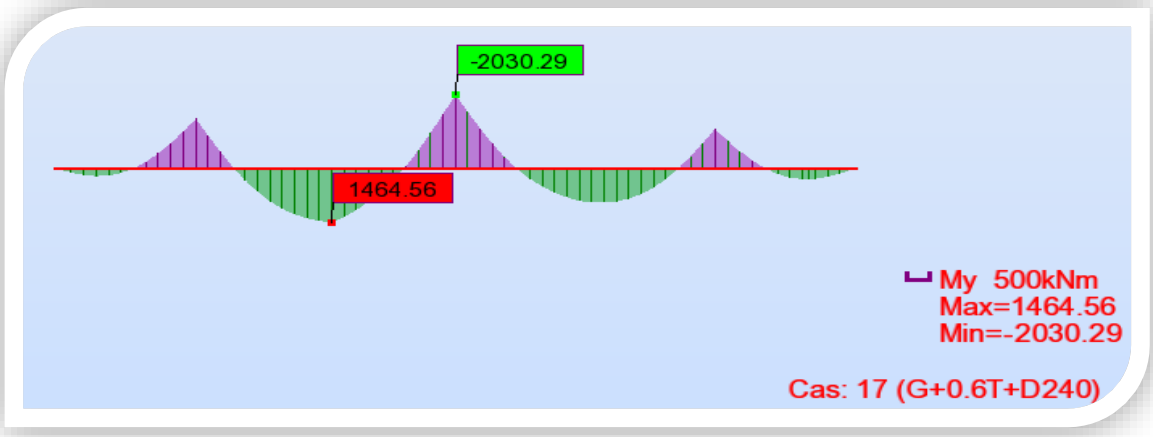



**Figure 16 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

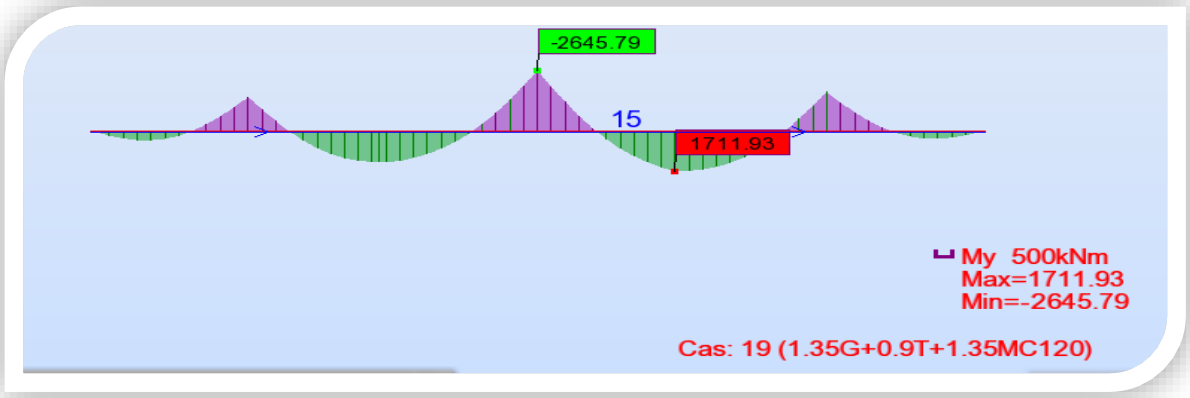



**Figure 17: Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

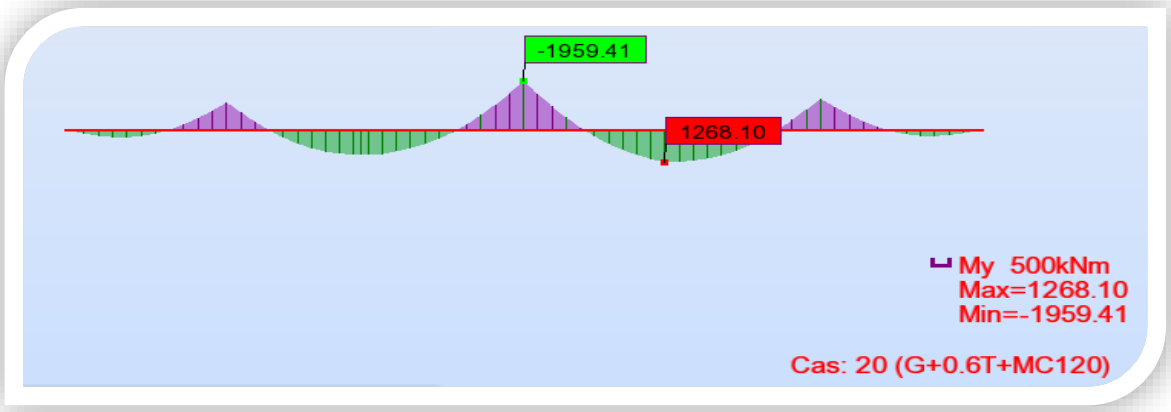



**Figure 18 : Moment fléchissant de la chevetre (culée)**

Manuel de calcul de Construction Mixte Acier-Béton selon EN1994-1.1 de déc.2004 17

## 8.6 ACIERS DES CONNECTEURS

Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique ($f_y$) et contrainte de rupture ($f_u$) sont reprises au tableau ci-dessous.

Coefficient de sécurité partiel sur l'acier du connecteur : $\gamma_v = 1{,}25$ (sauf actions accidentelles: $\gamma_v = 1$)

| Dénomination du goujon à tête | $h_{sc}$ (mm) | d fût (mm) | d1 tête (mm) | ht tête (mm) | fy (N/mm²) | fu (N/mm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| TRW Nelson KB 5/8"-35 | 35 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 5/8"-50 | 50 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 5/8"-75 | 75 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 5/8"-100 | 100 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 5/8"-150 | 150 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 5/8"-175 | 175 | 16 | 31.7 | 8 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-50 | 50 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-60 | 60 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-75 | 75 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-80 | 80 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-100 | 100 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-125 | 125 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-150 | 150 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 3/4"-175 | 175 | 19 | 31.7 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-75 | 75 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-90 | 90 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-100 | 100 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-125 | 125 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-150 | 150 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-175 | 175 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-200 | 200 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |
| TRW Nelson KB 7/8"-250 | 250 | 22 | 34.9 | 10 | 350 | 450 |

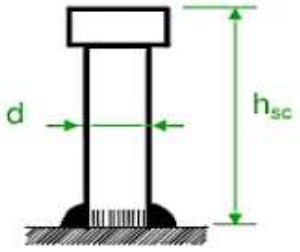



**Figure 19 : Acier des connecteurs**

# ANNEXES B

# LES TABLEAUX

| *Tableau 1 Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc* | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $Système\ de\ charge$ | $L\ (m)$ | $G\ (kN)$ | **8** | **7** | **6** | **5** | **4** | **3** | **2** | **1** |
| | *64* | *23797.84* | *1.049* | *1.047* | *1.044* | *1.042* | *1.041* | *1.040* | *1.037* | *1.033* |
| | *140* | *52057.78* | *1.023* | *1.022* | *1.021* | *1.020* | *1.019* | *1.019* | *1.018* | *1.016* |
| | *216* | *80317.71* | *1.015* | *1.014* | *1.014* | *1.013* | *1.013* | *1.012* | *1.012* | *1.010* |
| | *292* | *108577.65* | *1.011* | *1.011* | *1.010* | *1.010* | *1.009* | *1.009* | *1.009* | *1.008* |
| | *368* | *136837.58* | *1.009* | *1.009* | *1.008* | *1.008* | *1.007* | *1.007* | *1.007* | *1.006* |
| | *444* | *165097.52* | *1.007* | *1.007* | *1.007* | *1.006* | *1.006* | *1.006* | *1.006* | *1.005* |
| | *508* | *188895.36* | *1.007* | *1.006* | *1.006* | *1.006* | *1.005* | *1.005* | *1.005* | *1.004* |
| | *128* | *47595.68* | *1.025* | *1.024* | *1.023* | *1.022* | *1.021* | *1.020* | *1.019* | *1.017* |
| ***Bc*** | *380* | *141299.68* | *1.009* | *1.008* | *1.008* | *1.007* | *1.007* | *1.007* | *1.007* | *1.006* |
| | *204* | *75855.62* | *1.016* | *1.015* | *1.015* | *1.014* | *1.013* | *1.013* | *1.012* | *1.011* |
| | *76* | *28259.94* | *1.042* | *1.040* | *1.038* | *1.036* | *1.035* | *1.034* | *1.032* | *1.028* |
| | *152* | *56519.87* | *1.022* | *1.020* | *1.019* | *1.018* | *1.018* | *1.017* | *1.016* | *1.015* |
| | *228* | *84779.81* | *1.014* | *1.014* | *1.013* | *1.012* | *1.012* | *1.012* | *1.011* | *1.010* |
| | *304* | *113039.74* | *1.011* | *1.010* | *1.010* | *1.009* | *1.009* | *1.009* | *1.008* | *1.007* |
| | *432* | *160635.42* | *1.008* | *1.007* | *1.007* | *1.007* | *1.006* | *1.006* | *1.006* | *1.005* |
| | *356* | *132375.49* | *1.009* | *1.009* | *1.008* | *1.008* | *1.008* | *1.007* | *1.007* | *1.006* |
| | *280* | *104115.55* | *1.012* | *1.011* | *1.011* | *1.010* | *1.010* | *1.009* | *1.009* | *1.008* |

| *Tableau 2*<br>*Coefficients de majoration dynamique pour les systèmes de charge Bt* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $Système\ de\ charg$ | $L\ (m)$ | $G\ (kN)$ | 2 | 1 |
| **$Bt$** | 64 | 23797.84 | 1.034 | 1.031 |
| | 140 | 52057.78 | 1.016 | 1.015 |
| | 216 | 80317.71 | 1.010 | 1.010 |
| | 292 | 108577.65 | 1.008 | 1.007 |
| | 368 | 136837.58 | 1.006 | 1.006 |
| | 444 | 165097.52 | 1.005 | 1.005 |
| | 508 | 188895.36 | 1.005 | 1.004 |
| | 128 | 47595.68 | 1.017 | 1.016 |
| | 380 | 141299.68 | 1.006 | 1.006 |
| | 204 | 75855.62 | 1.011 | 1.010 |
| | 76 | 28259.94 | 1.029 | 1.027 |
| | 152 | 56519.87 | 1.015 | 1.014 |
| | 228 | 84779.81 | 1.010 | 1.009 |
| | 304 | 113039.74 | 1.007 | 1.007 |
| | 432 | 160635.42 | 1.005 | 1.005 |
| | 356 | 132375.49 | 1.006 | 1.006 |
| | 280 | 104115.55 | 1.008 | 1.008 |

***Tableau 3***
***Coefficients de majoration dynamique pour les systèmes de charge MC120***

| | ***L(m)*** | ***G(kN)*** | ***S(kN)*** | ***δ*** |
|---|---|---|---|---|
| ***Mc120*** | *64* | *23797.8* | *15400* | ***1.113*** |
| | *140* | *52057.8* | *15400* | ***1.055*** |
| | *216* | *80317.7* | *15400* | ***1.036*** |
| | *292* | *108577.6* | *15400* | ***1.027*** |
| | *368* | *136837.6* | *15400* | ***1.022*** |
| | *444* | *165097.5* | *15400* | ***1.018*** |
| | *508* | *188895.4* | *15400* | ***1.016*** |
| | *128* | *47595.7* | *15400* | ***1.060*** |
| | *380* | *141299.7* | *15400* | ***1.021*** |
| | *204* | *75855.6* | *15400* | ***1.039*** |
| | *76* | *28259.9* | *15400* | ***1.097*** |
| | *152* | *56519.9* | *15400* | ***1.051*** |
| | *228* | *84779.8* | *15400* | ***1.035*** |
| | *304* | *113039.7* | *15400* | ***1.026*** |
| | *432* | *160635.4* | *15400* | ***1.019*** |
| | *356* | *132375.5* | *15400* | ***1.022*** |
| | *280* | *104115.6* | *15400* | ***1.028*** |

| *Tableau 4 Effort de freinage A(l)* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $N\ des\ voies$ | $S\ (m2)$ | $A(l)\ (kN/m2)$ | $F\ (kN)$ | $F\ (kN/ml)$ |
| $Cas\ 1$ | *1728.00* | *5.07* | *336.58* | *12.47* |
| $cas\ 2$ | *3780.00* | *3.37* | *382.88* | *14.18* |
| $Cas\ 3$ | *5832.00* | *2.80* | *403.60* | *14.95* |
| $Cas\ 4$ | *7884.00* | *2.51* | *416.13* | *15.41* |
| $Cas\ 5$ | *9936.00* | *2.34* | *424.71* | *15.73* |
| $Cas\ 6$ | *11988.00* | *2.23* | *430.99* | *15.96* |
| $Cas\ 7$ | *13716.00* | *2.16* | *435.13* | *16.12* |
| $Cas\ 8$ | *3456.00* | *3.51* | *378.19* | *14.01* |
| $Cas\ 9$ | *10260.00* | *2.32* | *425.82* | *15.77* |
| $Cas\ 10$ | *5508.00* | *2.86* | *401.06* | *14.85* |
| $Cas\ 11$ | *2052.00* | *4.61* | *347.85* | *12.88* |
| $Cas\ 12$ | *4104.00* | *3.24* | *387.06* | *14.34* |
| $Cas\ 13$ | *6156.00* | *2.74* | *405.96* | *15.04* |
| $Cas\ 14$ | *8208.00* | *2.48* | *417.69* | *15.47* |
| $Cas\ 15$ | *11664.00* | *2.24* | *430.11* | *15.93* |
| $Cas\ 16$ | *9612.00* | *2.36* | *423.53* | *15.69* |
| $Cas\ 17$ | *7560.00* | *2.55* | *414.48* | *15.35* |

