

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure  
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code : .....

# Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme  
D'Ingénieur d'Etat en Travaux Publics*

## Thème

**Conception et étude d'un O.A  
franchissant l'oued de Isser sur la  
RN8 au PK70+400**

*Encadré par :*

**SEBAH Omar**

*Présenté par :*

**SAADI Abdelbaki**

**SAICHE Adel**

*Proposé par :*

**SAPTA**

**Promotion 2012**

*Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.*

## SOMMAIRE

|   |    |
|---|----|
| <b>Chapitre I : généralités</b> .....                               | 3  |
| I-1 Introduction .....  | 3  |
| I-1.1 Naissance et développement des ponts en béton armé .....      | 3  |
| I-1.2 Naissance et développent des ponts en béton précontraint..... | 3  |
| I-1.3 Naissance et développement des ponts métalliques.....         | 4  |
| I-1.4 Naissance et développement des ponts haubanés.....            | 4  |
| I-1.5 Naissance et développement des ponts suspendus.....           | 5  |
| <b>Chapitre II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE</b> .....                | 6  |
| II-1 Localisation du site .....                                     | 6  |
| II-2 Données naturelles.....  | 6  |
| II-2.1 Données géologique.....                                      | 6  |
| II-2.2 Données sismiques .....                                      | 6  |
| II-2.3 Données géométriques .....                                   | 6  |
| II-2.4 Données géotechniques.....                                   | 7  |
| II- 2.5 Conclusion .....  | 9  |
| <b>Chapitre III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b> .....          | 10 |
| III-1 Introduction .....  | 10 |
| III-2 Caractéristiques des matériaux .....                          | 10 |
| III-2.1 Le béton .....  | 10 |
| III-2.1.1 Caractéristiques du béton.....                            | 11 |
| III-2.2 Les aciers .....  | 13 |
| III-2.2.1 Caractéristiques des aciers .....                         | 13 |
| <b>Chapitre IV : CONCEPTION ET PREDIMENTONEMENT</b> .....           | 15 |
| IV-1 Introduction .....   | 15 |
| IV-2 Démarche de conception .....                                   | 15 |

|   |    |
|---|----|
| IV-2.1 La reconnaissance du site .....                                | 15 |
| IV-2.2 Le recueil des données fonctionnelles.....                     | 16 |
| IV-3 Conception du tablier.....                                       | 17 |
| IV-3.1 Variante 1 Tablier mixte acier-béton bipoutres.....            | 17 |
| IV-3.1.1 Introduction.....  | 17 |
| IV-3.1.2 Conception de la coupe longitudinale.....                    | 17 |
| IV-3.1.3 Conception de la section transversale.....                   | 18 |
| IV-3.1.4 Pré-dimensionnement des éléments du tablier.....             | 19 |
| IV-3.2 Variante 2 Pont à poutres précontraintes par post-tension..... | 23 |
| IV-3.2.1 Introduction.....  | 23 |
| IV-3.2.2 Conception de la coupe longitudinale.....                    | 24 |
| IV-3.2.3 Pré-dimensionnement des éléments du tablier .....            | 24 |
| IV-3.3 Variante 3 Pont construit par encorbellement successif.....    | 28 |
| IV-3.3.1 Introduction .....   | 28 |
| IV-3.3.2 Technique du procédé.....                                    | 28 |
| IV-3.3.3 Domaine d'emploi .....                                       | 29 |
| IV-3.3.4 Conception générale.....                                     | 30 |
| IV-3.3.4.1 Répartition des travées .....                              | 30 |
| IV-3.3.5 Conception de la section transversale .....                  | 31 |
| IV-3.3.5 Pré-dimensionnement des éléments du tablier.....             | 32 |
| IV-3.3.6 Pré-dimensionnement de la section transversale .....         | 32 |
| IV-4 Choix de la variante .....                                       | 37 |
| IV-4.1 Synthèse.....  | 40 |
| IV-5 Conception des appuis .....                                      | 40 |
| IV-5.1 Conception des piles.....                                      | 41 |
| IV-5.2 Pré-dimensionnement des piles.....                             | 42 |

|  |            |
|--|------------|
| <b>V-Calcul des charges et surcharges .....</b>                    | <b>46</b>  |
| V-1 Introduction.....  | 46         |
| V-2 Classe du pont.....  | 46         |
| V-2.1 Nombre de voies.....   | 47         |
| V-2.2 Largeur de voies.....  | 47         |
| V-3 Evaluation des charges et surcharges.....                      | 47         |
| V-4 Calcul des charges .....                                       | 48         |
| V-4.1 Calcul de la charge permanente (CP).....                     | 48         |
| V-4.2 Calcul de la charge complémentaire « CCP».....               | 50         |
| V-5 Calcul des efforts dus aux charges CP et CCP .....             | 53         |
| V-5.1 calcul des efforts sous chargement CP .....                  | 53         |
| V-5.1.1 calcul des réactions .....                                 | 54         |
| V-5.1.2 calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant..... | 54         |
| V-5.1.3 calcul des efforts sous chargement CCP.....                | 56         |
| V-2.3 Application des lignes d'influence .....                     |            |
| V-2.4 Récapitulation des résultats .....                           |            |
| <b>VI- La répartition transversale.....</b>                        | <b>110</b> |
| VI-1 Introduction.....   | 111        |
| VI-2 Méthode de calcul .....                                       | 111        |
| VI-3 calcul des coefficients de répartition " $\Delta_i$ " .....   | 112        |
| VI-3.1 Cas de la charge permanente.....                            | 112        |
| VI-3.2 Cas du Système A (L).....                                   | 113        |
| VI-3.3 Cas du système B <sub>c</sub> .....                         | 114        |
| VI-3.4 Cas du système B <sub>t</sub> .....                         | 115        |
| VI-3.5 Cas du convoi Mc120 .....                                   | 116        |
| VI-3.5 Cas du convoi exceptionnel D240 .....                       | 117        |
| VI-3.6 Cas des surcharges sur les trottoirs .....                  | 118        |
| VI-4 Combinaisons de charges .....                                 | 120        |
| <b>VII-calcul des éléments de tablier .....</b>                    | <b>121</b> |
| VII-1 calcul de la section mixte.....                              | 121        |
| VII-1.1 Hypothèses de calcul .....                                 | 121        |
| VII-1.2 Caractéristiques des sections.....                         | 122        |
| VII-1.2 .1 Caractéristiques géométriques des PRS .....             | 122        |

|  |     |
|--|-----|
| VII-1.2 .2Larguer de la dalle participante.....  | 124 |
| VII-1.2 .3Calcul de $b_e$ .....  | 125 |
| VII-1.2 .4Caractéristiques d'une section mixte .....   | 126 |
| VII-1.3 Étude de l'effet de retrait et de différence de température .....                      | 128 |
| VII-1.3.2 Etude d'Effet du retrait.....  | 128 |
| VII-1.3.2 Hypothèse de calcul .....  | 129 |
| VII-1.3.2.4 Notation .....   | 130 |
| VII-1.3.3Effet de la différence de température entre l'acier et le béton .....                 | 131 |
| VII-1.3.3.1 Calcul de la contrainte due à $\Delta T$ .....                                     | 131 |
| VII-1.3.3.2 Détermination des effets des sollicitations internes sur les sections mixtes ..... | 132 |
| VII-1.4 Vérification des contraintes.....  | 140 |
| VII-1.4.1 Procédure .....  | 140 |
| VII-1.3.4 Dénivellation des appuis.....  | 143 |
| VII-1.3.4.1 Introduction.....  | 143 |
| VII-1.3.4.2 Principe de la méthode.....  | 143 |
| VII-1.5 Vérification des contraintes de cisaillement.....                                      | 150 |
| VII-1.6 Etude de voilement.....  | 151 |
| VII-1.6.1 Définition.....  | 151 |
| VII-1.6.1 Principe de vérification.....  | 152 |
| VII-1.7 Etude du déversement.....  | 159 |
| VII-1.7.1 Introduction.....  | 159 |
| VII-1.7.2 Procédé de vérification.....   | 161 |
| VII-1.8 Calcul des déformations.....   | 164 |
| VII-1.8.1 Introduction.....  | 164 |
| VII-1.9 Etude des connecteurs.....   | 168 |
| VII-1.9.1 Introduction.....  | 168 |
| VII-1.9.2 Choix du type des connecteurs.....   | 170 |
| VII-1.9.3 Caractéristiques des goujons retenus.....  | 170 |
| VII-1.9.4 Calcul de la résistance des connecteurs.....   | 170 |
| VII-1.10 Etude des assemblages par soudage.....  | 189 |
| VII-1.10.1 Introduction.....   | 189 |
| VII-1.10.1 Principe de soudage.....  | 191 |
| VII-1.10.2 Les différents types de soudure utilisés.....                                       | 194 |
| V-2 Etude des entretoises.....   | 194 |
| VII-2.1 Etude des entretoises d'about.....   | 195 |
| VII-2.2 Disposition des vérins.....  | 195 |
| VII-2.1 Etude des entretoises intermédiaires.....  | 199 |
| VII-2.1.1 Vérification de l'entretoise vis-à-vis du vent.....                                  | 199 |

|   |             |
|---|-------------|
| <b>VIII-Etude de la dalle.....</b>  | <b>202.</b> |
| VIII-2 Dalle central .....  | 203         |
| VIII-2.1 Méthode de calcul .....  | 203         |
| VIII-2.2 Moments $M_a$ et $M_b$ au centre de la dalle .....                   | 204         |
| VIII-2.3 Calcul des moments fléchissant.....                                  | 205         |
| VIII-2.3 Calcul de coefficient de majoration dynamique .....                  | 207         |
| VIII-2.5 Coefficients de pondération .....                                    | 208         |
| VIII-3 moments de continuité .....  | 208         |
| VIII-3.1 Moment de continuité sur poutre.....                                 | 210         |
| VIII-3.2 Moment de continuité sur entretoise.....                             | 210         |
| VIII-4 DALLE EN ENCORBELLEMENT .....  | 210         |
| VIII-4.1 Moment d'encastrement .....  | 210         |
| VIII-4.2 Moments longitudinaux dans le consol .....                           | 212         |
| VIII-6 BILAN DES MOMENTS .....  | 212         |
| VIII-7 FERRAILLAGE DE L'OURDIS .....  | 212         |
| VIII-7.1 Ferrailage longitudinal .....  | 212         |
| VIII-7.2 Ferrailage transversal.....  | 213         |
| <b>IX-Equipements du pont .....</b>   | <b>214</b>  |
| IX-1 LES APPAREILS D'APPUI .....  | 215         |
| IX-1.1.1 Définitions.....   | 215         |
| IX-1.1.2 Types d'Appareil d'appui.....  | 216         |
| IX-1.2 Charge permanente et surcharges.....                                   | 216         |
| IX-1.3 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et $\Delta T$ ..... | 216         |
| IX-1.4 Pré dimensionnement .....  | 216         |
| IX-1.5 Répartition des efforts horizontaux sur les appuis.....                | 217         |
| IX-1.6 Vérification au niveau des piles .....                                 | 219         |
| IX-1.7 Dimensionnement des frettes $t_s$ .....                                | 221         |
| IX-1.8 Vérification au niveau des culées .....                                | 222         |
| IX-1.9 Dimensionnement des frettes $t_s$ .....                                | 223         |
| IX-2 DES D'APPUI (BOSSAGE) .....  | 224         |
| IX-2 .1 Pré-dimensionnement .....   | 224         |
| IX-2.2 Ferrailage des dés d'appui .....                                       | 224         |
| IX-3 Joint de chassée.....  | 226         |
| IX-3.1 Introduction.....  | 226         |
| IX-3.2 Calcul des déplacements.....   | 226         |
| IX-4 Les plots parasismiques .....  | 228         |
| IX-4.1 Conception des plots.....  | 228         |
| IX-4.2 Evaluation des efforts s'exerçant sur un plot.....                     | 229         |

|   |            |
|---|------------|
| IX-4.3 Ferrailage des plots .....                             | 231        |
| <b>X-Etude de la pile.....</b>                                | <b>232</b> |
| X-1 Introduction.....   | 232        |
| X-2 Implantation des piles.....                               | 232        |
| X-3 Evaluation des charges.....                               | 233        |
| X-3.1 Calcul du poids propre de la pile .....                 | 233        |
| X-3.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile ..... | 234        |
| X-4 Etude et ferrailage de la pile.....                       | 236        |
| X-4.1 Etude et ferrailage du chevêtre.....                    | 236        |
| X-4.2 Etude et ferrailage du fut .....                        | 238        |
| X-4.3 Vérification vis-à-vis du flambement .....              | 240        |
| X-4.3.1 Introduction.....                                     | 240        |
| X-4.3.2 Calcul de l'élanement $\lambda$ .....                 | 240        |
| X-4.3.3 Combinaisons des charges.....                         | 240        |
| X-4.4 Etude des pieux.....                                    | <b>247</b> |
| <b>XI- Etude de la culée .....</b>                            | <b>253</b> |
| XI-1.1 Introduction .....                                     | 253        |
| XI-1.2 Choix du type de culée.....                            | 253        |
| XI-1.3 Implantation des culées .....                          | 254        |
| XI-2 Prédimensionnement .....                                 | 255        |
| XI-2.1 Mur garde grève .....                                  | 255        |
| XI-2.2 Mur frontal.....                                       | 255        |
| XI-2.3 Dalle de transition.....                               | 256        |
| XI-2.4 Semelle .....  | 256        |
| XI-2.5 Mur en retour .....                                    | 256        |
| XI-2.6 corbeau .....  | 257        |
| XI-2.7 Sommier d'appuis.....                                  | 257        |
| XI-2.8 Schéma : Culée avec cotation .....                     | 257        |
| XI-3 CALCUL DE COEFFICIENT DE POUSSEE.....                    | 258        |
| XI-3.1 Principe de calcul.....                                | 258        |
| XI-3.2 Récupération des coefficients .....                    | 259        |
| XI-3.4 Poussée des surcharges de remblai .....                | 259        |
| XI-4 Calcul des sollicitations .....                          | 259        |
| XI-4.1 Charges verticaux .....                                | 259        |
| XI-4.2 Charges horizontaux.....                               | 261        |
| XI-4.3 Surcharges d'exploitation.....                         | 262        |
| XI-4.4 Combinaisons d'action à l'E.L.S .....                  | 262        |
| XI-3.6 Détermination de nombre de pieux .....                 | 262        |
| XI-5 ETUDE ET FERRAILAGE DE LA CULEE .....                    | 263        |
| XI-5.1 Mur garde grève.....                                   | 263        |
| XI-5.2 La dalle de transition .....                           | 267        |

|   |            |
|---|------------|
| XI-5.3 Corbeau .....                          | 269        |
| XI-5.4 Ferrailage mur en retour.....          | 270        |
| XI-5.5 Le mur frontal .....                   | <b>273</b> |
| XI-5.6 Etude et ferrailage de la semelle..... | <b>277</b> |
| XI-5.7 Etude et ferrailage des pieux.....     | 286        |
| CONCLUSION.....                               |            |



## I-1 Introduction :

Le développement des ponts s'est imposé grâce à la croissance de plus en plus importante des besoins de la population appelée à se déplacer constamment sur terre et notamment lors des franchissements des cours d'eau ou la traversée de différents obstacles susceptibles de gêner considérablement la libre circulation des personnes.

Les premiers ponts étaient construits en lianes, en bois et en pierres entre autre.

Cependant, ces types ont été abandonnés au profit des ponts en béton armé puis en béton précontraint, aux ponts métalliques et tout récemment aux ponts haubanés et aux ponts suspendus ; connus pour leur capacité quant au franchissement des moyennes et importantes brèches.

### I-1.1 Naissance et développement des ponts en béton armé :

Les premiers ponts en ciment furent utilisés par les romains, les quels employaient des ciments constitués de mélange de chaux et de cendres volcaniques de la région de Pouzzoles pour la construction des arcs. Cette technique disparue au profit des ciments artificiels, mis en œuvre par le français Louis Vicat et l'Anglais Apsdin en 1850.

Quant aux ponts en béton armé, ces derniers ont vu le jour au cours de la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle, exactement en 1890 date de l'apparition des ponts en béton armé , construits en arc et coulés sur des cintres en bois.

Cette technique s'est développée après la première guerre mondiale, notamment en France sous l'impulsion des deux brillants ingénieurs : Albert Caquot et Eugène Freyssinet qui mit au point la technique du décintrement par vérins.

Actuellement, le béton détient la part de lion dans la construction des ponts de petite portée ou encore les grands arcs.

### I-1.2 Naissance et développent des ponts en béton précontraint :

Cette technique, nouvellement employée, est le fruit des travaux de recherche concrétisés par le Français Eugène Freyssinet qui, dès 1928 jeta les premières bases de ce matériau et en définit les principes, toujours en vigueur. Quelques ouvrages de taille modeste virent le jour



peu avant la seconde guerre mondiale, et c'est à la fin de la deuxième guerre mondiale que les ouvrages de taille sont mis en œuvre, à l'instar du pont de Luzancy achevé en 1946, d'une portée de 55 m et entièrement préfabriqué à l'aide de voussoirs en béton précontraint.

De nos jours, cette technique est largement utilisée pour le franchissement d'obstacles de moyennes et importantes portées, couvrant ainsi une gamme assez étendue allant jusqu'à 200 m de portée où le recours à telle ou telle technique est guidé par plusieurs paramètres.

### **I-1.3 Naissance et développement des ponts métalliques :**

Le développement de l'industrie sidérurgique est à l'origine de l'apparition des ponts mixtes, ces derniers, ont connu une évolution conséquente.

Des ponts poutres à âmes pleines aux ponts caissons, en passant par les ponts à poutres triangulées, ce type doit son évolution aux progrès dans la technique d'assemblage qui a permis l'allègement des structures par l'utilisation des aciers aux caractéristiques mécaniques élevées, les rendant ainsi plus compétitifs face aux autres types de ponts.

Actuellement, cette évolution s'est accentuée et le recours à ce type se fait de plus en plus remarquer.

Cette évolution donne naissance à une nouvelle gamme de ponts, en l'occurrence les ponts mixtes acier-béton qui sont très répandus.

### **I-1.4 Naissance et développement des ponts haubanés :**

Aussi anciens qu'ils soient, les ponts haubanés ne connaissent un réel développement qu'en deuxième partie du XX<sup>e</sup> siècle, peu après la fin de la deuxième guerre mondiale, notamment par la construction des trois ponts de Düsseldorf en Allemagne, construits dans les années 1950.

Les premiers ponts haubanés possédaient un tablier métallique, histoire d'alléger la structure. Mais l'ingénieur italien Morandi fut le premier à réaliser un pont haubané avec tablier en béton, le plus important est celui de Macaraibo avec une portée de 235m.