| *Tableau 5 :Combinaison d'actions normales et sismique à la base de pile* | | | | |
|---|---|---|---|---|
| | *N(KN)* | *H(KN)* | *ML(KN.m)* | *MT(KN.m)* |
| $G + 1.2\,A(l)8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}$ | *43371.17* | *1056.36* | *69276.089* | *0* |
| $G + 1.2\,Bc8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}$ | *43936.28* | *714.2* | *46837.236* | *0* |
| $G + MC120 + 0.6HT° + HF_{r+f}$ | *40961.86* | *534.2* | *35032.836* | *0* |
| $G + D240 + 0.6HT° + HF_{r+f}$ | *40299.78* | *534.2* | *35032.836* | *0* |
| $1.35G + 1.6\,A(l)8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}$ | *58462.35* | *1292.75* | *84778.545* | *0* |
| $1.35G + 1.6\,Bc8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}$ | *59215.83* | *836.54* | *54860.293* | *0* |
| $1.35G + 1.35MC120 + 0.9HT° + HF_{r+f}$ | *55298.51* | *596.54* | *39121.093* | *0* |
| $1.35G + 1.35D240 + 0.9HT° + HF_{r+f}$ | *54404.7* | *596.54* | *39121.093* | *0* |
| $G + E_1 + 0.2\,A(l)8V_s + 0.4HT° + HF_{r+f}$ | *52135.62* | *4214.97* | *141600.08* | *325123.21* |
| $G + E_1 + 0.2\,D240 + 0.4HT° + HF_{r+f}$ | *51699.91* | *4127.94* | *135892.92* | *325124.21* |
| $G + E_1 + 0.2\,Bc8V_s + 0.4HT° + HF_{r+f}$ | *52229.8* | *4157.94* | *137860.32* | *325125.21* |
| $G + E_1 + 0.2MC120 + 0.4HT° + HF_{r+f}$ | *51831.22* | *4127.94* | *135892.92* | *325126.21* |

| *Table 6 :Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de pile)* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $N(KN)$ | $H(KN)$ | $MH(KN.m)$ | $MV(KN.m)$ | $\Delta M(KN.m)$ |
| $\boldsymbol{G + 1.2\,A(l)8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}}$ | *58633.67* | *1056.36* | *72445.1688* | *0* | *72445.1688* |
| $\boldsymbol{G + 1.2\,BC8V_s + 0.6HT° + HF_{r+f}}$ | *59198.78* | *714.2* | *48979.836* | *0* | *48979.836* |
| $\boldsymbol{G + Mc\,120 + 0.6HT° + HF_{r+f}}$ | *56224.36* | *534.2* | *36635.436* | *0* | *36635.436* |
| $\boldsymbol{G + D240 + 0.6HT° + HF_{r+f}}$ | *55562.28* | *534.2* | *36635.436* | *0* | *36635.436* |
| $\boldsymbol{1.35G + 1.6\,A(l)8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}}$ | *79066.72* | *1292.75* | *88656.795* | *0* | *88656.795* |
| $\boldsymbol{1.35G + 1.6\,BC8V_s + 0.9HT° + HF_{r+f}}$ | *79820.2* | *836.54* | *57369.9132* | *0* | *57369.9132* |
| $\boldsymbol{1.35G + 1.35Mc120 + 0.9HT° + HF_{r+f}}$ | *75902.88* | *596.54* | *40910.7132* | *0* | *40910.7132* |
| $\boldsymbol{1.35G + 1.35D240 + 0.9HT° + HF_{r+f}}$ | *75009.07* | *596.54* | *40910.7132* | *0* | *40910.7132* |

| *Table 7 Combinaison d'actions normales sous la semelle (cas de culée)* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | ***N(KN)*** | ***H(KN)*** | ***MH(KN.m)*** | ***MV(KN.m)*** | ***ΔM(KN.m)*** |
| ***G + 1.2 A(l)8V+ 0.6HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *41918.49* | *9005.706* | *42715.24* | *50648.51* | *7933.27* |
| ***G + 1.2 BC8V+ 0.6HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *46378.91* | *8663.55* | *40046.4* | *50648.51* | *10602.11* |
| ***G + Mc 120+ 0.6HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *41746.96* | *8483,55* | *38642.4* | *50648.51* | *12006.11* |
| ***G + D240+ 0.6HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *42174.5* | *8483,56* | *38643.4* | *50648.51* | *12005.11* |
| ***1.35G + 1.6 A(l)8V+ 0.9HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *56561.45* | *9404,86* | *45648.59* | *68375.49* | *22726.9* |
| ***1.35G + 1.6 BC8V + 0.9HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *62508.61* | *8948,65* | *42090.13* | *68375.49* | *26285.36* |
| ***1.35G + 1.35Mc120+ + 0.9HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *56358.39* | *8708,65* | *40218.13* | *68375.49* | *28157.36* |
| ***1.35G + 1.35D240+ 0.9HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *56358.39* | *8708,66* | *40219.13* | *68375.49* | *28156.36* |
| ***G + 1.2 Q+ 0.6HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *40629.09* | *9401,45* | *47092.98* | *51616.99* | *4524.01* |
| ***1.35G + 1.6 Q+ 0.9HT° + $HF_{r+f}$ +Hp*** | *54842.25* | *9932,52* | *51484.24* | *69666.8* | *18182.56* |

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ | SumRX | SumRY | SumRZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 1.627 | 0.549 | 0.216 | 0.000 | 0.549 | 0.216 | 0.000 | 0.002 | 0.002 | 0.026 | 0.002 | 0.002 | 0.026 |
| MODAL | Mode | 2 | 1.167 | 0.016 | 0.000 | 0.000 | 0.564 | 0.216 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.606 | 0.002 | 0.002 | 0.632 |
| MODAL | Mode | 3 | 1.127 | 0.196 | 0.520 | 0.000 | 0.761 | 0.735 | 0.000 | 0.006 | 0.001 | 0.003 | 0.008 | 0.003 | 0.635 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.733 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.761 | 0.735 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.008 | 0.003 | 0.635 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.688 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.761 | 0.735 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.008 | 0.003 | 0.635 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.661 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.762 | 0.737 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.006 | 0.008 | 0.003 | 0.641 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.639 | 0.002 | 0.000 | 0.000 | 0.764 | 0.737 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.005 | 0.008 | 0.004 | 0.646 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.602 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.764 | 0.739 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.009 | 0.004 | 0.650 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.594 | 0.011 | 0.000 | 0.000 | 0.774 | 0.739 | 0.000 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.009 | 0.006 | 0.651 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.576 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.775 | 0.740 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.009 | 0.006 | 0.651 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.561 | 0.003 | 0.009 | 0.001 | 0.778 | 0.749 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.010 | 0.007 | 0.652 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.550 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.778 | 0.750 | 0.001 | 0.010 | 0.009 | 0.001 | 0.020 | 0.017 | 0.653 |
| MODAL | Mode | 13 | 0.542 | 0.001 | 0.002 | 0.005 | 0.779 | 0.752 | 0.006 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.020 | 0.017 | 0.653 |
| MODAL | Mode | 14 | 0.527 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.779 | 0.753 | 0.006 | 0.004 | 0.004 | 0.002 | 0.024 | 0.021 | 0.655 |
| MODAL | Mode | 15 | 0.508 | 0.009 | 0.003 | 0.000 | 0.788 | 0.755 | 0.006 | 0.001 | 0.002 | 0.003 | 0.025 | 0.023 | 0.658 |
| MODAL | Mode | 16 | 0.479 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.788 | 0.756 | 0.008 | 0.001 | 0.000 | 0.002 | 0.026 | 0.023 | 0.659 |
| MODAL | Mode | 17 | 0.462 | 0.008 | 0.004 | 0.000 | 0.797 | 0.760 | 0.008 | 0.001 | 0.001 | 0.103 | 0.027 | 0.024 | 0.762 |
| MODAL | Mode | 18 | 0.432 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.797 | 0.760 | 0.008 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.028 | 0.024 | 0.762 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MODAL | Mode | 19 | 0.394 | 0.000 | 0.000 | 0.013 | 0.797 | 0.760 | 0.021 | 0.021 | 0.006 | 0.000 | 0.049 | 0.030 | 0.762 |
| MODAL | Mode | 20 | 0.371 | 0.000 | 0.000 | 0.012 | 0.797 | 0.760 | 0.033 | 0.485 | 0.544 | 0.000 | 0.535 | 0.574 | 0.762 |
| MODAL | Mode | 21 | 0.365 | 0.000 | 0.000 | 0.505 | 0.797 | 0.760 | 0.538 | 0.047 | 0.020 | 0.000 | 0.581 | 0.594 | 0.762 |
| MODAL | Mode | 22 | 0.350 | 0.003 | 0.018 | 0.000 | 0.799 | 0.778 | 0.538 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.582 | 0.594 | 0.764 |
| MODAL | Mode | 23 | 0.344 | 0.015 | 0.002 | 0.000 | 0.814 | 0.780 | 0.538 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.582 | 0.594 | 0.764 |
| MODAL | Mode | 24 | 0.312 | 0.000 | 0.003 | 0.000 | 0.814 | 0.783 | 0.538 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.582 | 0.594 | 0.766 |
| MODAL | Mode | 25 | 0.311 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.814 | 0.783 | 0.538 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.583 | 0.595 | 0.767 |
| MODAL | Mode | 26 | 0.307 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.815 | 0.783 | 0.538 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.583 | 0.595 | 0.767 |
| MODAL | Mode | 27 | 0.305 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.815 | 0.784 | 0.538 | 0.004 | 0.003 | 0.000 | 0.586 | 0.598 | 0.767 |
| MODAL | Mode | 28 | 0.303 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.815 | 0.784 | 0.538 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.586 | 0.599 | 0.767 |
| MODAL | Mode | 29 | 0.267 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.815 | 0.784 | 0.539 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.587 | 0.599 | 0.767 |
| MODAL | Mode | 30 | 0.267 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.815 | 0.784 | 0.539 | 0.000 | 0.001 | 0.001 | 0.587 | 0.599 | 0.768 |
| MODAL | Mode | 31 | 0.259 | 0.003 | 0.000 | 0.000 | 0.818 | 0.785 | 0.539 | 0.000 | 0.000 | 0.026 | 0.587 | 0.600 | 0.794 |
| MODAL | Mode | 32 | 0.249 | 0.004 | 0.000 | 0.000 | 0.822 | 0.785 | 0.539 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.587 | 0.600 | 0.794 |
| MODAL | Mode | 33 | 0.239 | 0.012 | 0.004 | 0.000 | 0.834 | 0.789 | 0.539 | 0.001 | 0.002 | 0.001 | 0.589 | 0.602 | 0.795 |
| MODAL | Mode | 34 | 0.233 | 0.003 | 0.009 | 0.001 | 0.837 | 0.797 | 0.540 | 0.003 | 0.000 | 0.004 | 0.592 | 0.602 | 0.798 |
| MODAL | Mode | 35 | 0.226 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.837 | 0.798 | 0.541 | 0.000 | 0.001 | 0.001 | 0.592 | 0.603 | 0.799 |
| MODAL | Mode | 36 | 0.223 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.838 | 0.799 | 0.541 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.592 | 0.603 | 0.800 |
| MODAL | Mode | 37 | 0.218 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.839 | 0.799 | 0.541 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.592 | 0.603 | 0.802 |
| MODAL | Mode | 38 | 0.217 | 0.017 | 0.000 | 0.000 | 0.855 | 0.799 | 0.541 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.592 | 0.603 | 0.804 |
| MODAL | Mode | 39 | 0.216 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.855 | 0.799 | 0.541 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.592 | 0.603 | 0.804 |
| MODAL | Mode | 40 | 0.207 | 0.001 | 0.005 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.541 | 0.000 | 0.000 | 0.004 | 0.592 | 0.603 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 41 | 0.203 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.541 | 0.019 | 0.020 | 0.000 | 0.611 | 0.624 | 0.809 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MODAL | Mode | 42 | 0.202 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.541 | 0.002 | 0.001 | 0.000 | 0.613 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 43 | 0.200 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.613 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 44 | 0.199 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.614 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 45 | 0.198 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 46 | 0.197 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 47 | 0.196 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 48 | 0.190 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 49 | 0.189 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 50 | 0.188 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.856 | 0.805 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.625 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 51 | 0.188 | 0.003 | 0.002 | 0.000 | 0.859 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.626 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 52 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.859 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.626 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 53 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.859 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.626 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 54 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.859 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.615 | 0.626 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 55 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.860 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.616 | 0.626 | 0.809 |
| MODAL | Mode | 56 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.860 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.616 | 0.626 | 0.810 |
| MODAL | Mode | 57 | 0.187 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.860 | 0.807 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.616 | 0.626 | 0.810 |
| MODAL | Mode | 58 | 0.186 | 0.007 | 0.003 | 0.000 | 0.867 | 0.810 | 0.542 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.616 | 0.627 | 0.810 |
| MODAL | Mode | 59 | 0.185 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.867 | 0.811 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.617 | 0.627 | 0.811 |
| MODAL | Mode | 60 | 0.181 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.868 | 0.812 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.617 | 0.627 | 0.811 |
| MODAL | Mode | 61 | 0.179 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.868 | 0.812 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.617 | 0.627 | 0.811 |
| MODAL | Mode | 62 | 0.175 | 0.000 | 0.003 | 0.000 | 0.868 | 0.815 | 0.542 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.617 | 0.627 | 0.813 |
| MODAL | Mode | 63 | 0.172 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.868 | 0.815 | 0.544 | 0.002 | 0.001 | 0.000 | 0.619 | 0.628 | 0.813 |
| MODAL | Mode | 64 | 0.171 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.868 | 0.815 | 0.546 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.619 | 0.629 | 0.813 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MODAL | Mode | 65 | 0.170 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 66 | 0.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 67 | 0.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 68 | 0.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 69 | 0.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 70 | 0.169 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 71 | 0.168 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 72 | 0.168 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 73 | 0.166 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 74 | 0.165 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.869 | 0.818 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 75 | 0.165 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 76 | 0.165 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 77 | 0.165 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 78 | 0.164 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 79 | 0.163 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 80 | 0.163 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 81 | 0.162 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.870 | 0.820 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.814 |
| MODAL | Mode | 82 | 0.162 | 0.004 | 0.013 | 0.000 | 0.874 | 0.833 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.005 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 83 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 84 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 85 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 86 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 87 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |

| | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| MODAL | Mode | 88 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 89 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 90 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 91 | 0.161 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 92 | 0.159 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 93 | 0.158 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 94 | 0.158 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 95 | 0.157 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 96 | 0.156 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.834 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 97 | 0.156 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.835 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 98 | 0.155 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.835 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.819 |
| MODAL | Mode | 99 | 0.154 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.835 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.820 |
| MODAL | Mode | 100 | 0.153 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.874 | 0.835 | 0.546 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.620 | 0.630 | 0.820 |

| *Tableau 8 Variations des dimenssions de la poutre (travée de rive)* | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Semelle sup (B=1400mm)*** | ***x=[0-8.5]m*** | ***x=[8.5-23.5]m*** | ***x=[23.5-39.5]m*** | ***x=[39.5-51.5]m*** | ***x=[51.5-59.5]m*** | ***x=[59.5-64]m*** |
| | *Tf=40mm* | *Tf=45mm* | *Tf=50mm* | *Tf=60mm* | *Tf=80mm* | *Tf=110mm* |
| ***Ame*** | ***x=[0-9]m*** | ***x=[9-23]m*** | ***x=[23-39]m*** | ***x=[39-51]m*** | ***x=[51-64]m*** | */* |
| | *tw=24mm* | *tw=20mm* | *tw=26mm* | *tw=28mm* | *tw=30mm* | */* |
| ***Semelle inf (B=1500mm)*** | ***x=[0-9.5]m*** | ***x=[9.5-22.5]m*** | ***x=[22.5-38.5]m*** | ***x=[38.5-50.5]m*** | ***x=[50.5-58.5]m*** | ***x=[58.5-64]m*** |
| | *Tf=50mm* | *Tf=55mm* | *Tf=60mm* | *Tf=70mm* | *Tf=90mm* | *Tf=110mm* |

| *Tableau 9 Variations des dimenssions de la poutre (travée de interm)* | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***Semelle sup (B=1400mm)*** | ***x=[0-4.5]m*** | ***x=[4.5-8.5]m*** | ***x=[8.5-12.5]m*** | ***x=[12.5-20.5]m*** | ***x=[20.5-55.5]m*** | ***x=[55.5-63.5]m*** | ***x=[63.5-67.5]m*** | ***x=[67.5-71.5]m*** | ***x=[71.5-76]m*** |
| | *Tf=110mm* | *Tf=80mm* | *Tf=60mm* | *Tf=50mm* | *Tf=45mm* | *Tf=50mm* | *Tf=60mm* | *Tf=80mm* | *Tf=110mm* |
| ***Ame*** | ***x=[0-5]m*** | ***x=[5-9]m*** | ***x=[9-13]m*** | ***x=[13-21]m*** | ***x=[21-55]m*** | ***x=[55-63]m*** | ***x=[63-67]m*** | ***x=[67-71]m*** | ***x=[71-76]m*** |
| | *tw=30mm* | *tw=26mm* | *tw=24mm* | *tw=22mm* | *tw=20mm* | *tw=22mm* | *tw=24mm* | *tw=26mm* | *tw=30mm* |
| ***Semelle inf (B=1500mm)*** | ***x=[0-5.5]m*** | ***x=[5.5-9.5]m*** | ***x=[9.5-13.5]m*** | ***x=[13.5-21.5]m*** | ***x=[21.5-54.5]m*** | ***x=[54.5-62.5]m*** | ***x=[62.5-66.5]m*** | ***x=[66.5-70.5]m*** | ***x=[70.5-76]m*** |
| | *Tf=110mm* | *Tf=90mm* | *Tf=70mm* | *Tf=55mm* | *Tf=50mm* | *Tf=55mm* | *Tf=70mm* | *Tf=90mm* | *Tf=110mm* |

*Tableaux 10: les resultats des essais pressiométriques*

| SP1 | | | SP2 | | | SP3 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) |
| 1,83 | 11,10 | 1,09 | 3,66 | 2,90 | 0,11 | 1,83 | 2,64 | 0,13 |
| 3,66 | 30,30 | 1,66 | 7,93 | 32,40 | 1,17 | 3,66 | 25,10 | 1,30 |
| 6,10 | 42,00 | 1,47 | 9,76 | 22,80 | 1,10 | 5,49 | 46,20 | 1,82 |
| 7,93 | 44,70 | 1,26 | 11,59 | 12,60 | 1,05 | 7,93 | 525,00 | 5,20 |
| 9,76 | 96,30 | 2,27 | 14,03 | 34,30 | 1,87 | 9,76 | 190,00 | 5,60 |
| 14,03 | 50,10 | 2,90 | 15,86 | 62,50 | 1,95 | 11,59 | 326,00 | 5,60 |
| 15,86 | 72,50 | 3,14 | 17,69 | 356,00 | 4,84 | 14,03 | 262,00 | 4,81 |
| 17,69 | 52,60 | 4,04 | 19,52 | 249,00 | 3,55 | 15,86 | 152,00 | 4,74 |
| 20,13 | 84,00 | 4,49 | 21,96 | 389,00 | 4,92 | 17,69 | 92,00 | 3,09 |
| 21,96 | 36,30 | 3,00 | 23,79 | 1642,00 | 4,76 | 20,13 | 276,00 | 4,86 |
| 23,79 | 57,60 | 3,97 | 25,62 | 3069,00 | 6,20 | 21,96 | 142,00 | 3,44 |
| 26,23 | 309,00 | 5,20 | | | | 23,79 | 256,00 | 3,86 |
| 28,06 | 271,00 | 4,68 | | | | 26,23 | 567,00 | 5,20 |
| 29,89 | 424,00 | 5,30 | | | | 28,06 | 162,00 | 5,20 |
| 31,72 | 2484,00 | 6,00 | | | | 29,89 | 427,00 | 5,20 |
| 32,94 | 1570,00 | 6,00 | | | | | | |

| SP4 | | | SP5 | | | SP6 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) |
| 1,83 | 206,00 | 4,04 | 1,83 | 0,60 | 0,10 | 1,83 | 6,77 | 0,26 |
| 3,66 | 222,00 | 6,56 | 3,66 | 1,33 | 0,09 | 4,27 | 7,59 | 0,33 |
| 5,49 | 226,00 | 5,07 | 6,10 | 28,30 | 2,62 | 6,10 | 2,08 | 0,04 |
| 7,93 | 154,00 | 5,03 | 7,93 | 33,80 | 0,81 | 12,20 | 3,66 | 0,02 |
| 9,76 | 932,00 | 5,08 | 9,76 | 37,20 | 1,28 | 14,03 | 26,60 | 1,00 |
| 11,59 | 364,00 | 4,94 | 14,03 | 11,20 | 0,93 | 15,86 | 70,50 | 1,29 |
| 14,03 | 586,00 | 4,94 | 15,86 | 27,40 | 2,42 | 17,69 | 75,00 | 1,95 |
| 15,86 | 533,00 | 4,87 | 17,69 | 48,50 | 1,83 | 20,13 | 60,10 | 2,03 |
| 17,69 | 218,00 | 3,35 | 20,13 | 55,90 | 2,70 | 21,96 | 51,30 | 0,62 |
| 20,13 | 463,00 | 4,24 | 21,96 | 29,30 | 2,49 | 24,40 | 94,70 | 4,90 |
| 21,96 | 572,00 | 4,21 | 23,79 | 71,70 | 1,95 | 26,23 | 43,60 | 0,82 |
| 23,79 | 660,00 | 4,85 | 26,23 | 83,60 | 4,72 | 28,06 | 89,50 | 3,47 |
| 26,23 | 256,00 | 4,82 | 28,06 | 86,20 | 4,98 | 29,89 | 196,00 | 4,96 |
| 28,06 | 1180,00 | 4,82 | 29,89 | 103,00 | 5,10 | | | |
| 29,89 | 1050,00 | 6,10 | 32,33 | 259,00 | 4,71 | | | |
| | | | 32,94 | 225,00 | 6,00 | | | |

| SP7 | | | SP8 | | | SP9 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) | Prof. (m) | $E_{PMT}$ (MPa) | $P_L$ (MPa) |
| 1,83 | 45,00 | 3,17 | 1,83 | 32,00 | 1,12 | 1,83 | 2,05 | 0,08 |
| 4,27 | 149,00 | 5,26 | 3,66 | 29,80 | 1,26 | 4,27 | 0,97 | 0,21 |
| 6,10 | 45,00 | 1,65 | 6,10 | 3,31 | 0,81 | 6,10 | 1,92 | 0,16 |
| 7,93 | 80,10 | 2,43 | 7,93 | 7,25 | 0,33 | 7,93 | 64,60 | 2,05 |
| 9,76 | 144,00 | 5,20 | 9,76 | 92,30 | 3,51 | 9,76 | 240,00 | 3,39 |
| 12,20 | 79,70 | 3,19 | 12,20 | 288,00 | 4,34 | 11,59 | 128,00 | 4,73 |
| 14,03 | 71,20 | 4,12 | 14,03 | 633,00 | 6,12 | 14,03 | 158,00 | 5,60 |
| 15,86 | 94,20 | 3,30 | 15,86 | 1300,00 | 5,93 | 15,86 | 194,00 | 5,02 |
| 18,30 | 101,00 | 3,16 | 18,30 | 203,00 | 5,24 | 17,69 | 170,00 | 5,70 |
| 20,13 | 26,90 | 1,06 | 20,13 | 93,60 | 4,64 | 19,52 | 386,00 | 6,10 |
| 22,57 | 153,00 | 3,99 | 21,96 | 230,00 | 5,58 | | | |
| 23,79 | 345,00 | 6,00 | 23,79 | 204,00 | 5,06 | | | |
| 26,23 | 61,60 | 2,11 | 25,01 | 185,00 | 6,60 | | | |
| 29,89 | 36,20 | 0,84 | | | | | | |
| 31,72 | 95,50 | 3,76 | | | | | | |
| 34,16 | 187,00 | 2,65 | | | | | | |
| 35,99 | 182,00 | 4,17 | | | | | | |
| 38,43 | 120,00 | 6,00 | | | | | | |
| 40,26 | 124,00 | 6,42 | | | | | | |

# ANNEXES C

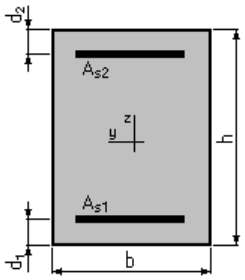
# NOTE DE CALCUL

### *Ferraillage de la dalle longitudinal Nappe inférieure*

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 73,42 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 15,8 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 3,9 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,72 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,18 (%) | | |

### Analyse par Cas:

**Cas ELS $M_{max}$ = 73,42 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

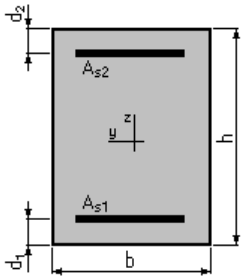
Coefficient de sécurité : 1,00
Position de l'axe neutre : y = 8,1 (cm)
Bras de levier: Z = 19,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 9,4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

### *Ferraillage de la dalle longitudinal Nappe supérieure*

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 0,00 | -130,24 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 0,0 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 29,1 ($cm^2$) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 0,0 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 1,32 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,18 (%) | | |

### Analyse par Cas:

**Cas ELS** **$M_{max}$ = 0,00 (kN*m)** **$M_{min}$ = -130,24 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 10,2 (cm)
Bras de levier: Z = 18,6 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 13,8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:

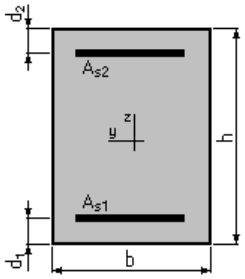
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

***Ferraillage transversal Nappe inférieure***

**Béton: fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 106,20 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 23,4 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,9 (cm2)
théorique $\rho$ = 1,06 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,18 (%)

### Analyse par Cas:

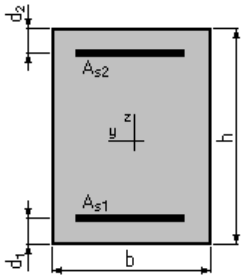
**Cas ELS $M_{max}$ = 106,20 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,4 (cm)
Bras de levier: Z = 18,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 12,0 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 241,0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

***Ferraillage transversal Nappe supérieure***

**Béton : fc28 = 40,0 (MPa)** **Acier : fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime (fondamental ) | 0,00 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 0,00 | -170,16 |
| **E**tat **L**imite Ultime (Accidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 0,0 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 38,6 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 0,0 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 1,76 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,18 (%) | | |

### Analyse par Cas:

**Cas ELS $M_{max}$ = 0,00 (kN*m) $M_{min}$ = -170,16 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 11,2 (cm)
Bras de levier: Z = 18,3 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 16,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 24,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 241,0 (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

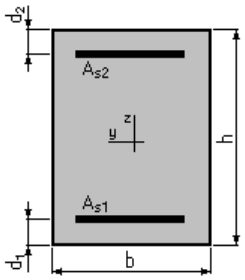
$\sigma_{s\,lim}$ = 241,0 (MPa)

### *Ferraillage du mur garde grève*

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
$d_1$ = 4,0 (cm)
$d_2$ = 4,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 325,38 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 242,31 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 34,2 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0,0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 5,6 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0,95 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,15 (%) | | |