Actuellement, le recours aux ponts haubanés est réservé au franchissement des grandes brèches où la réalisation des ponts fréquemment utilisés est jugée ennuyeuse et couteuse à la fois.

### **I-1.5 Naissance et développement des ponts suspendus :**

L'idée des ponts suspendus remonte à loin, en effet, les premiers ponts suspendus virent le jour, avec un tablier en bois et une suspension constituée de câbles ou de chaînes de fer forgé.

Cette idée s'est rapidement développée et plusieurs ponts suspendus furent mis en œuvre, notamment par la construction en 1826 du pont de la Menai, en Angleterre d'une portée de 177 m et en 1849 du pont de Wheeling sur l'Ohio, en Suisse d'une portée de 308 m.

Cependant, en raison des nombreux accidents qui se produisirent, cette conception se vit abandonnée et c'est au l'aube du XX<sup>e</sup> que ce type se relance avec la construction du pont George Washington à New York en 1931, dont la travée centrale atteignit une portée de 1067 m, et surtout par la construction, en 1937 du fameux et célèbre pont the golden Gate à San Francisco, conçu et par Joseph Strauss où le record se porta à 1280 m.

## II-1 Localisation du site :

L'ouvrage est situé sur la route nationale N°08 dans la région d'ISSER, reliant Bouira et Tablat.

## II-2 Données naturelles :

### II-2.1 Données géologique:

La région de TABLAT appartient à la chaîne montagneuse de l'ATLAS tellien, caractérisée par la prédominance d'affleurement du crétacé inférieur marin correspondant à une série compacte et monotone de marnes schisteuse de couleur grises et d'argile marneuse.

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes et conglomérats.

Les terrains quaternaires sont assez réduits, caractérisés par quelques placages d'éboulis sur les pentes, qui sont le produit de désagrégation des roches crétacées ainsi que par les remplissages d'alluvions dans les lits des oueds.

### II-2.2 Données sismiques :

La région d'étude est classée, selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art RPOA 2008, en zone IIa caractérisée par une activité sismique moyenne et un coefficient d'accélération A égal à 0,2.

### II-2.3 Données géométriques :

#### - Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points.

L'ouvrage en question s'inscrit dans le cadre de l'élimination des points noirs situés sur la RN8 à travers la réalisation d'un ouvrage d'art franchissant l'oued d'ISSER dans la daïra de TABLAT au Nord de Médéa sur une portée totale de **125.2m** au **PK 70+400**.

- **Profil en long :**

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage, définissant en élévation, le tracé en plan.

Il doit être défini de façon à ce que les contraintes naturelles ou fonctionnelles soient prises en compte.

- **Profil en travers :**

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

Le profil en travers doit prendre en compte les contraintes fonctionnelles.

Pour ce qui de notre cas, il s'agit d'une :

- Largeur chargeable de 7m ;
- Largeur roulable de 7m ;
- De deux voies de circulation, d'une largeur de 3,5 m chacune ;
- D'un dévers en toit de 2.5% ;
- Largeur des trottoirs de 1,5 m chacun.

**II-2.4 Données géotechniques :**

Une campagne d'essais, visant la reconnaissance géotechnique du site a été entreprise à travers la réalisation de trois sondages carottés sur une profondeur de 18 m (SC04), 18,5m (SC05) et 18,8 m (SC03) et huit essais de pénétration dynamique.

Ainsi, les coupes lithologiques obtenues via les sondages carottés laissent apparaître les formations suivantes :

- Une formation alluvionnaire de TVO d'une épaisseur variant entre 8 m, au niveau des périphéries de l'oued et 11 m, au lit de l'oued.

La formation de TVO ainsi trouvée, est constituée de blocs et cailloux sub-arrondis de nature variable : quartzitique, calcaire et schisteuse.

- Une formation schisto-calcaire fracturée avec des filons de calcite et une intercalation des schistes calcaires et calcaires graphitiques au sondage SC04.

A ces essais s'ajoutent les essais au laboratoire, visant la détermination des caractéristiques physico-mécaniques et chimiques des matériaux ainsi récupérés.

Le tableau suivant résume ces différentes caractéristiques.

- **Caractéristiques des matériaux :**

| Sondage N°   | SC3       | SC4    | SC4       | SC4       | SC4       | SC5   | SC 5      | SC5   |
|--|-----------|--------|-----------|-----------|-----------|-------|-----------|-------|
| Profondeur (m)   | 13,8-14,5 | 4-4,6  | 14,3-14,6 | 14,9-15,3 | 16,2-16,4 | 5-6   | 11,8-12,2 | 15-17 |
| Limite de liquidité $W_L$ (%)                            | -         | 29     | -         | -         | -         | 33    | -         | -     |
| Limite de plasticité $W_p$ (%)                           | -         | 15     | -         | -         | -         | 16    | -         | -     |
| Indice de plasticité IP(%)                               | -         | 14     | -         | -         | -         | 17    | -         | -     |
| Passant au tamis 0,08 mm(%)                              | -         | 10     | -         | -         | -         | 17    | -         | -     |
| Humidité(%)  | -         | 3      | 3         | 3         | 3         | 7     | 2         | 4     |
| Densité humide (g/cm <sup>3</sup> )                      | 2,65      | -      | 2,67      | 2,64      | 2,65      | -     | 2,7       | 2,6   |
| Résistance à la compression Simple (kg/cm <sup>2</sup> ) | 141,8     | -      | 194,1     | 81,3      | 96,2      | -     | 290       | 105,6 |
| So <sub>4</sub> <sup>-</sup> (%)                         | traces    | traces | -         | néant     | -         | néant | traces    | -     |

Tab II-1 : caractéristiques des matériaux.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd qui, consistent à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges lisses muni d'une pointe, à l'aide d'un mouton qu'on fait tomber d'une hauteur donnée.

On compte le nombre N de coups qui correspond à un enfoncement de 20 cm de la tige et le refus est atteint quand le nombre N est égal à 120 coups pour un sol homogène.

Les résultats ainsi obtenus donnent la résistance en pointe en fonction de la profondeur, cette dernière est calculée par la formule des Hollandais.

Une certaine homogénéité sur le plan résistance se voit vite dégager, confirmée par la ressemblance des diagrammes pénétrométriques.

La résistance en pointe vaut 40 bars à partir de 1 m de profondeur.

Les refus ont été atteints au maximum à 5 m de profondeur.

### **II- 2.5 Conclusion :**

Vu les résultats trouvés, le bureau d'étude chargé de l'aspect géotechnique recommande des fondations profondes de type pieux.

Ces derniers seront d'une profondeur respectivement de 13 m pour ce qui est des culées et de 15 m pour ce qui est des piles et résistant en pointe et par frottement latéral, lequel sera négligé du fait de la présence de couche de TVO surmontant le massif d'encrage.

**IX-Equipements du pont :**

Les ponts comportent un certain nombre d'équipements indispensables au fonctionnement et à la pérennité de l'ouvrage :

- les appareils d'appui ;
- la chaussée ;
- les joints de chaussée ;
- les dispositifs de retenue ;
- la protection anticorrosion ;
- l'évacuation des eaux pluviales ;
- les corniches ;
- les installations de visite.

Le choix de ces équipements dépend non seulement de leur coût initial, qui peut atteindre 10 % du prix total de l'ouvrage, mais aussi des frais d'exploitation liés à leur entretien et à leur remplacement dans le temps. Ils ne doivent pas être à l'origine de désordres qui pourraient affecter la résistance du pont. Pour toutes ces raisons, les équipements de ponts sont des produits couverts par des homologations délivrées par l'administration compétente. Seront abordés ici plus particulièrement les appareils d'appui qui sont directement impliqués dans le fonctionnement du pont.

## IX-1. Les appareils d'appui

### IX-1.1.1. Définitions

Les appareils d'appui assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux (poutres principales, arcs...) et les appuis (piles, culées, massifs, etc.). Ils contribuent au fonctionnement d'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant des charges permanentes, surcharges d'exploitation, effets thermiques, actions sismiques, vent et tassements d'appui :

- les forces verticales et horizontales ;
- les déplacements de translation et de rotation.

Dans son plan horizontal, et sous les actions horizontales, l'équilibre du tablier doit être satisfait tout en garantissant une libre dilatation tant longitudinalement que transversalement pour les ouvrages de grande largeur. De sorte que le schéma d'appui idéal bâti sur ce principe doit comprendre :

- Un appareil d'appui fixe bloquant les efforts horizontaux ;
- Des appareils d'appui mobiles unidirectionnels en x ou y ;
- Des appareils d'appui mobiles multidirectionnels en x et y.

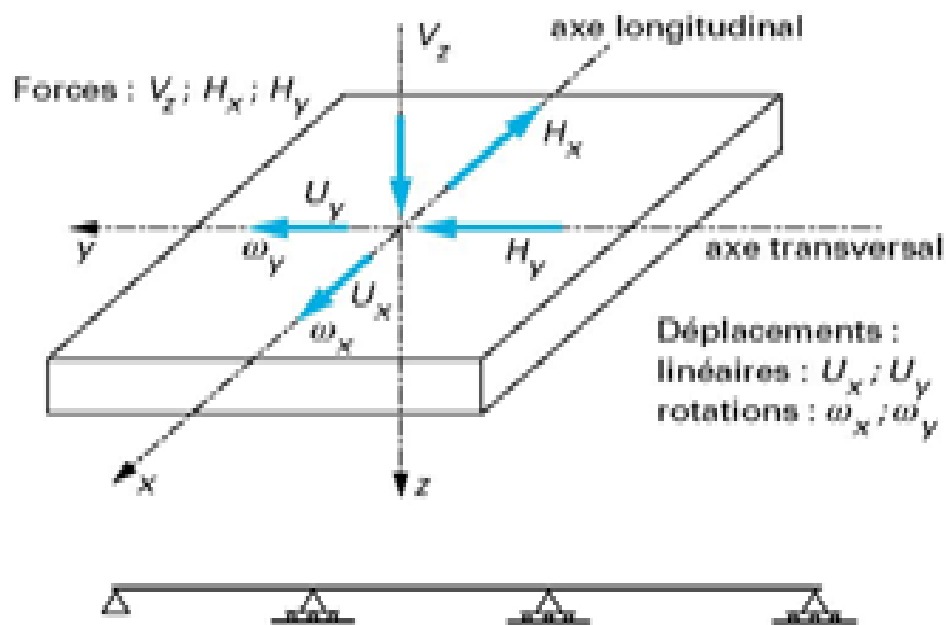


Fig. IX-1 : Appareil d'appuis

**IX-1.1.2. Types d'appareils d'appui :**

On distingue quatre grands types d'appareils d'appui, ces derniers sont différents les uns des autres par leur mode de fonctionnement et les matériaux employés :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

**IX-1.2. Charge permanente et surcharges :**

Les réactions sur pile et culée à l'ELU réparties sur l'appareil d'appui la plus sollicitée sont comme suit :

Appareil d'appui sur pile :  $R_{\max} = 655.70 \text{ t}$ .

Appareil d'appui sur culée :  $R_{\max} = 345.78 \text{ t}$ .

**IX-1.3. Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et  $\Delta T$  :**

- **Différence de température**

$$\varepsilon_t = 10^{-4} = \Delta L / L$$

- **Sur pile**

$$\Delta L = 10^{-4} \times \frac{50}{2} \times 10^3 = \pm 2.5 \text{ mm}$$

- **Sur culée**

$$\Delta L = 10^{-4} \times \frac{125.2}{2} \times 10^3 = \pm 6.26 \text{ mm}$$

- **Retrait**

$$\varepsilon_r = 4 \times 10^{-4} = \Delta L / L$$

- **Sur pile**

$$\Delta L = 4 \times 10^{-4} \times \frac{50}{2} \times 10^3 = 10 \text{ mm}$$

- **sur culée**

$$\Delta L = 4 \times 10^{-4} \times \frac{125.2}{2} \times 10^3 = 25.04 \text{ mm}$$

**IX-1.4. Pré dimensionnement**

- **Appareil d'appui sur pile**

$$\text{Sachant que } \sigma_n = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg / cm}^2 \Rightarrow a \times b \geq \frac{655.70}{150} \times 10^3 = 4371.33 \text{ cm}^2$$

On prend  $a \times b = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$

En respectant la condition de non-flambement

$$\frac{a}{10} \leq T = nt \leq \frac{a}{5} \qquad \frac{70}{10} \leq T = nt \leq \frac{70}{5}$$

$$7 \text{ cm} \leq T = nt \leq 14 \text{ cm}$$

Soit  $T = 5 \times 2 = 10 \text{ cm} \Leftrightarrow t = 20 \text{ mm}$  et  $n = 5$  et  $a = 70 \text{ cm}$  et  $b = 70 \text{ cm}$

- **Appareil d'appui sur culée**

$$\sigma_n = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow a \times b \geq \frac{345.78}{150} \times 10^3 = 2305.2 \text{ cm}^2$$

On prend  $a \times b = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$

En respectant la condition de non-flambement

$$\frac{a}{10} \leq T = nt \leq \frac{a}{5} \qquad \frac{50}{10} \leq T = nt \leq \frac{50}{5}$$

$$5 \leq T = nt \leq 10$$

Soit  $T = 4 \times 2 = 8 \text{ cm} \Leftrightarrow t = 20 \text{ mm}$  et  $n = 4$  et  $a = 50 \text{ cm}$  et  $b = 50 \text{ cm}$

### IX-1.5. Répartition des efforts horizontaux sur les appuis :

L'effort horizontal se répartit sur les différents appuis suivant leur rigidité.

Ces rigidités seront calculées à partir des coefficients d'amortissement des éléments constituant l'appui :

$u_0$  : pour l'appareil d'appui ;  $u_1$  : pour le fut ;  $u_2$  : pour le pieux

La rigidité d'un appui  $K$  est :

$$K = \frac{1}{U_0 + U_1 + U_2}$$

- **Rigidité**

$$K_p = K_{app} + K_{fut} + K_{pieux} ; \quad K_c = K_{app} + K_{fut} + K_{pieux}$$

Les efforts repris par chaque appui seront

$$H_p = \frac{H \times H_p}{\sum K_C + K_P} \qquad H_C = \frac{H \times H_C}{\sum K_C + K_P}$$

- **Calcul**

- **Pile** : l'amortissement (déplacement) de l'appareil d'appui est

$$U_0 = \frac{T \times H}{G \times a \times b} \text{ avec } G = 8 \text{ kg/cm}^2 ; T = 100 \text{ mm} ; a = 70 \text{ cm}, b = 70 \text{ cm}$$

$$U_0 = \frac{10 \times 1}{8 \times 70 \times 70} = 2.55 \times 10^{-4} \Rightarrow u_0 = 2.55 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

La hauteur de fut est de 8m tandis que le diamètre est 1.2m

$$U_1 = \frac{H \times L^3}{3EI} \quad L=8m; I = 1.0178 \times 10^7 \text{ cm}^4; E=11000 \sqrt[3]{27}$$

$$E = 33000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$U_1 = \frac{1 \times 800^3}{3 \times 33000000 \times 1.0178 \times 10^7} = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm} \Rightarrow u_1 = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

N'ayant pas pré dimensionné les pieux, on peut considérer que l'amortissement des Pieux est égale a celui de fut, donc

$$u_2 = u_1 = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

La rigidité de la pile est :

$$K_p = \frac{1}{2.55 \times 10^{-4} + 2 \times 5.081 \times 10^{-7}} = 3.906 \text{ t/cm}$$

- Culée :

$$U_0 = \frac{8 \times 1}{8 \times 50 \times 50} = 4 \times 10^{-4} \Rightarrow u_0 = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

On suppose que le déplacement ne touche que l'appareil d'appui et les pieux tandis que le reste est supposé infiniment rigide

$$u_2 = u_1 = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

$$K_c = \frac{1}{4 \times 10^{-4} + 2 \times 5.081 \times 10^{-7}} = 2.493 \text{ t/cm}$$

- Répartition des efforts statiques

- Pile

$$H_p = \frac{H \times K_p}{2 \times K_c + 2 \times K_p} = \frac{3.906 \times 1}{2 \times 2.493 + 2 \times 3.906} = 0.305 = 30.5\%$$

- Culée

$$H_c = \frac{H \times K_c}{2 \times K_c + 2 \times K_p} = \frac{2.493 \times 1}{2 \times 2.493 + 2 \times 3.906} = 0.194 = 19.4\%$$

- Répartition des efforts dynamiques

Relativement au document SETRA (appareil d'appui en élastomère fretté), le module d'élasticité transversal vaut 2 fois sa valeur en cas statique

$$G_{dyn} = 2 \times G_{stat} = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ MPA}$$

- Pile

$$U_0 = \frac{T \times H}{G \times a \times b} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$u_2 = u_1 = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

$$K_p = \frac{1}{1.27 \times 10^{-4} + 2 \times 5.081 \times 10^{-7}} = 7.842 \text{ t/cm}$$

- Culée

$$u_0 = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$u_2 = u_1 = 5.081 \times 10^{-7} \text{ cm}$$

$$K_C = \frac{1}{4 \times 10^{-4} + 2 \times 5.081 \times 10^{-7}} = 2.493 \text{ t/cm}$$

- Pile

$$H_p = \frac{H \times K_P}{2 \times K_C + 2 \times K_P} = \frac{7.842 \times 1}{2 \times 2.493 + 2 \times 7.842} = 0.3793 = 37.93\%$$

- Culée

$$H_C = \frac{H \times K_C}{2 \times K_C + 2 \times K_P} = \frac{2.493 \times 1}{2 \times 2.493 + 2 \times 7.842} = 0.1206 = 12.06\%$$

Résumé :

|       | Statique | dynamique |
|-------|----------|-----------|
| Pile  | 30.5     | 37.93     |
| culée | 19.4     | 12.06     |

Tab IX-1 : Répartition des efforts statiques et dynamiques

IX-1.6. Vérification au niveau des piles :

Contraintes

$$\sigma_n = \frac{R_{max}}{a \times b} \quad a \times b = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{655.7 \times 10^3}{4900} = 133.81 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ Contrainte de cisaillement}$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_R < 5G$$

Telle que :

$\tau_N$  : cisaillement provoqué par l'effort normal  $R_{max}$

$\tau_H$  : cisaillement provoqué par  $\Delta T$ , retrait et le freinage de A(l) ou Bc

$\tau_\alpha$  : cisaillement provoqué par la rotation d'appui

$\tau_R$  : cisaillement provoqué par la distorsion de l'appareil d'appui

- Calcul  $\tau_N$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_n}{\beta}$$

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$$

$$\beta = \frac{70 \times 70}{2 \times 2 \times (70 + 70)}$$

$$\beta = 8.75$$

$$\tau_N = \frac{1.5}{8.75} \times 133.81 \Rightarrow \tau_N = 22.93 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcul  $\tau_H$