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 325,38 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,21 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | y = 7,5 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 33,0 | (cm) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 2,63 | (‰) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 10,00 | (‰) |

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 347,8 (MPa)

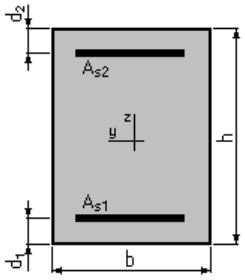
**Cas ELS** **$M_{max}$ = 242,31 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 14,8 (cm)
Bras de levier: Z = 31,1 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 10,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

### *Ferraillage Dalle de transition*

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 25,0 (cm)
$d_1$ = 4,0 (cm)
$d_2$ = 4,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | **$M_{max}$** (kN*m) | **$M_{min}$** (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 127,55 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 94,95 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 23,1 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 3,7 (cm2)

théorique $\rho$ = 1,10 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,18 (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** **$M_{max}$ = 127,55 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 5,1 (cm)
Bras de levier: Z = 19,0 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,18 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 347,8 (MPa)

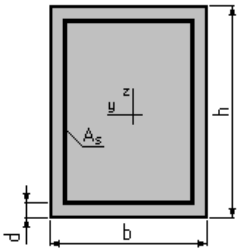
**Cas ELS** **$M_{max}$ = 94,95 (kN*m)** **$M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,1 (cm)
Bras de levier: Z = 18,0 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 11,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

## ***Ferraillage* de *Corbeau***

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élancement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
d = 3,0 (cm)

## 3. Forces:

| | **N** (kN) |
|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 102,94 |

| | |
|---|---|
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 76,63 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Résistance des Matériaux:

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Section brute | B = 3000,0 | (cm2) | Section réduite | $B_r$ = 2744,0 | (cm2) |
| Long flambement | $l_{fy}$ = 3,0 | (m) | Long flambement | $l_{fz}$ = 3,0 | (m) |
| Inertie | $I_y$ = 225000,0 | (cm4) | Inertie | $I_z$ = 2500000,0 | (cm4) |
| Rayon de giration | $i_y$ = 8,7 | (cm) | Rayon de giration | $i_z$ = 28,9 | (cm) |
| Elancement | $\lambda_y$ = 34,6 | | Elancement | $\lambda_z$ = 10,4 | |
| | $\alpha$ = 0,65 | | $N_u$ (béton seul) | = 4596,67 | (kN) |

### Béton:

$\sigma$ ( ELS ) = 0,2 (MPa)
0,6 fcj = 21,0 (MPa)

### Acier:

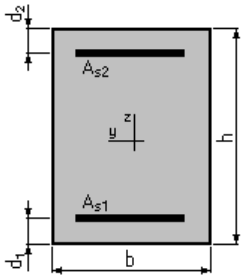
| | |
|---|---|
| Section théorique | $A_s$ = 10,4 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ = 10,4 (cm2) |
| Section maximum | $A_{s\,max}$ = 150,0 (cm2) |
| théorique | $\rho$ = 0,52 (%) |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0,35 (%) |
| maximum | $\rho_{max}$ = 5,00 (%) |

***Ferraillage de mur en retour horizontale***

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 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 = 30,0 (cm)

$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 144,23 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 100,10 | 0,00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0,00 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 18,4 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 0,0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9,4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 67,5 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,68 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,35 (%) maximum $\rho_{max}$ = 2,25 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU $M_{max}$ = 144,23 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,13 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 4,0 (cm)
Bras de levier: Z = 25,4 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 1,76 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 347,8 (MPa)

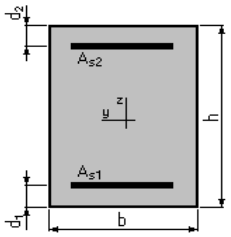
**Cas ELS $M_{max}$ = 100,10 (kN*m) $M_{min}$ = 0,00 (kN*m)**
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 9,8 (cm)
Bras de levier: Z = 23,7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 8,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 228,6 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa)

***Ferraillage de mur en retour vertical***

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 30,0 (cm)
$d_1$ = 3,0 (cm)
$d_2$ = 3,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^O$ | Type | **N** (kN) | **M** (kN*m) |
|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 56,75 | 31,20 |
| 2. | ELS | 36,28 | 23,18 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1}$ = 5,2 (cm2) Section théorique $A_{s2}$ = 5,2 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 10,4 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 150,0 (cm2)
théorique $\rho$ = 0,35 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,35 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

**Cas N$^O$ 1: Type ELU N = 56,75 (kN) M = 31,20 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,08 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 2,1 (cm)
Bras de levier: Z = 26,2 (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10,00 (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0,85 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s$ = 347,8 (MPa)

**Cas N$^{O}$ 2: Type ELS N = 36,28 (kN) M = 23,18 (kN*m)**

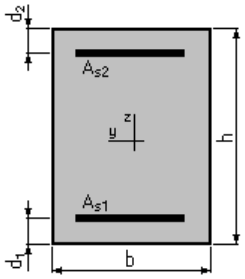
| | |
|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,59 |
| Position de l'axe neutre: | y = 6,5 (cm) |
| Bras de levier: | Z = 24,8 (cm) |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b$ = 1,5 (MPa) |
| Contrainte limite: | 0,6 fcj = 21,0 (MPa) |
| Contrainte de l'acier: | |
| tendue: | $\sigma_s$ = 15,1 (MPa) |
| comprimée: | $\sigma_s$' = 18,6 (MPa) |
| Contrainte limite de l'acier: | $\sigma_{s\ lim}$ = 228,6 (MPa) |

***Ferraillage de chevetre sup***

**Béton: fc28 = 35.0 (MPa)** **Acier: fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
$d_1$ = 3.0 (cm)
$d_2$ = 3.0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 3633.97 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 2703.95 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 74.4 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0.0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 19.1 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0.51 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0.13 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** $M_{max}$ **= 3633.97 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0.00 (kN*m)**

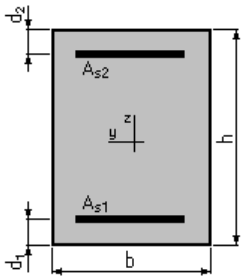
| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1.00 | Pivot: A |
| Position de l'axe neutre: | y = 16.3 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 140.5 | (cm) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 1.25 | (‰) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 10.00 | (‰) |
| Contrainte de l'acier: | | |
| tendue: | $\sigma_s$ = 347.8 | (MPa) |

***Ferraillage de chevetre inf***

**Béton: fc28 = 35.0 (MPa)** **Acier: fe = 400.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100.0 (cm)
h = 150.0 (cm)
$d_1$ = 3.0 (cm)
$d_2$ = 3.0 (cm)

## 3. Moments appliqués:

| | $M_{max}$ (kN*m) | $M_{min}$ (kN*m) |
|---|---|---|
| **E**tat **L**imite **U**ltime ( fondamental ) | 2444.13 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite de **S**ervice | 1822.32 | 0.00 |
| **E**tat **L**imite Ultime ( **A**ccidentel ) | 0.00 | 0.00 |

## 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ = 49.2 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ = 0.0 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\ min}$ = 19.1 (cm2) | | |
| théorique | $\rho$ = 0.34 (%) | | |
| minimum | $\rho_{min}$ = 0.13 (%) | | |

**Analyse par Cas:**

**Cas ELU** $M_{max}$ **= 2444.13 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10.8 (cm)
Bras de levier: Z = 142.7 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 0.79 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 10.00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 347.8 (MPa)

**Cas ELS** $M_{max}$ **= 1822.32 (kN*m)** $M_{min}$ **= 0.00 (kN*m)**

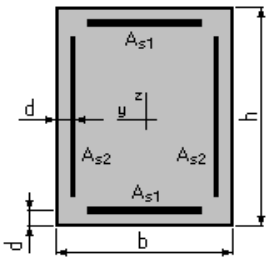
Coefficient de sécurité: 1.45
Position de l'axe neutre: y = 39.8 (cm)
Bras de levier: Z = 133.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 6.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 21.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 276.7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 400.0 (MPa)

## *Ferraillage des contreforts*

**Béton: fc28 = 35,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:




b = 100,0 (cm)
h = 40,0 (cm)
d = 3,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^{O}$ | Type | **N** (kN) | $\mathbf{M_y}$ (kN*m) | $\mathbf{M_z}$ (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 9956,59 | 430,53 | 171,96 |
| 2. | ELS | 7402,55 | 318,88 | 127,41 |

## 4. Résultats:

**Sections d'Acier:**

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Section théorique | $A_{s1}$ | = 64,1 (cm2) | Section théorique | $A_{s2}$ | = 8,7 (cm2) |
| Section minimum | $A_{s\,min}$ | = 11,2 (cm2) | Section maximum | $A_{s\,max}$ | = 200,0 (cm2) |
| théorique | $\rho$ | = 3,64 (%) | | | |
| minimum | $\rho_{min}$ | = 0,14 (%) | maximum | $\rho_{max}$ | = 5,00 (%) |

**Analyse par Cas:**

**Cas N$^{O}$ 1: Type ELU N = 9956,59 (kN) $M_y$ = 430,53 (kN*m) $M_z$ = 171,96 (kN*m)**

| | | |
|---|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,00 | Pivot: C |
| Position de l'axe neutre: | y = 47,4 | (cm) |
| Bras de levier: | Z = 22,4 | (cm) |
| Déformation du béton: | $\varepsilon_b$ = 3,42 | (‰) |
| Déformation de l'acier: | $\varepsilon_s$ = 0,00 | (‰) |
| Contrainte de l'acier: | | |
| comprimée: | $\sigma_s$' = 347,8 | (MPa) |

**Cas N$^{O}$ 2: Type ELS N = 7402,55 (kN) $M_y$ = 318,88 (kN*m) $M_z$ = 127,41 (kN*m)**

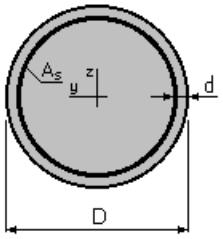
| | |
|---|---|
| Coefficient de sécurité: | 1,12 |
| Position de l'axe neutre: | y = 64,8 (cm) |
| Bras de levier: | Z = 23,7 (cm) |
| Contrainte maxi du béton: | $\sigma_b$ = 18,8 (MPa) |
| Contrainte limite: | 0,6 fcj = 21,0 (MPa) |
| Contrainte de l'acier: | |
| comprimée: | $\sigma_s$' = 268,2 (MPa) |
| Contrainte limite de l'acier: | |
| | $\sigma_{s\,lim}$ = 228,6 (MPa) |

## *Ferraillage des pieux*

**Béton: fc28 = 27,0 (MPa)** **Acier: fe = 400,0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



D = 120,0 (cm)
d = 7,0 (cm)

## 3. Efforts appliqués:

| Cas N$^{O}$ | Type | **N** (kN) | $\mathbf{M_y}$ (kN*m) | $\mathbf{M_z}$ (kN*m) |
|---|---|---|---|---|
| 1. | ELU | 5072,41 | 2650,76 | 0,00 |
| 2. | ELS | 3441,21 | 2509,03 | 0,00 |

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique $A_s$ = 231,1 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 22,6 (cm2) Section maximum $A_{s\,max}$ = 565,5 (cm2)
théorique $\rho$ = 2,04 (%)
minimum $\rho_{min}$ = 0,10 (%) maximum $\rho_{max}$ = 5,00 (%)

### Analyse par Cas:

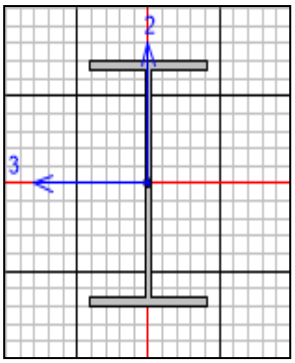
**Cas N$^{O}$ 1: Type ELU N = 5072,41 (kN) $M_y$ = 2650,76 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,69 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 70,3 (cm)
Bras de levier: Z = 80,2 (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b$ = 3,50 (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s$ = 2,11 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ =347,8 (MPa)
comprimée: $\sigma_s$' = 347,8 (MPa)

**Cas N$^{O}$ 2: Type ELS N = 3441,21 (kN) $M_y$ = 2509,03 (kN*m) $M_z$ = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 59,0 (cm)
Bras de levier: Z = 88,4 (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b$ = 15,2 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 16,2 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s$ = 207,3 (MPa)
comprimée: $\sigma_s$' = 199,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\,lim}$ = 207,3 (MPa)

**ELU piece de pont :**




## Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)

Units : KN, m, C
Element: 4191 Section: pies de Combo: ELU Len: 5,

Frame : 4191 X Mid: 63,373 Design Type: Beam
Length: 5 Y Mid: -7,338 Frame Type: DCH-MRF
Shape: pies de pont Z Mid: -0,325 Rolled : No

Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Considère Torsion ? No
Ignore Seismic Code? No

| | | | |
|---|---|---|---|
| GammaM0=1, | GammaM1=1, | GammaM2=1,25 | |
| q=4, | Omega=1, | Gamma=1,1 | |
| An/Ag=1, | RLLF=1, | PLLF=0,75 | D/C Lim=0,95 |

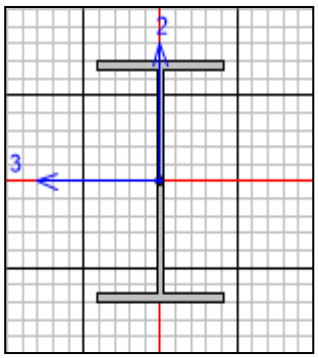
| | | | |
|---|---|---|---|
| A=0,026 | Iyy=0,002 | iyy=0,254 | Wel,yy=0,006 |
| It=4,090E-06 | Izz=1,788E-04 | izz=0,083 | Wel,zz=0,001 |
| Iw=1,478E-05 | Iyz=0, | h=0,6 | Wpl,yy=0,006 |
| E=210000000, | fy=355000, | fu=510000, | Wpl,zz=0,002 |