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

$$\tau_{H1} = G \times \frac{U_1}{T} \quad \tau_{H1} = 8 \times \frac{(2.5+10)}{100} = 1 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\tau_{H2} = \frac{F}{2 \times a \times b}$$

F: effort de freinage de A(l) et B<sub>c</sub>

Cet effort est limité aux systèmes A (l) et B<sub>c</sub> selon le fascicule 61 titre 2

### Système A(l)

L'effet de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière

$$A = A(l) \times a_1 \times a_2 \times \text{largeur} = 492 \times 1 \times 1 \times 7 = 3444 \text{ kg/ml}$$

$$H = \frac{3444 \times 125.2}{20 + 0.0035 \times 125.2 \times 7} = 18.69 \text{ t}$$

### Système B<sub>c</sub>

L'effet de freinage est égal à la charge B<sub>c</sub> soit 30t les efforts développés ne sont pas susceptibles de majoration pour effets dynamique

|                       | Système A    | Système B     |
|-----------------------|--------------|---------------|
| <b>Culée (12.06%)</b> | <b>2.254</b> | <b>3.618</b>  |
| <b>Pile (37.93%)</b>  | <b>7.089</b> | <b>11.379</b> |

Tab IX-2 : Répartition des efforts dus aux systèmes A et B sur les appuis

Par appareil l'effort de freinage vaut  $\frac{11.379}{2} = 5.689 \text{ t (pile)}$

$$\tau_{H2} = \frac{F}{2 \times a \times b} = \frac{5.618 \times 10^3}{2 \times 70 \times 70}$$

$$\tau_{H2} = 0.573 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2$$

• Calcul  $\tau_\alpha$

$$\tau_\alpha = \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t \times \frac{G}{2} \quad \text{et} \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 8 \times 10^{-3} \text{rd}$$

$$\text{D'où } \alpha_T = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{\alpha_T}{4} \Rightarrow \alpha_T = 2 \times 10^{-3} \text{rd}$$

$$\tau_\alpha = \left(\frac{70}{2}\right)^2 \times 2 \times \frac{8}{2} \times 10^{-3} \Rightarrow \tau_\alpha = 9.8 \text{kg/cm}^2$$

À la fin on vérifie le cisaillement total:

$$\tau = 22.93 + 1 + 5.6 + 9.8 = 39.33 < 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$$

**Condition de non cheminement**

$$\sigma_{n,\min} = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{499.78}{70 \times 70} = 101.99 \text{kg/cm}^2 > 20 \text{kg/cm}^2 \quad \text{vérifie}$$

**Condition de non glissement**

$$H < f \times N_{\min} \quad f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_{n,\min}} \quad f = 0.12 + \frac{0.2}{101.99} = 0.1219$$

$$f \times N_{\min} = 0.1219 \times 499.78 = 60.95 \text{t} > 2.166 \text{t} \quad \text{vérifie}$$

**Condition de non soulèvement ( $\alpha_t' > \alpha_t$ )**

$$\alpha_t' = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{n,\min}}{G} \Rightarrow \frac{3}{8.75} \times \frac{2^2}{70^2} \times \frac{101.99}{8} = 3.56 \times 10^{-3} \text{rd}$$

$$3.56 \times 10^{-3} > 2 \times 10^{-3} \quad \text{vérifie}$$

**IX-1.7. Dimensionnement des frettes ts :**

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{n,\min}}{\partial_e} = \frac{700}{8.75} \times \frac{101.99}{3600} = 2.26 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 2.26 \text{mm} \quad t_s = 3 \text{mm}$$

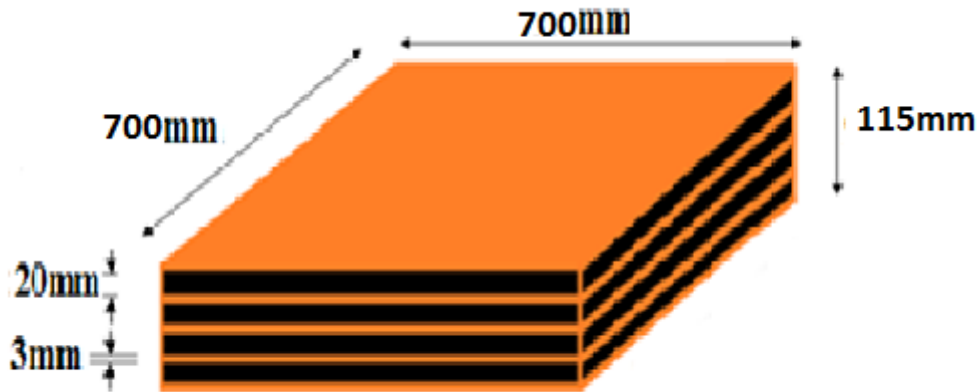


Fig. IX-3 : Dimensions de l'appareil d'appui sur pile

**IX-1.8. Vérification au niveau des culées :**

**Contraintes**

$$\sigma_n = \frac{R_{max}}{a \times b} \quad a \times b = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_n = \frac{345.78 \times 10^3}{2500} = 138.31 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

**Contrainte de cisaillement**

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_R < 5G$$

- **Calcul  $\tau_N$**

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_n}{\beta} \quad \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} \quad \beta = \frac{50 \times 50}{2 \times 2 \times (50 + 50)}$$

$$\beta = 6.25$$

$$\tau_N = \frac{1.5}{6.25} \times 138.31 \Rightarrow \tau_N = 33.93 \text{ kg/cm}^2$$

- **Calcul  $\tau_H$**

$$\tau_H = \tau_{H1} + \tau_{H2}$$

$$\tau_{H1} = G \times \frac{U_1}{T} \quad \tau_{H1} = 8 \times \frac{(6.26 + 25.04)}{80} = 3.13 \text{ kg/cm}^2 < 0.5G = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Par appareil, l'effort de freinage vaut  $\frac{11.379}{2} = 1.809 \text{ t}$  (culée)

$$\tau_{H2} = \frac{F}{2 \times a \times b} = \frac{1.809 \times 10^3}{2 \times 50 \times 50} = 0.361$$

$$\tau_{H2} = 0.361 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifie}$$

- **Calcul  $\tau_\alpha$**

$$\tau_\alpha = \left(\frac{a}{t}\right)^2 \times \alpha_t \times \frac{G}{2} \quad \text{et} \quad \alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

$$\alpha_T = \alpha_0 + \alpha = 3.73 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\text{D'où } \alpha_T = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{\alpha_T}{4} \Rightarrow \alpha_T = 9.34 \times 10^{-4} \text{ rd}$$

$$\tau_\alpha = \left(\frac{50}{2}\right)^2 \times 9.34 \times \frac{8}{2} \times 10^{-4} \Rightarrow \tau_\alpha = 2.335 \text{ kg/cm}^2$$

À la fin on vérifie le cisaillement total:

$$\tau = 33.93 + 3.13 + 0.361 + 2.335 = 39.756 < 5G = 40 \text{ kg/cm}^2$$

**Condition de non cheminement :**

$$\sigma_{n,\min} = \frac{R_{max}}{a \times b} = \frac{136.70}{50 \times 50} = 54.68 \text{ kg/cm}^2 > 20 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifie}$$

**Condition de non glissement :**

$$H < f \times N_{\min} \quad f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_{n,\min}} \quad f = 0.12 + \frac{0.2}{54.68} = 0.123$$

$$f \times N_{\min} = 0.123 \times 136.70 = 16.90 \text{ t} > 2.166 \text{ t} \text{ vérifie}$$

**Condition de non soulèvement ( $\alpha_t' > \alpha_t$ )**

$$\alpha_t' = \frac{3}{\beta} \times \frac{t^2}{a^2} \times \frac{\sigma_{n,\min}}{G} \Rightarrow \frac{3}{6.25} \times \frac{2^2}{50^2} \times \frac{54.68}{8} = 5.24 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

$$5.24 \times 10^{-3} > 9.34 \times 10^{-4} \text{ vérifie}$$

**IX-1.9. Dimensionnement des frettes ts :**

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_{n,\min}}{\partial_e} = \frac{500}{6.25} \times \frac{54.68}{3600} = 1.215 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 1.215 \text{ mm} \quad t_s = 3 \text{ mm}$$

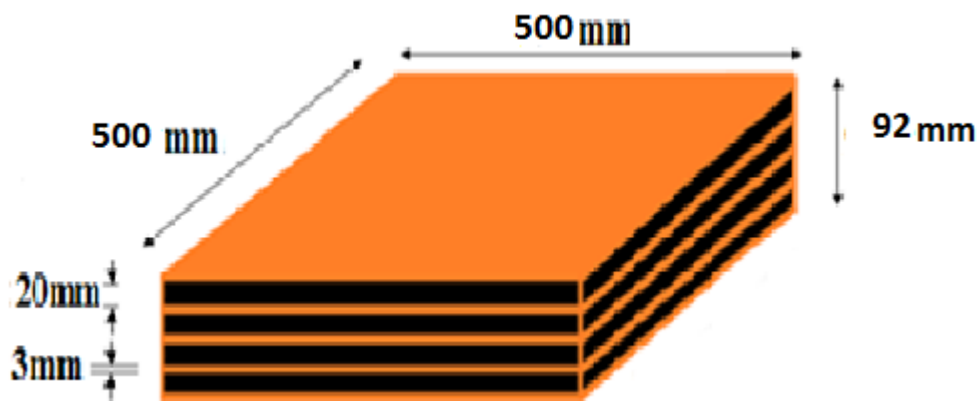


Fig. IX-3 : Dimensions de l'appareil d'appui sur culée

## IX-2. Des d'appui (bossage) :

### IX-2 .1. Pré-dimensionnement

$A = a + 100 = 700 + 100 = 800$  mm. On fixe **A = 800 mm**.

$B = b + 100 = 600 + 100 = 800$  mm. On fixe **B = 800 mm**.

**E = 150 mm**.

A : Largeur de bossage.

B : Longueur de bossage.

a : Largeur d'appareil d'appui.

b : Longueur d'appareil d'appui.

E : épaisseur de bossage.

### IX-2.2 Ferrailage des dés d'appui :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier.

$$R_{\max} = 1.35 (G + D240) = 655.7t.$$

$R_{\max}$  : effort normal de compression maximal (réaction max).

$$\text{On a } \sigma' = \frac{R_{\max}}{S}$$

Tel que :

$\sigma'$  : contrainte de compression dans le dé d'appui due à «  $R_{\max}$  »

S : l'aire du dé d'appui ( $S = 800 \times 800$  mm)

$$\sigma' = \frac{R_{max}}{S} = \frac{655.7 \times 10^{-1}}{0.8 \times 0.8} = 102.45 \text{ kg/cm}^2 <$$

Le béton peut résister seul à l'effort tranchant, toutefois on prévoit des armatures afin d'éviter la rupture locale du béton une frette supérieure au niveau de la surface est capable de reprendre un effort égal à 0.04 R max.

$$\text{Donc : } A_s = \frac{0.04 \times R_{max}}{\sigma_a} = \frac{0.04 \times 655.7 \times 10^3}{3380} = 7.759 \text{ cm}^2$$

$A_s = 7.759 \text{ cm}^2$  on prend **7 HA12**;  $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$

**Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 2 = 7.759 / 2 = 3.88 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 ;  $A_r = 3.93 \text{ cm}^2$

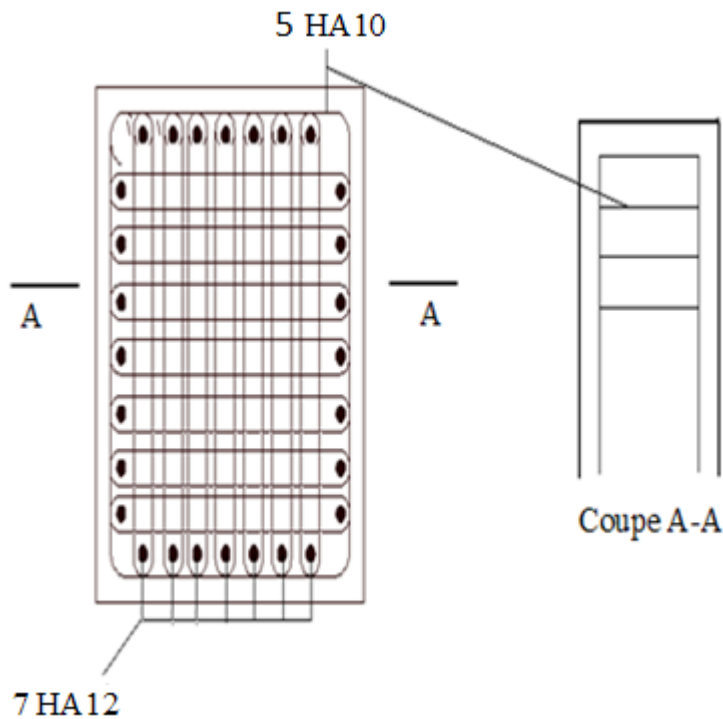


Fig. IX-4 : Ferrailage de dé d'appui

## IX-3 Joint de chaussée :

### IX-3.1 Introduction :

Les joints de chaussée sont conçus dans le but d'assurer la continuité entre deux travées du pont d'une part et entre le pont et la route d'une autre part, au moyen de tiges précontraintes.

Le choix du type de joint dépend de plusieurs paramètres, notamment le souffle c'est à dire le déplacement du tablier et l'intensité du trafic.

Sur ce dernier critère la, les joints sont classés en trois catégories à savoir :

- Les joints lourds, destinés aux chaussées dont le TJMA (trafic journalier moyen annuel) dépasse les 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds devant supporter un trafic variant entre 1000 et 3000 véhicules ;
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Les joints de chaussée doivent répondre à plusieurs critères parmi lesquels on cite :

- Le critère de résistance, en effet le joint de chaussée est censé garantir un bon comportement sous un trafic routier sans cesse de croissance.

Outre le critère de résistance, le joint de chaussée doit assurer la continuité de l'étanchéité et contribuer à la bonne évacuation des eaux pluviales.

### IX-3.2 Calcul des déplacements :

Dans le calcul des déplacements, on distingue ceux dus au :

- Fluage ;
- Retrait ;
- A la dilatation thermique.

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T$$

$$\Delta_f = \epsilon_r \cdot L$$

$$= 3 \cdot 10^{-4} \times 125,2$$

$$\Delta_f = 0,0375 \text{ m.}$$

$$\Delta_r = \epsilon_r \cdot L$$

$$= 2,5 \cdot 10^{-4} \times 125,2$$

$$\Delta_r = 0,0313 \text{ m.}$$

$$\Delta_T = \varepsilon_r \cdot L$$

$$= 10^{-4} \times 125,2$$

$$\Delta_T = 0,0125 \text{ m.}$$

$$\Delta_t = 0,0813 \text{ m.}$$

### Rotation d'extrémité sous chargement :

$$\Delta_L = h \times \tan \alpha$$

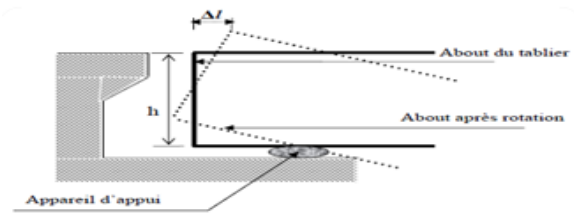


Fig IX-5 Rotation d'extrémité

### chargement :

$$= 1,8 \times \tan 0,003$$

$$\Delta_L = 5,4 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta_{L_{\text{final}}} = 0,0867 \text{ m.}$$

Pour un déplacement  $\Delta_{L_{\text{final}}}$  de 0,0867 m, il convient le mieux de choisir un joint de type FT 150-Freyssinet, offrant les caractéristiques suivantes :

- Un déplacement transversal en service de  $\pm 10$  mm
- Un déplacement longitudinal entre 20 et 170 mm
- Une rotation allant jusqu'à 0,03 rad.

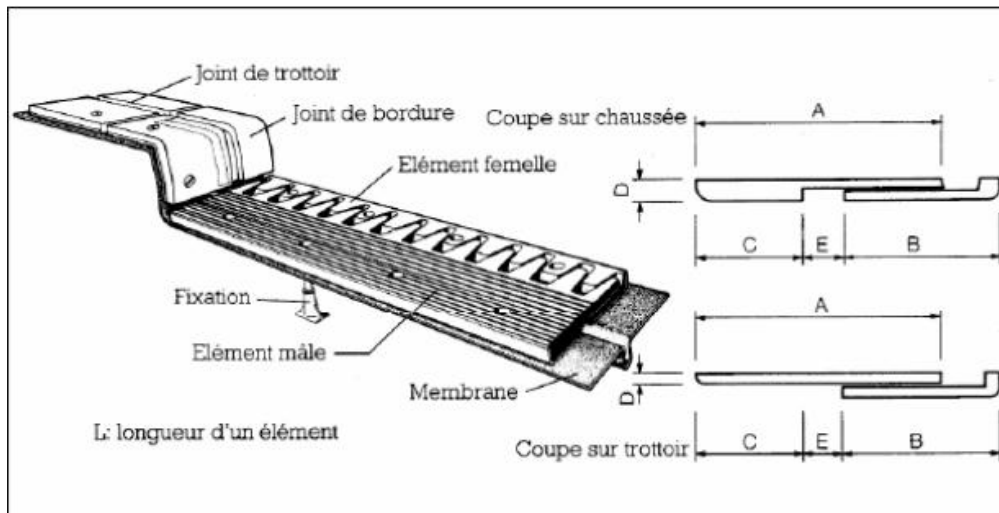


Fig IX-6 Joint de chaussée

#### IX-4 Les plots parasismiques :

Les plots parasismiques sont des éléments en béton armé, encastés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure devant empêcher un éventuel déplacement transversal du tablier dans les deux sens provoqué par le séisme.

##### IX-4.1 Conception des plots :

Le choix des plots est conditionné par des critères dont le but est d'assurer une hauteur supérieure à celle de la semelle inférieure et surtout un espacement permettant la dilatation des plots.

Cela sous-entend que les plots seront disposés au niveau de chaque appui et dont les caractéristiques sont :

- **Sur pile :**
  - Hauteur de 50 cm ;
  - Section 50×100 cm ;
  - Espacement de 5 cm par rapport à la poutre.
  
- **Sur culée :**
  - Hauteur de 50 cm ;
  - Section 50×80 cm ;
  - Espacement de 5 cm par rapport à la poutre.

La composante horizontale du séisme H, donnée par le RPOA 2008, est égale à  $0,25(G+D_{240})$ .