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio

| Governing Equation | Load Combo | Station Location | N Ratio | | Med,yy Ratio | | Med,zz Ratio | Total Ratio | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.3.3(4)-6.62 | ELU | 4,5 | 0,187 | + | 0,131 | + | 0, = | 0,319 | OK |

## ELS pièce de pont :




**Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Envelope Details)**

Units : KN, m, C
Element: 4191 Section: pies de Combo: EL S Len: 5,

Frame : 4191 X Mid: 63,373 Design Type: Beam
Length: 5, Y Mid: -7,338 Frame Type: DCH-MRF
Shape: pies de Pont Z Mid: -0,325 Rolled : No

Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
Consider Torsion? No
Ignore Seismic Code? No

| | | | |
|---|---|---|---|
| GammaM0=1, | GammaM1=1, | GammaM2=1,25 | |
| q=4, | Omega=1, | GammaOV=1,1 | |
| An/Ag=1, | RLLF=1, | PLLF=0,75 | D/C Lim=0,95 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| A=0,026 | Iyy=0,002 | iyy=0,254 | Wel,yy=0,006 |
| It=4,090E-06 | Izz=1,788E-04 | izz=0,083 | Wel,zz=0,001 |
| Iw=1,478E-05 | Iyz=0, | h=0,6 | Wpl,yy=0,006 |
| E=210000000, | fy=355000, | fu=510000, | Wpl,zz=0,002 |

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN

N-Myy-Mzz Demand/Capacity Ratio

| Governing Equation | Load Combo | Station Location | N Ratio | | Med,yy Ratio | | Med,zz Ratio | | Total Ratio | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6.3.3(4)-6.62 | EL S | 4,5 | 0,139 | + | 0,098 | + | 0, | = | 0,237 | OK |

| | |
|---|---|
| **Projet :** | **Assemblage superieur** |
| **Projet N° :** | **PK 17 +122** |
| **Auteur :** | |

# Élément du projet CON1

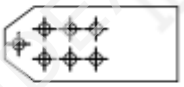
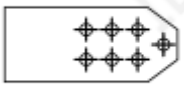
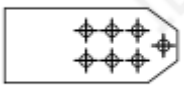
## Conception

| | |
|---|---|
| Nom | CON1 |
| Description | |
| Analyse | Contrainte, déformation/ charges en équilibre |

EDUCATIONAL VERSION IDEA StatiCa

# Nomenclature

## Opérations

| Nom | Platines [cm] | Forme | N° | Soudures [cm] | Longueur [cm] | Boulons | N° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SP1 | P2,00x185,0-45,0 (S 355) |  | 1 | Soudure d'angle double: a = 1,50 | 185,0 | M36 10.9 | 14 |
| SP 2 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 1 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 89,6 | | |
| SP 3 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 2 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 89,6 | | |
| SP 4 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 3 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 88,1 | | |
| SP 5 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 4 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 88,1 | | |

## Soudures

| Type | Matériau | Épaisseur [cm] | Longueur [cm] | Longueur [cm] |
|---|---|---|---|---|
| Soudure d'angle double | S 355 | 1,50 | 2,12 | 185,0 |
| Soudure d'angle | S 355 | 0,50 | 0,71 | 355,4 |

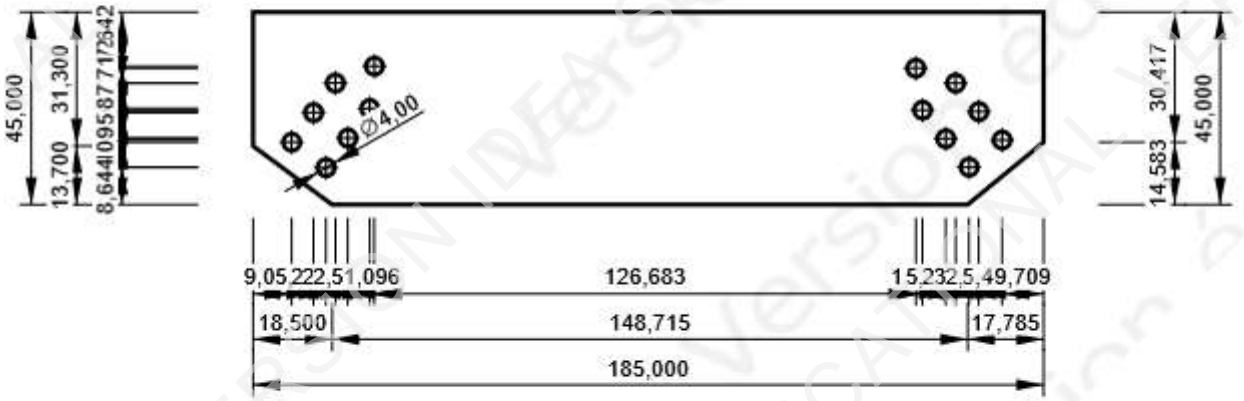
## Boulons

| Nom | Longueur de serrage [cm] | Compter |
|---|---|---|
| M36 10.9 | 3,600 | 14 |

## Dessin

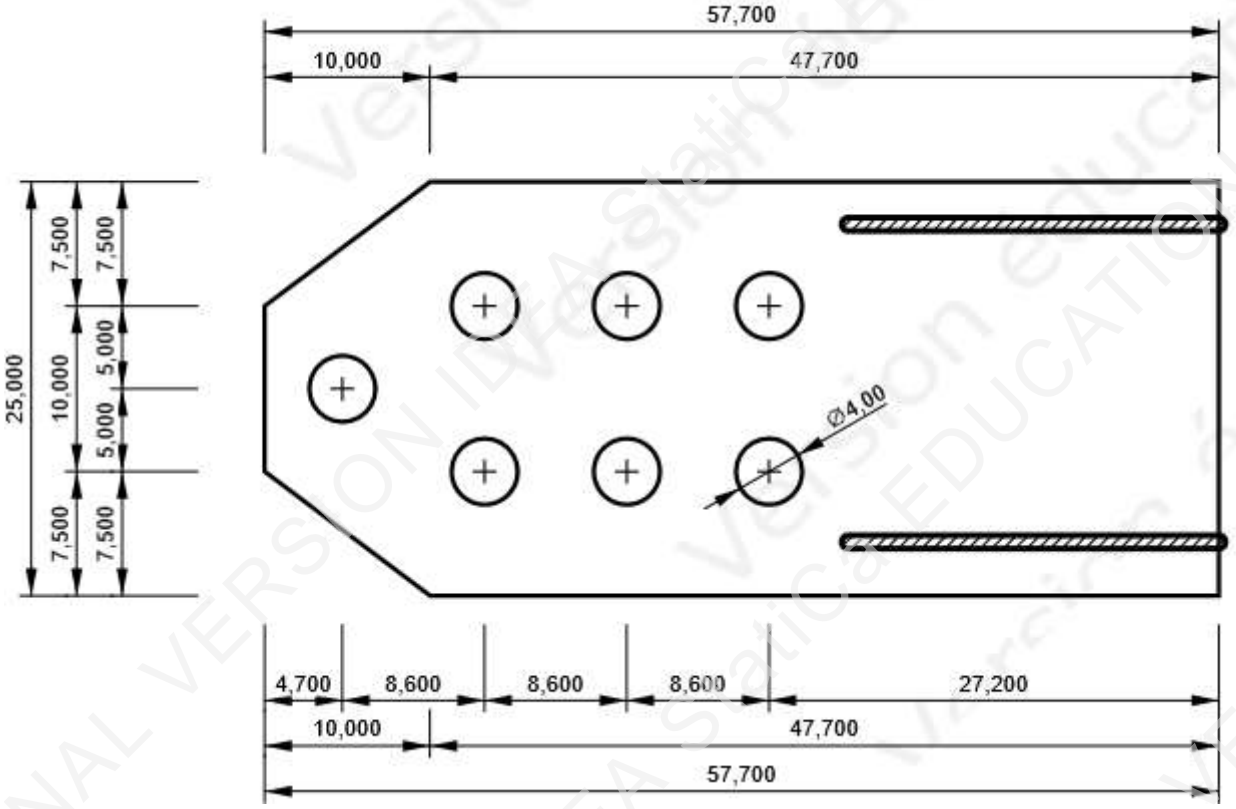
### SP1

**P2,00x45,000-185,000 (S 355)**



## SP 2

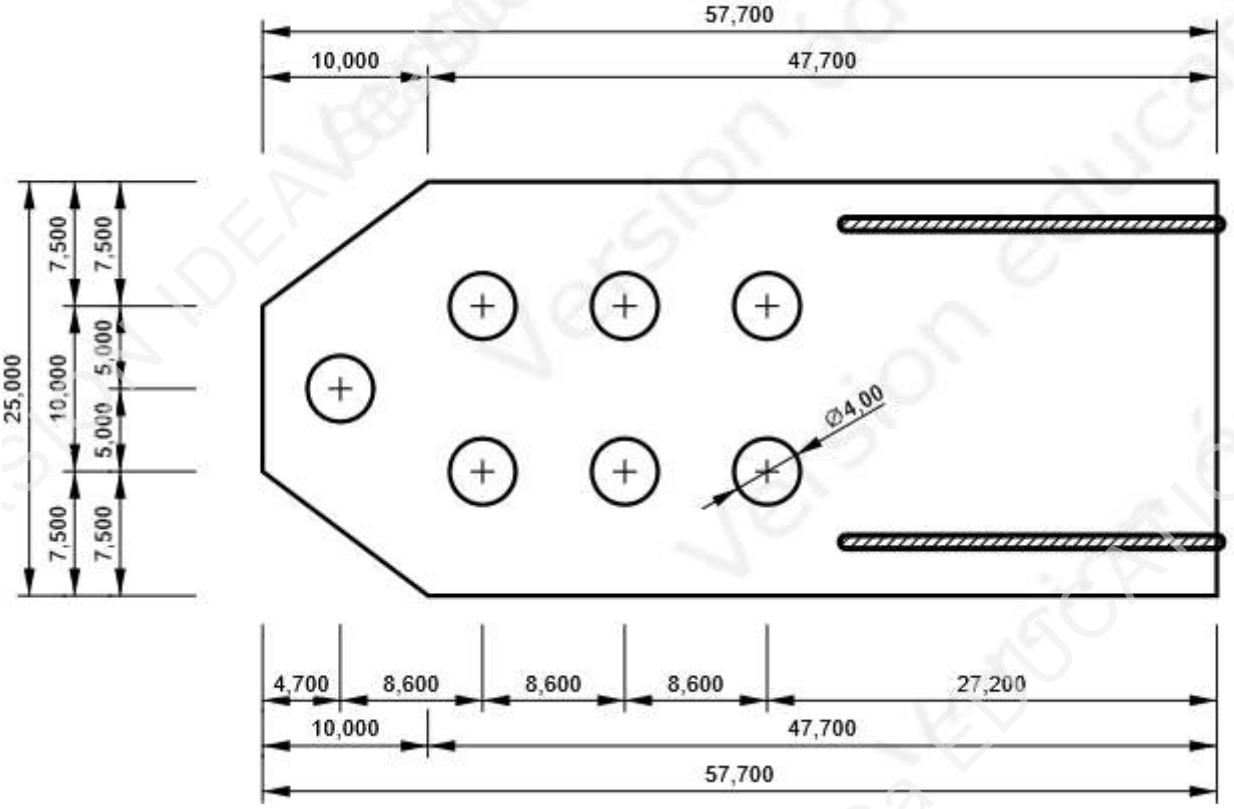
**P0,80x25,000-57,700 (S 355)**




VERSION IDEA StatiCa EDUCATIONAL VERSION

## SP 3

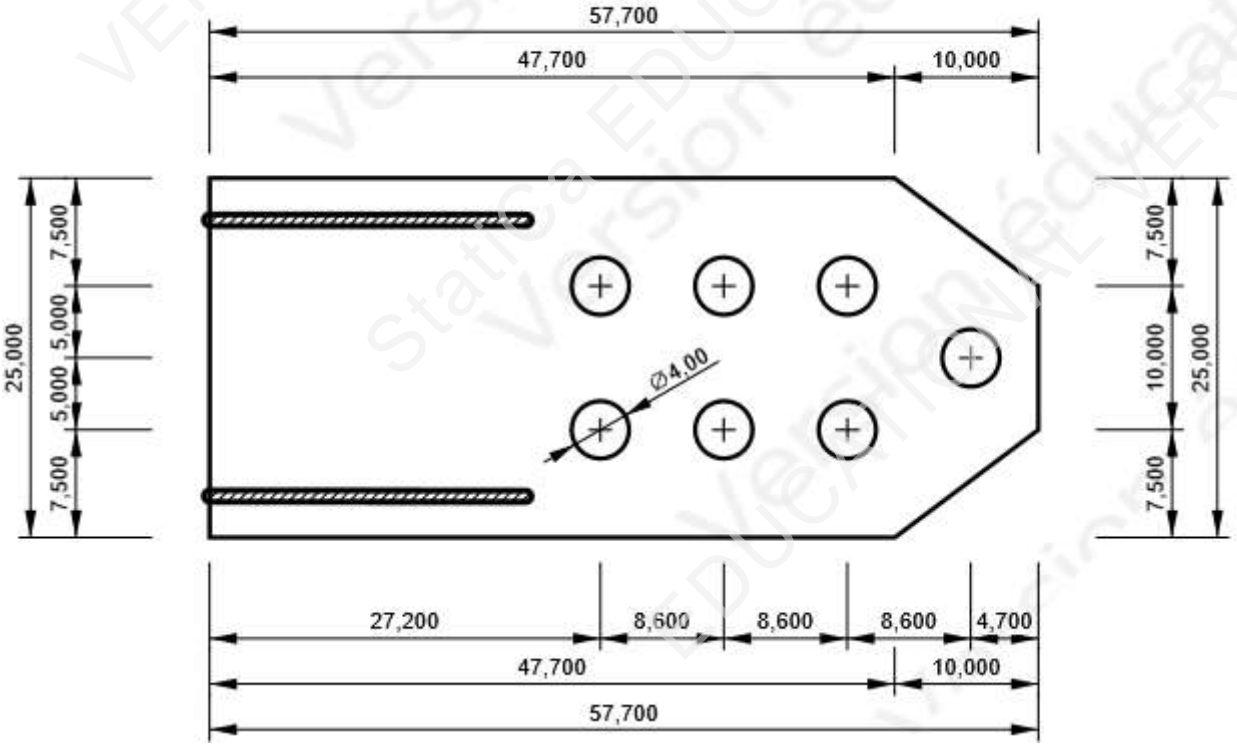
**P0,80x25,000-57,700 (S 355)**




Version éducative
IDEA StatiCa EDUCATIONAL VERSION

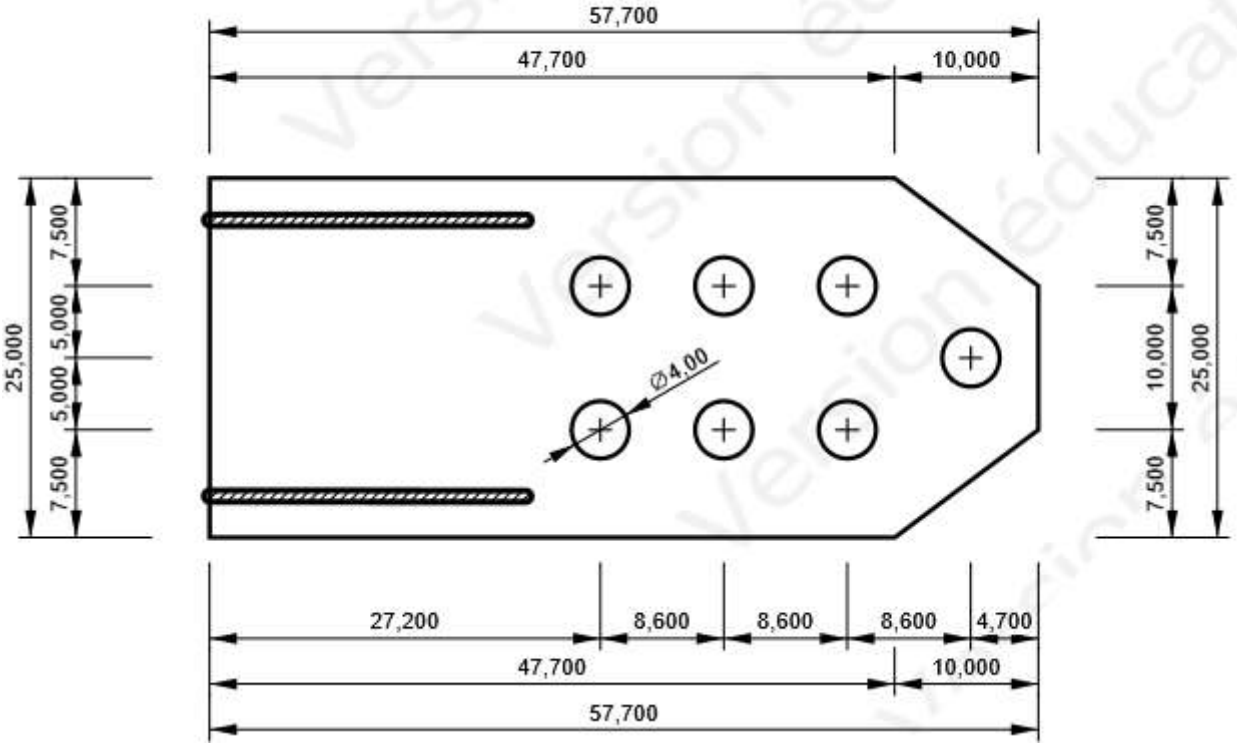
## SP 4

**P0,80x25,000-57,700 (S 355)**



## SP 5

**P0,80x25,000-57,700 (S 355)**



**Projet :** **Assemblage superieur**
**Projet N° :** **PK 17 +122**
**Auteur :**

## Données du projet

| | |
|---|---|
| Nom de projet | Assemblage superieur |
| Numéro du projet | PK 17 +122 |
| Auteur | |
| Description | |
| Date | 24/05/2021 |
| Norme | EN |

## Matériau

| | |
|---|---|
| Acier | S 355 |
| Béton | C25/30 |

VERSION IDEA StatiCa EDUCATIONAL

# Élément du projet CON1

## Conception

| | |
|---|---|
| Nom | CON1 |
| Description | |
| Analyse | Contrainte, déformation/ charges en équilibre |

### Poutres et poteaux

| Nom | Section transversale | β – Direction [°] | γ – Angle [°] | α – Rotation [°] | Décalage ex [cm] | Décalage ey [cm] | Décalage ez [cm] | Efforts dans |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CH | 4 - General | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | Noeud |
| D1 | 5 - SHS200/200/8.0 | 0,0 | 53,5 | 0,0 | 103,000 | 0,000 | 26,500 | Noeud |
| D2 | 5 - SHS200/200/8.0 | 180,0 | 50,7 | 0,0 | 104,000 | 0,000 | 21,000 | Noeud |




### Sections transversales

| Nom | Matériau |
|---|---|
| 4 - General | S 355, S 355, S 355 |
| 5 - SHS200/200/8.0 | S 355 |

### Boulons

| Nom | Groupe de boulons | Diamètre [cm] | fu [kPa] | Superficie brute [$cm^2$] |
|---|---|---|---|---|
| M36 10.9 | M36 10.9 | 3,600 | 1000000,0 | 10,180 |

VERSION IDEA StatiCa EDUCATIONAL

### Chargements (efforts en équilibre)

| Nom | Élément | N [kN] | Vy [kN] | Vz [kN] | Mx [kNm] | My [kNm] | Mz [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LE1 | CH | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | CH | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | D1 | 74,470 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | D2 | -128,800 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

## Vérification

### Sommaire

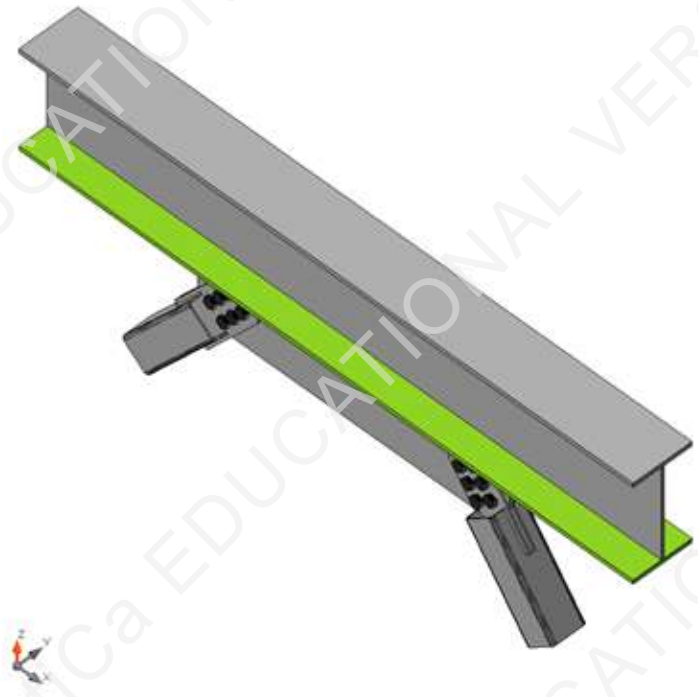
| Nom | Valeur | Résultat |
|---|---|---|
| Analyse | 100,0% | OK |
| Platines | 0,0 < 5,0% | OK |
| Boulons | 26,8 < 100% | OK |
| Soudures | 93,0 < 100% | OK |
| Voilement | 10,96 | |

### Platines

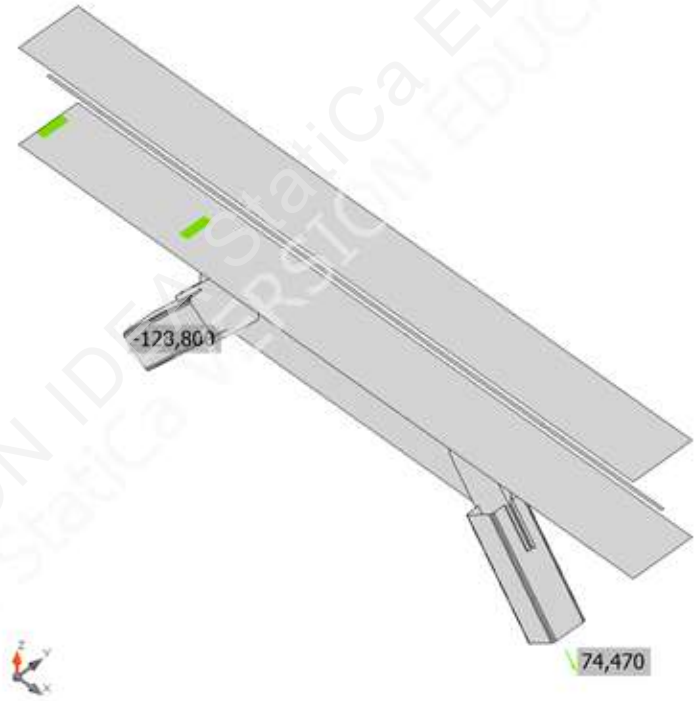
| Nom | Matériau | Épaisseur [cm] | Charges | $\sigma_{Ed}$ [kPa] | $\varepsilon_{Pl}$ [%] | $\sigma c_{Ed}$ [kPa] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CH-bfl 1 | S 355 | 2,50 | LE1 | 4274,0 | 0,0 | 0,0 | OK |
| CH-bfl 2 | S 355 - 1 | 55,00 | LE1 | 31350,8 | 0,0 | 0,0 | OK |
| CH-bfl 3 | S 355 | 2,50 | LE1 | 355031,5 | 0,0 | 0,0 | OK |
| D1 | S 355 | 0,80 | LE1 | 165570,6 | 0,0 | 0,0 | OK |
| D2 | S 355 | 0,80 | LE1 | 172990,4 | 0,0 | 0,0 | OK |
| SP1 | S 355 | 2,00 | LE1 | 152735,6 | 0,0 | 4600,3 | OK |
| SP 2 | S 355 | 0,80 | LE1 | 206704,1 | 0,0 | 2870,2 | OK |
| SP 3 | S 355 | 0,80 | LE1 | 206703,7 | 0,0 | 2870,2 | OK |
| SP 4 | S 355 | 0,80 | LE1 | 182670,5 | 0,0 | 4600,2 | OK |
| SP 5 | S 355 | 0,80 | LE1 | 182669,5 | 0,0 | 4600,3 | OK |

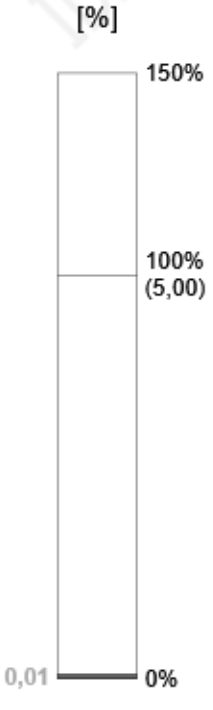
#### Données de conception

| Matériau | $f_y$ [kPa] | $\varepsilon_{lim}$ [%] |
|---|---|---|
| S 355 | 355000,0 | 5,0 |
| S 355 - 1 | 335000,0 | 5,0 |

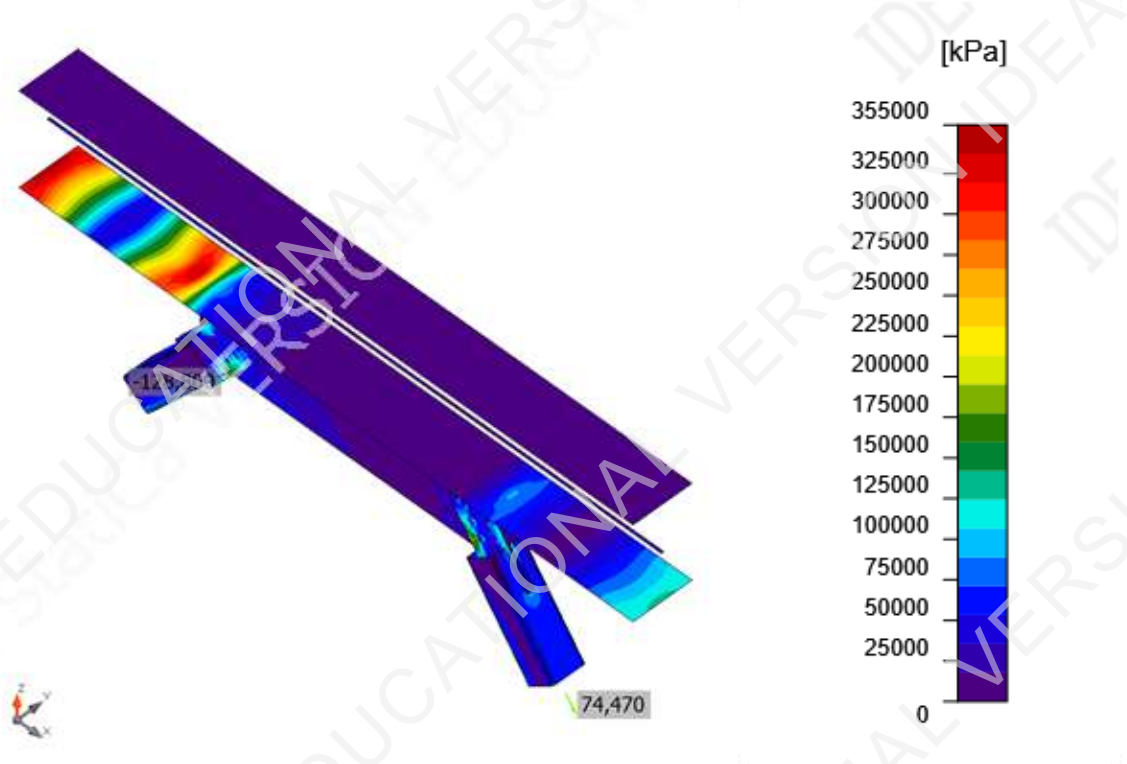


*Vérification globale, LE1*



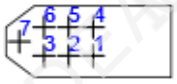
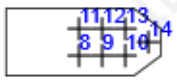