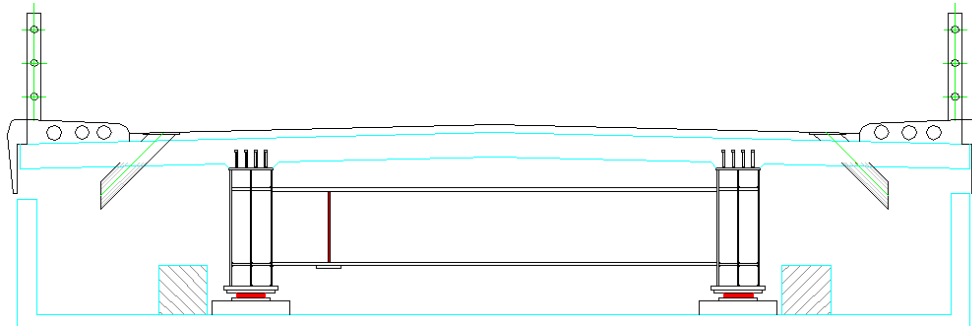


Fig IX-7 Disposition des plots parasismiques

#### IX-4.2 Evaluation des efforts s'exerçant sur un plot :

##### - Sur pile :

Les efforts s'exerçant sur le plot sont :

G, le poids propre du tablier qui revient à l'appui ;

$$G = CP + CCP$$

$$G = 332,04 \text{ t}$$

$$D_{240} = 251,77 \text{ t}$$

$$H = 0,25(332,04 + 251,77)$$

$$H = 145,95 \text{ t}$$

H : effort horizontal du au séisme.

h: hauteur du plot.

e: distance entre le point d'impact de la poutre au niveau du plot et la fibre inférieure de ce dernier.

$$M = H \cdot e$$

$$M = 145,95 \times 0,3$$

$$M = 43,785 \text{ Tm.}$$

##### - Sur culée :

$$G = 91,78 \text{ t}$$

$$D_{240} = 173,42 \text{ t}$$

$$H = 0,25(91,78 + 173,42)$$

$$H = 66,3 \text{ t}$$

$$M = 66,3 \times 0,3$$

$$M = 19,89 \text{ Tm.}$$

### IX-4.3 Ferrailage des plots :

#### - Sur pile :

Le ferrailage des plots se fait par le logiciel Robot Expert

Pour une situation préjudiciable de fissures et un béton dont la résistance caractéristique de compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$A_s = 25,68 \text{ cm}^2.$$

On prend:

6 HA25.

$$e_v = 16 \text{ cm.}$$

#### Armatures de construction :

$$A = A_s / 3$$

$$A = 8,56 \text{ cm}^2$$

On choisit 3 HA20 avec un espacement  $e_h$  de 15 cm

#### - Sur culée :

Pour une situation préjudiciable de fissures et un béton dont la résistance caractéristique de compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$A_s = 15,21 \text{ cm}^2.$$

On prend 5HA20 espacées de 10 cm.

#### Armatures de construction :

$$A = A_s / 3$$

$$A = 5,07 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit 4 HA16 avec un espacement } e_h \text{ de 25 cm.}$$



### IV-1 Introduction :

La conception constitue une étape très importante dans toute étude de construction.

Elle vise l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis des différentes contraintes fonctionnelles et naturelles du site, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère. la conception doit être menée par un ingénieur expérimenté possédant une large connaissance des types des ponts existants, de leurs modes d'exécution et surtout capable d'en choisir la meilleure de point de vue qualité, esthétique, économique, architecturale et durabilité.

### IV-2 Démarche de conception :

La conception obéit à une certaine démarche comprenant la reconnaissance du site, le recueil des données naturelles (les données géologiques, topographiques, les données hydrauliques et les données géotechniques), les données fonctionnelles et le choix du type d'ouvrage.

#### IV-2.1 La reconnaissance du site :

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que si l'on dispose de l'ensemble des données nécessaires (données géologiques, topographiques, hydrauliques, et les données géotechniques).

S'agissant de notre cas, il s'agit d'un pont franchissant l'oued d'ISSER dans la région de TABLAT caractérisée par la prédominance d'affleurement du crétacé inférieur marin correspondant à une série compacte et monotone de marnes schisteuse de couleur grises et d'argile marneuse.

Du point de vue géologique, le site est composé d'une couche superficielle d'alluvions dont l'épaisseur est de 8 m environ au niveau de périphéries de l'oued et de 11m au milieu de l'oued.

Le TVO, constitué par des blocs et cailloux sub-arrondis hétérométriques de nature variable, quartzitique, calcaire et schisteuse et aussi une matrice sablo-argileuse, surmonte une formation schisto-calcaire fracturée avec des filons de calcites et une intercalation des schistes calcaires et schistes graphitiques.



Le profil en travers ;

Le profil en long ;

Les types des charge et surcharges (A, B, Mc120 et D240 pour ce qui est de notre cas) ;

La qualité architecturale.

Du point de vue fondations, d'après la campagne des sondages effectués, il y a risque d'affouillement des piles, le laboratoire chargé de l'étude géotechnique recommande des fondations profondes de type pieux dont la longueur est fonction de l'épaisseur de TVO.

D'après la classification de l'RPOA, le sol est classé comme site meuble de classe S3.

### **IV-2.2 Le recueil des données fonctionnelles :**

Afin de ne rien omettre, il y a lieu de recueillir toutes les données indispensables pour entreprendre notre l'étude.

Ces données comprennent :

Le tracé en plan ;



### IV-3 Conception du tablier :

Dans cette partie, il y a lieu de présenter les différentes variantes possibles pour la conception du tablier.

Ainsi, on va présenter les trois variantes retenues à savoir : un tablier mixte acier-béton bipoutres, un tablier à poutres précontraintes par post-tension et enfin un tablier construit par encorbellement successif.

#### IV-3.1 Variante 1 :

##### Tablier mixte acier-béton bipoutres

#### IV-3.1.1 Introduction :

Il est le résultat de l'association de l'acier et le béton (association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton solidarisiées entre elles par des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature).

Ce type de structure offre une meilleure solution pour le franchissement des moyennes et grandes portées, ainsi les ponts mixtes sont devenus plus compétitifs face aux ouvrages en béton précontraint.

Ils couvrent une gamme allant de 30 à 110m pour les travées continues et de 25 à 90m pour les travées indépendantes.

A noter qu'il y a lieu de choisir entre les ponts mixtes à poutres multiples et ceux à bipoutres.

En effet, pour des raisons économiques, la tendance est actuellement au développement des bipoutres en raison du meilleur rapport qualité/économie qu'ils offrent.

#### IV-3.1.2 Conception de la coupe longitudinale :

S'agissant de notre cas, on se propose de réaliser un pont mixte bipoutre à 3 travées dont la travée centrale est de 50m de portée.

Quant aux travées de rives, elles ont des portées respectives de 37.6m chacune.



Etant donné que l'ouvrage en question franchit un oued, il serait plus intéressant d'éloigner le maximum les appuis du lit du oued afin qu'il y ait pas affouillement.

Pour cela, on a choisi une structure hyperstatique (continue) pour répondre à cette exigence.

Le choix d'une structure continue se justifie par la portée importante que peut atteindre ce type de structure.

A noter que cette variante vérifie bien les conditions de non soulèvement du tablier ( $0.6L_c \leq L_r \leq 0.8L_c$ ).

**Nb** : source document SETRA ponts mixtes acier-béton bipoutres.

Avec :

$L_c$  : portée de la travée centrale.

$L_r$  : portée de la travée de rive.

Sur le plan économique, ce type d'ouvrage constitue une solution assez intéressante

Sur le plan fonctionnel, le pont mixte est une meilleure solution pour le franchissement des obstacles de moyennes portées.

Sur le plan esthétique, l'ossature mixte s'intègre parfaitement avec l'environnement

### IV-3.1.3 Conception de la section transversale :

La conception de la section transversale est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/cout de la charpente métallique.
- Le cout de fabrication et de montage de la charpente métallique.
- Les critères d'élançement.
- Critères de résistance à la torsion.

Concevoir la section transversale revient à choisir la liaison entre les deux types :

Entretoise ou pièce de pont et la conception de la dalle, ceci dépend essentiellement de la largeur de l'ouvrage.



Les entretoises se voient rapidement privilégiées au détriment des pièces de ponts en raison de la largeur du tablier (10m), aussi, la dalle sera appuyée sur les deux poutres lesquelles sont reliées entre elles par des entretoises espacées de 8m dont l'assemblage à mi-hauteur des poutres est plus simple.

Les entretoises seront placées horizontalement et l'espace libre entre la dalle et les entretoises doit être suffisant pour permettre l'entretien des semelles supérieures et le passage du coffrage mobile.

On prend la hauteur libre égale à la hauteur de la membrure supérieure.

Quant à la dalle, elle sera d'une épaisseur de 30cm au droit des poutres et de 25cm à la mi-portée.

#### IV-3.1.4 Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

##### A-Poutre :

###### - Espacement des poutres :

Etant donné la largeur du tablier, les deux poutres seront espacées de 0.55 fois la largeur du tablier.

Dans notre cas, la largeur du tablier est de 10m, donc les poutres seront espacées de 5.5m.

###### - Hauteur des poutres h :

Pour un pont mixte bipoutre, la valeur optimale du rapport  $L/h=28$ .

$$\rightarrow h=L/28$$

$$=1.785m$$

On prend une hauteur  $h=1.80m$  constante pour toutes les travées.

###### - Largeur et épaisseur des semelles : $b_s, b_i, t_s, t_i$

Les dimensions des semelles dépendent des sollicitations induites par les différentes charges et surcharges auxquelles sera soumis le pont lors des opérations de lancement, pendant le



bétonnage de la dalle et en cours d'exploitation. Ces sollicitations sont susceptibles, dans certains cas, de mettre en jeu leur stabilité de forme.

$b_s$  : largeur de la semelle supérieure.

$b_i$  : largeur de la semelle inférieure.