*Vérification de déformation, LE1*




*Contrainte équivalente, LE1*

## Boulons

| | Nom | Charges | $F_{t,Ed}$ [kN] | V [kN] | $Ut_t$ [%] | $F_{b,Rd}$ [kN] | $Ut_s$ [%] | $Ut_{ts}$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | B1 | LE1 | 6,782 | 29,787 | 1,8 | 180,192 | 16,5 | 9,9 | OK |
| | B2 | LE1 | 2,630 | 16,995 | 0,7 | 94,833 | 17,9 | 5,5 | OK |
| | B3 | LE1 | 3,239 | 19,182 | 0,9 | 163,414 | 11,7 | 6,3 | OK |
| | B4 | LE1 | 4,260 | 22,770 | 1,1 | 86,271 | 26,4 | 7,5 | OK |
| | B5 | LE1 | 0,861 | 6,405 | 0,2 | 131,712 | 4,9 | 2,1 | OK |
| | B6 | LE1 | 3,266 | 12,521 | 0,9 | 92,434 | 13,5 | 4,2 | OK |
| | B7 | LE1 | 7,404 | 27,318 | 2,0 | 102,018 | 26,8 | 9,3 | OK |
|  | B8 | LE1 | 6,349 | 33,042 | 1,7 | 282,240 | 11,7 | 10,9 | OK |
| | B9 | LE1 | 2,675 | 21,042 | 0,7 | 94,833 | 22,2 | 6,8 | OK |
| | B10 | LE1 | 3,271 | 21,457 | 0,9 | 408,534 | 10,5 | 7,0 | OK |
| | B11 | LE1 | 5,017 | 19,487 | 1,3 | 92,434 | 21,1 | 6,6 | OK |
| | B12 | LE1 | 1,154 | 2,969 | 0,3 | 183,866 | 1,6 | 1,0 | OK |
| | B13 | LE1 | 1,789 | 11,215 | 0,5 | 86,271 | 13,0 | 3,6 | OK |
| | B14 | LE1 | 5,629 | 25,886 | 1,5 | 118,494 | 21,8 | 8,6 | OK |

**Données de conception**

| Nom | $F_{t,Rd}$ [kN] | $B_{p,Rd}$ [kN] | $F_{v,Rd}$ [kN] |
|---|---|---|---|
| M36 10.9 - 1 | 588,240 | 373,707 | 326,800 |

## Soudures (Redistribution plastique)

| Élément | Bord | Ép. gorge [cm] | Longueur [cm] | Charges | $\sigma_{w,Ed}$ [kPa] | $\varepsilon_{Pl}$ [%] | $\sigma_{\perp}$ [kPa] | $\tau_{\parallel}$ [kPa] | $\tau_{\perp}$ [kPa] | Ut [%] | $Ut_c$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SP 4 | D2 | ◢0,50 | 44,039 | LE1 | 253626,2 | 0,0 | 24798,6 | 143396,8 | -25970,5 | 58,2 | 12,0 | OK |
| CH-bfl 3 | SP1 | ◢1,50◣ | 185,000 | LE1 | 284474,4 | 0,0 | -100504,3 | -116220,1 | 100504,2 | 65,3 | 5,6 | OK |
| | | ◢1,50◣ | 185,000 | LE1 | 284496,1 | 0,0 | -100528,9 | 116233,8 | -100500,5 | 65,3 | 5,6 | OK |
| SP 2 | D1-w 1 | ◢0,50 | 22,408 | LE1 | 337202,2 | 0,0 | 87816,1 | -163205,4 | -93248,2 | 77,4 | 28,8 | OK |
| SP 2 | D1-w 1 | ◢0,50 | 22,408 | LE1 | 257674,5 | 0,0 | 83826,1 | 113889,3 | -82577,2 | 59,2 | 13,7 | OK |
| SP 2 | D1-w 3 | ◢0,50 | 22,409 | LE1 | 140833,4 | 0,0 | -23339,5 | 77076,7 | 22112,4 | 32,3 | 7,3 | OK |
| SP 2 | D1-w 3 | ◢0,50 | 22,409 | LE1 | 244682,0 | 0,0 | -61684,9 | -118931,7 | 67404,3 | 56,2 | 16,9 | OK |
| SP 3 | D1-w 1 | ◢0,50 | 22,408 | LE1 | 257653,8 | 0,0 | 83828,7 | -113879,5 | -82568,4 | 59,2 | 13,7 | OK |
| SP 3 | D1-w 1 | ◢0,50 | 22,408 | LE1 | 337118,3 | 0,0 | 87845,8 | 163183,2 | -93176,5 | 77,4 | 28,8 | OK |
| SP 3 | D1-w 3 | ◢0,50 | 22,409 | LE1 | 244621,7 | 0,0 | -61706,3 | 118915,5 | 67353,4 | 56,2 | 16,9 | OK |
| SP 3 | D1-w 3 | ◢0,50 | 22,409 | LE1 | 140832,2 | 0,0 | -23339,1 | -77076,9 | 22109,2 | 32,3 | 7,3 | OK |
| SP 4 | D2-w 1 | ◢0,50 | 22,011 | LE1 | 404884,0 | 0,0 | -116447,5 | -187479,3 | 122373,2 | 93,0 | 32,7 | OK |
| SP 4 | D2-w 3 | ◢0,50 | 22,028 | LE1 | 137814,3 | 0,0 | 37215,9 | 67260,8 | -36677,4 | 31,6 | 6,5 | OK |
| SP 5 | D2-w 1 | ◢0,50 | 22,011 | LE1 | 404769,0 | 0,0 | -116488,8 | 187448,8 | 122279,9 | 92,9 | 32,7 | OK |
| SP 5 | D2-w 1 | ◢0,50 | 22,011 | LE1 | 253749,3 | 0,0 | 24783,6 | -143471,9 | -25961,3 | 58,3 | 12,7 | OK |
| SP 5 | D2-w 3 | ◢0,50 | 22,028 | LE1 | 137803,1 | 0,0 | 37216,6 | -67255,2 | -36673,4 | 31,6 | 6,5 | OK |
| SP 5 | D2-w 3 | ◢0,50 | 22,028 | LE1 | 167077,1 | 0,0 | 34358,1 | 85569,6 | -39865,6 | 38,4 | 11,2 | OK |

### Données de conception

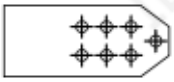
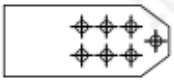
| | $\beta_w$ [-] | $\sigma_{w,Rd}$ [kPa] | 0.9 σ [kPa] |
|---|---|---|---|
| S 355 | 0,90 | 435555,6 | 352800,0 |

## Voilement

| Charges | Forme | Coefficient [-] |
|---|---|---|
| LE1 | 1 | 10,96 |
| | 2 | 15,86 |
| | 3 | 19,70 |
| | 4 | 20,78 |
| | 5 | 21,94 |
| | 6 | 22,47 |

# Nomenclature

## Opérations

| Nom | Platines [cm] | Forme | N° | Soudures [cm] | Longueur [cm] | Boulons | N° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| SP1 | P2,00x185,0-45,0 (S 355) |  | 1 | Soudure d'angle double: a = 1,50 | 185,0 | M36 10.9 | 14 |
| SP 2 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 1 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 89,6 | | |
| SP 3 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 2 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 89,6 | | |
| SP 4 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 3 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 88,1 | | |
| SP 5 | P0,80x57,7-25,0 (S 355) |  | 1 | | | M36 10.9 | 7 |
| CUT 4 | | | | Soudure d'angle: a = 0,50 | 88,1 | | |

## Soudures

| Type | Matériau | Épaisseur [cm] | Longueur [cm] | Longueur [cm] |
|---|---|---|---|---|
| Soudure d'angle double | S 355 | 1,50 | 2,12 | 185,0 |
| Soudure d'angle | S 355 | 0,50 | 0,71 | 355,4 |

## Boulons

| Nom | Longueur de serrage [cm] | Compter |
|---|---|---|
| M36 10.9 | 3,600 | 14 |

## Paramétrage de norme

| Élément | Valeur | Unité | Référence |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{M0}$ | 1,00 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M1}$ | 1,00 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M2}$ | 1,25 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M3}$ | 1,25 | - | EN 1993-1-8: 2.2 |
| $\gamma_{C}$ | 1,50 | - | EN 1992-1-1: 2.4.2.4 |
| $\gamma_{Inst}$ | 1,20 | - | EN 1992-4: Table 4.1 |
| Coefficient du matériau de scellement βj | 0,67 | - | EN 1993-1-8: 6.2.5 |
| Zone effective – influence de taille de maillage | 0,10 | - | |
| Coefficient de frottement - béton | 0,25 | - | EN 1993-1-8 |
| Coefficient de frottement en résistance au glissement | 0,30 | - | EN 1993-1-8 tab 3.7 |
| Déformation plastique limite | 0,05 | - | EN 1993-1-5 |
| Évaluation des contraintes de soudure | Redistribution plastique | | |
| Contrôle pinces et entraxes | Non | | |
| Entraxe [d] | 2,20 | - | EN 1993-1-8: tab 3.3 |
| Pince [d] | 1,20 | - | EN 1993-1-8: tab 3.3 |
| Résistance à l'éclatement du béton | Both | | EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5 |
| Utiliser αb calculé dans la vérification de la pression diamétrale. | Oui | | EN 1993-1-8: tab 3.4 |
| Béton fissuré | Oui | | EN 1992-4 |
| Vérification de déformation locale | Non | | CIDECT DG 1, 3 - 1.1 |
| Limite de déformation locale | 0,03 | - | CIDECT DG 1, 3 - 1.1 |
| Non-linéarité géométrique (GMNA) | Oui | | Grandes déformations des sections creuses |
| Braced system | Non | | EN 1993-1-8: 5.2.2.5 |

## Données du projet

| | |
|---|---|
| Nom de projet | ASSEMBLAGE |
| Numéro du projet | PK 17 +122 |
| Auteur | ALLOUN / BOUTAHRAOUI |
| Description | Projet fin d'etude |
| Date | 24/05/2021 |
| Norme | EN |

## Matériau

| | |
|---|---|
| Acier | S 355 |
| Béton | C25/30 |

ATIONAL VERSION IDEA StatiCa EDUCATIONAL VERSION

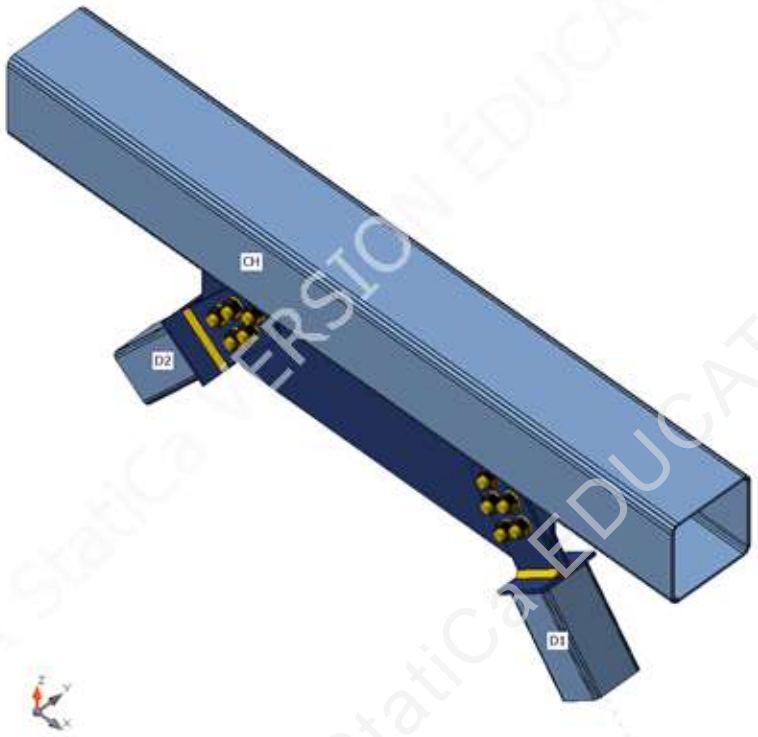
# Élément du projet CON1

## Conception

| | |
|---|---|
| Nom | CON1 |
| Description | |
| Analyse | Contrainte, déformation/ charges en équilibre |

### Poutres et poteaux

| Nom | Section transversale | β – Direction [°] | γ – Angle [°] | α – Rotation [°] | Décalage ex [cm] | Décalage ey [cm] | Décalage ez [cm] | Efforts dans |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CH | 6 - SHS350/350/12.5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | Noeud |
| D1 | 5 - SHS200/200/8.0 | 0,0 | 53,5 | 0,0 | 92,000 | 0,000 | 20,500 | Noeud |
| D2 | 5 - SHS200/200/8.0 | 180,0 | 50,7 | 0,0 | 93,000 | 0,000 | 16,000 | Noeud |




### Sections transversales

| Nom | Matériau |
|---|---|
| 6 - SHS350/350/12.5 | S 355 |
| 5 - SHS200/200/8.0 | S 355 |

### Boulons

| Nom | Groupe de boulons | Diamètre [cm] | fu [kPa] | Superficie brute [$cm^2$] |
|---|---|---|---|---|
| M36 10.9 | M36 10.9 | 3,600 | 1000000,0 | 10,180 |

### Chargements (efforts en équilibre)

| Nom | Élément | N [kN] | Vy [kN] | Vz [kN] | Mx [kNm] | My [kNm] | Mz [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| LE1 | CH | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | CH | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | D1 | 437,200 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | D2 | -337,400 | 0,000 | 0,000 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |

## Vérification

### Sommaire

| Nom | Valeur | Résultat |
|---|---|---|
| Analyse | 100,0% | OK |
| Platines | 0,8 < 5,0% | OK |
| Boulons | 49,7 < 100% | OK |
| Soudures | 99,9 < 100% | OK |
| Voilement | Pas calculé | |
| GMNA | Calculé | |

### Platines

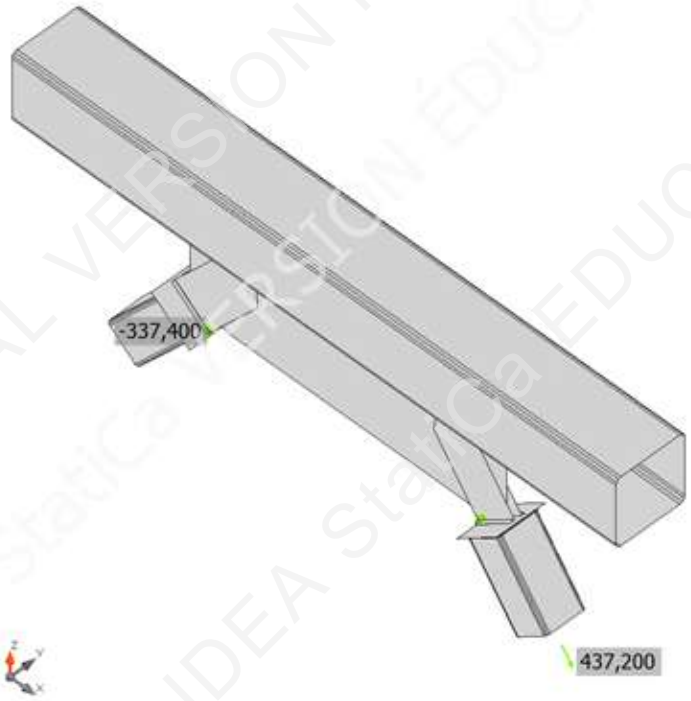
| Nom | Épaisseur [cm] | Charges | $\sigma_{Ed}$ [kPa] | $\varepsilon_{Pl}$ [%] | $\sigma c_{Ed}$ [kPa] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CH | 1,25 | LE1 | 356597,8 | 0,8 | 0,0 | OK |
| D1 | 0,80 | LE1 | 292810,8 | 0,0 | 0,0 | OK |
| D2 | 0,80 | LE1 | 298869,4 | 0,0 | 0,0 | OK |
| SP1 | 2,00 | LE1 | 175858,0 | 0,0 | 5837,3 | OK |
| CPL 1a | 1,40 | LE1 | 355148,0 | 0,1 | 0,0 | OK |
| CPL 1b | 1,40 | LE1 | 302357,1 | 0,0 | 5837,3 | OK |
| CPL 1c | 1,40 | LE1 | 302354,9 | 0,0 | 5837,3 | OK |
| CPL 2a | 1,40 | LE1 | 355033,1 | 0,0 | 0,0 | OK |
| CPL 2b | 1,40 | LE1 | 274757,0 | 0,0 | 4288,9 | OK |
| CPL 2c | 1,40 | LE1 | 274766,9 | 0,0 | 4288,9 | OK |

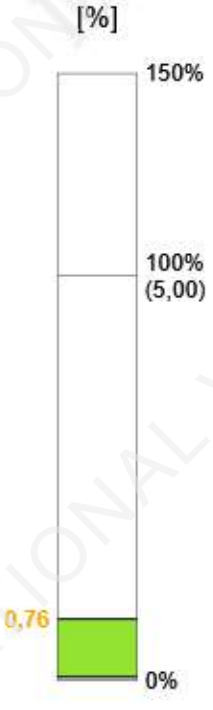
#### Données de conception

| Matériau | $f_y$ [kPa] | $\varepsilon_{lim}$ [%] |
|---|---|---|
| S 355 | 355000,0 | 5,0 |



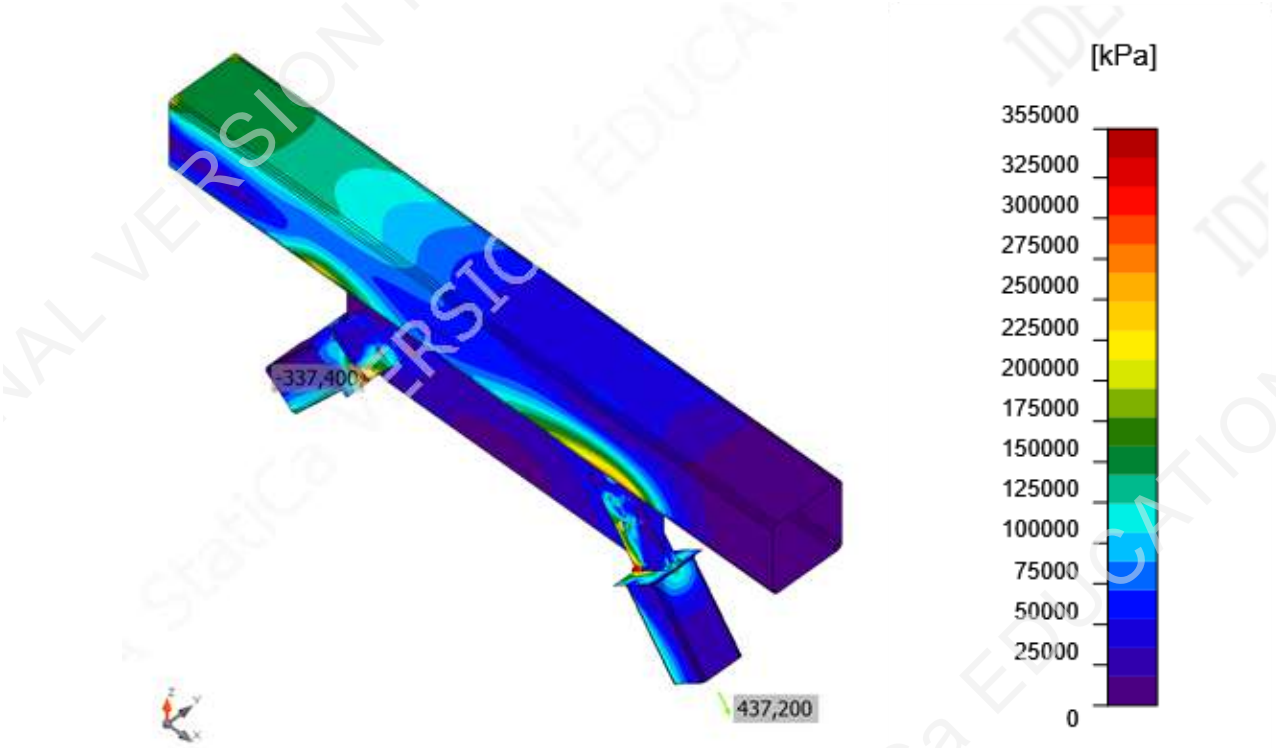
*Vérification globale, LE1*



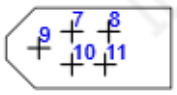
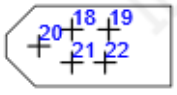

*Vérification de déformation, LE1*

EDUCATIONAL VERSION IDEA StatiCa




*Contrainte équivalente, LE1*

## Boulons

| | Nom | Charges | $F_{t,Ed}$ [kN] | V [kN] | $Ut_t$ [%] | $F_{b,Rd}$ [kN] | $Ut_s$ [%] | $Ut_{ts}$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
|  | B7 | LE1 | 5,666 | 59,359 | 1,0 | 238,728 | 49,7 | 18,9 | OK |
| | B8 | LE1 | 8,097 | 70,480 | 1,4 | 378,941 | 37,2 | 22,5 | OK |
| | B9 | LE1 | 15,216 | 55,594 | 2,6 | 302,612 | 36,7 | 18,9 | OK |
| | B10 | LE1 | 5,603 | 26,698 | 1,0 | 204,624 | 26,1 | 8,8 | OK |
| | B11 | LE1 | 2,620 | 34,813 | 0,4 | 612,110 | 11,4 | 11,0 | OK |
|  | B18 | LE1 | 1,490 | 16,611 | 0,3 | 705,600 | 5,1 | 5,3 | OK |
| | B19 | LE1 | 8,252 | 31,497 | 1,4 | 256,361 | 24,6 | 10,6 | OK |
| | B20 | LE1 | 6,201 | 53,001 | 1,1 | 514,187 | 20,6 | 17,0 | OK |
| | B21 | LE1 | 3,998 | 53,186 | 0,7 | 240,853 | 44,2 | 16,8 | OK |
| | B22 | LE1 | 9,231 | 63,193 | 1,6 | 705,600 | 19,3 | 20,5 | OK |

**Données de conception**

| Nom | $F_{t,Rd}$ [kN] | $B_{p,Rd}$ [kN] | $F_{v,Rd}$ [kN] |
|---|---|---|---|
| M36 10.9 - 1 | 588,240 | 653,988 | 326,800 |

### Soudures (Redistribution plastique)

| Élément | Bord | Ép. gorge [cm] | Longueur [cm] | Charges | $\sigma_{w,Ed}$ [kPa] | $\varepsilon_{Pl}$ [%] | $\sigma_{\perp}$ [kPa] | $\tau_{\parallel}$ [kPa] | $\tau_{\perp}$ [kPa] | Ut [%] | $Ut_c$ [%] | Résultat |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| CPL 1a | D1 | ◢0,80 | 73,939 | LE1 | 435176,5 | 4,8 | 229711,6 | -3,6 | -213394,2 | 99,9 | 35,9 | OK |
| CPL 2a | D2 | ◢0,80 | 73,939 | LE1 | 432897,8 | 3,5 | -207839,0 | -4,1 | 219243,7 | 99,4 | 28,0 | OK |
| CH-w 1 | SP1 | ◢0,40◣ | 155,000 | LE1 | 432186,2 | 3,1 | 178408,2 | -147577,2 | -172837,4 | 99,2 | 26,9 | OK |
| | | ◢0,40◣ | 155,000 | LE1 | 432187,3 | 3,1 | 178489,0 | 147598,1 | 172792,7 | 99,2 | 26,9 | OK |
| CPL 1a | CPL 1b | ◢1,40 | 22,000 | LE1 | 426996,4 | 0,1 | 215850,0 | -73781,8 | 199502,3 | 98,0 | 30,9 | OK |
| CPL 1a | CPL 1c | ◢1,40 | 22,000 | LE1 | 426996,4 | 0,1 | 215849,0 | 73785,5 | -199501,3 | 98,0 | 30,9 | OK |
| CPL 2a | CPL 2b | ◢1,40 | 22,000 | LE1 | 426931,9 | 0,1 | -213716,0 | -69046,4 | -201902,7 | 98,0 | 26,3 | OK |
| CPL 2a | CPL 2c | ◢1,40 | 22,000 | LE1 | 426931,9 | 0,1 | -213742,4 | 69007,6 | 201906,7 | 98,0 | 26,3 | OK |

**Données de conception**

| | $\beta_w$ [-] | $\sigma_{w,Rd}$ [kPa] | 0.9 σ [kPa] |
|---|---|---|---|
| S 355 | 0,90 | 435555,6 | 352800,0 |

### Voilement

**Analyse de flambement n'a pas été calculée.**

## Paramétrage de norme

| Élément | Valeur | Unité | Référence |
|---|---|---|---|
| $\gamma_{M0}$ | 1,00 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M1}$ | 1,00 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M2}$ | 1,25 | - | EN 1993-1-1: 6.1 |
| $\gamma_{M3}$ | 1,25 | - | EN 1993-1-8: 2.2 |
| $\gamma_C$ | 1,50 | - | EN 1992-1-1: 2.4.2.4 |
| $\gamma_{Inst}$ | 1,20 | - | EN 1992-4: Table 4.1 |
| Coefficient du matériau de scellement βj | 0,67 | - | EN 1993-1-8: 6.2.5 |
| Zone effective – influence de taille de maillage | 0,10 | - | |
| Coefficient de frottement - béton | 0,25 | - | EN 1993-1-8 |
| Coefficient de frottement en résistance au glissement | 0,30 | - | EN 1993-1-8 tab 3.7 |
| Déformation plastique limite | 0,05 | - | EN 1993-1-5 |
| Évaluation des contraintes de soudure | Redistribution plastique | | |
| Contrôle pinces et entraxes | Non | | |
| Entraxe [d] | 2,20 | - | EN 1993-1-8: tab 3.3 |
| Pince [d] | 1,20 | - | EN 1993-1-8: tab 3.3 |
| Résistance à l'éclatement du béton | Both | | EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5 |
| Utiliser αb calculé dans la vérification de la pression diamétrale. | Oui | | EN 1993-1-8: tab 3.4 |
| Béton fissuré | Oui | | EN 1992-4 |
| Vérification de déformation locale | Non | | CIDECT DG 1, 3 - 1.1 |

| Élément | Valeur | Unité | Référence |
|---|---|---|---|
| Limite de déformation locale | 0,03 | - | CIDECT DG 1, 3 - 1.1 |
| Non-linéarité géométrique (GMNA) | Oui | | Grandes déformations des sections creuses |
| Braced system | Non | | EN 1993-1-8: 5.2.2.5 |

EDUCATIONAL VERSION IDEA StatiCa