$t_s$  : épaisseur de la semelle supérieure.

$t_i$  : épaisseur de la semelle inférieure.

$t_w$  : épaisseur de l'âme.

Du fait de la variation du diagramme du moment fléchissant, il serait plus intéressant de concevoir des semelles n'ayant pas les mêmes sections pour des raisons économiques.

Le tableau suivant illustre le choix des sections en fonction de leurs positions.

| Position de la section           | Semelle supérieure (mm) |               | Semelle inférieure (mm) |               |
|----------------------------------|-------------------------|---------------|-------------------------|---------------|
|                                  | Epaisseur $t_s$         | Largeur $b_s$ | Epaisseur $t_i$         | Largeur $b_i$ |
| $0 \leq x \leq 20 : S_1$         | 30                      | 500           | 40                      | 600           |
| $20 \leq x \leq 27 : S_2$        | 40                      | 500           | 50                      | 650           |
| $27 \leq x \leq 47.5 : S_3$      | 50                      | 550           | 60                      | 650           |
| $47.5 \leq x \leq 78 : S_2$      | 40                      | 500           | 50                      | 650           |
| $78 \leq x \leq 98.15 : S_3$     | 50                      | 550           | 60                      | 650           |
| $98.15 \leq x \leq 105.15 : S_2$ | 40                      | 500           | 50                      | 650           |
| $105.5 \leq x \leq 125.2 : S_1$  | 30                      | 500           | 40                      | 600           |

Tab IV-1 : Caractéristiques géométriques des sections



- **L'âme :**

L'épaisseur de l'âme dépend de :

- L'usinage.
- Des phénomènes de voilement.
- De l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Aussi, son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion ;
- Résistance au cisaillement ;
- Résistance à la fatigue ;
- Résistance au flambement vertical de la semelle.

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

$$t_w \geq 0.005 h_w$$

$$t_w \geq 0.005 * 1.5$$

$$t_w \geq 7.5 \text{mm}$$

On prend:

$t_w = 20 \text{mm}$ .

- **La semelle :**

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

- De résistance ;
- D'instabilité (déversement).



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

$$400 \text{ mm} \leq b \leq 1300 \text{ mm}$$

Pour des portées variant entre 30 et 50m, la largeur de la semelle supérieure varie entre 500 et 550 mm, celle de la semelle inférieure est comprise entre 500 et 700mm.

**B-Entretoise :**

Les entretoises jouent un rôle très important notamment lors du lancement et du bétonnage du tablier, elles sont espacées de 8m.

- **Choix des entretoises :**

On choisit un profilé IPE300 pour les zones intermédiaires et un profilé HEB 600 pour les zones sur d'appuis.

Les caractéristiques géométriques des entretoises sont résumées dans le tableau ci-dessous.

| Entretoise | position             | Hauteur (mm) | Aire (10 <sup>2</sup> mm) | Inertie (10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> ) |
|------------|----------------------|--------------|---------------------------|--|
| IPE 300    | A mi- travée         | 300          | 53.8                      | 8356                                       |
| HEB600     | Au niveau des appuis | 600          | 270                       | 171040                                     |

Tab IV : Caractéristiques géométriques des entretoises

- **Nombre des entretoises :**

Le nombre des entretoises est égal à 16 dans les zones intermédiaires et 2 au niveau des appuis (piles).

- **La dalle :**

Pour une largeur de la dalle comprise entre 5 et 6m, son épaisseur sera de 25cm.



## IV-3.2 Variante 2 :

### Pont à poutres précontraintes par post-tension

#### IV-3.2.1 Introduction :

Un pont à poutres est un pont dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites, les ponts à poutres n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémité et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion.

Actuellement, les ponts à poutres en béton précontraint sont largement répandus pour le franchissement des moyennes portées grâce à la panoplie des choix qu'ils offrent.

Pour des portées allant de 30 à 50m, les ponts à poutres en béton précontraint s'imposent grâce à leur cout raisonnable et leur parfaite intégration avec l'environnement.

De point de vue exécution, ce type de ponts est facile à réaliser, notamment si on opte pour des ponts à poutres préfabriquées qui demandent moins de main d'œuvre et de matériel et offrent par conséquent une meilleure qualité de réalisation.

S'agissant de notre cas, l'une des solutions possibles pour le franchissement de l'oued est de construire un pont à poutres précontraintes par post-tension.

En effet, pour les raisons citées ci-dessous, cette variante constitue un choix de taille, notamment l'aspect économique.

Pour se faire, on a proposé une variante composée de 4 travées dont les deux centrales atteignent une portée de 35m chacune et celles de rive ont au portée égale à 27.6m

Cette conception offre plusieurs avantages, parmi lesquels on cite la facilité d'exécution liée au mode d'exécution qui permet d'éviter les cintres.

La qualité d'exécution résultant du recours à la préfabrication et le gain en termes de matière et de temps.

La durabilité des ouvrages, confirmée par les statistiques des cas pathologiques enregistrés sur les ponts et qui relèvent des désordres très rares pour ces types de ponts, souvent dus à une mauvaise réalisation ou à une mauvaise conception.



Néanmoins, cette méthode présente quelques inconvénients ; outre le poids très élevé du tablier, cette technique demande une main d'œuvre assez qualifiée, en particulier pour la mise en tension des câbles de précontrainte.

Inutile de citer les nombreuses déformations constatées au niveau des poutres, dues principalement à une compression excessive de leurs parties inférieures.

Enfin, ce type de pont exige un béton de très bonne qualité devant résister avant 28 jours.

### IV-3.2.2 Conception de la coupe longitudinale:

La variante proposée se compose de quatre travées isostatiques avec des portées de 35 m pour les travées centrales et de 27,6 m pour les travées de rive.

### IV-3.2.3 Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

#### A-poutre :

##### - Nombre de poutres:

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

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

$\lambda$  étant l'espacement entre les poutres, ceci est compris entre 1,5 m et 2,5 m

On opte pour un espacement  $\lambda$  de 1,6 m.

Ainsi,  $N = (10/1.6) + 1 = 7.25$ , donc  $N = 7$  poutres.

##### - Hauteur des poutres $h_{tm}$ , $h_{te}$ :

En se référant aux documents SETRA, relatifs au pré-dimensionnement des ponts à poutres précontraintes par post-tension, la hauteur des poutres est comprise entre 1/22 et 1/20 de la portée de la travée en question.

$$L/22 < h_t < L/20$$

$h_t$  : hauteur de la poutre.



**Travées de milieu  $h_{tm}$**

$$1.59m < h_{tm} < 1.75m$$

$$h_{tm} = 1.6 m$$

**Travées d'extrémités  $h_{te}$**

$$1.25 m < h_{te} < 1.38 m$$

$$h_{te} = 1.3m$$

- **Largeur de la table de compression  $b$  :**

$$0,6h_t < b < 0,7h_t$$

**Travées de milieu**

$$0.96 m < b_m < 1.12m$$

$$b_m = 1 m.$$

**Travées d'extrémités**

$$0.78m < b_e < 0.91m$$

$$b_e = 0.8 m.$$

- **Épaisseur de la table de compression  $e$ :**

$$12 \leq e \leq 15cm$$

On fixe :  $e=15cm$ .

- **Largeur du talon  $L_t$ :**

La largeur des talons dépend de l'élancement des poutres, mais elle est pratiquement Insensible à leurs portées.

$$50 cm \leq L_t \leq 80cm$$

On prend :  $L_t=50 cm$ .

- **Épaisseur du talon  $e_t$  :**

On fixe :  $e_t = 15cm$ .



- **Épaisseur de l'âme en travée  $b_0$ :**

Puisque,  $18 \text{ cm} < b_0 < 25 \text{ cm}$

On fixe :

$$b_0 = 20 \text{ cm.}$$

- **Épaisseur de l'âme à l'about  $b_0$ :**

L'épaisseur de l'âme doit être assez suffisante afin de reprendre l'effort tranchant si important sur appui, aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

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

- **Goussets :**

C'est l'angle disposé devant permettre l'amélioration de la section ainsi qu'un bon placement des armatures d'acier et des câbles de précontrainte.

Cet angle varie entre :  $45^\circ < \alpha < 56^\circ$ .

- **Gousset du talon :**

**En travée :**

$$\alpha_3 = 45^\circ.$$

$$e_3 = 20 \text{ cm.}$$

Sur appui, il n'est y a pas de gousset

- **Gousset de la table de compression:**

**En travée :**

$$\alpha_1 = 8^\circ$$

$$e_1 = 5 \text{ cm.}$$



$$\alpha_2 = 45^\circ$$

$$e_2 = 10\text{cm.}$$

**Sur appui:**

$$\alpha_1 = 8^\circ$$

$$e_1 = 5\text{cm.}$$

- **Epaisseur du l'hourdis  $h_0$ :**

$$18\text{cm} \leq h_0 \leq 25\text{cm}$$

On prend :  $h_0 = 20\text{cm.}$

- **Epaisseur de la dalette:**

On prend  $e = 5\text{ cm}$

Avec un ancrage de 5cm.

- **La dalle :**

La dalle sert à transmettre les charges et les surcharges aux poutres.

Son épaisseur varie entre 20 et 30cm.

On prend :

$$e = 20\text{ cm.}$$





### IV-3.3 Variante 3 :

#### Pont construit par encorbellement successif

##### IV-3.3.1 Introduction :

La construction par encorbellements successifs, consistant à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne.

Dès l'Antiquité, elle fut appliquée à la construction de voûtes en Europe et en Amérique du Sud (notamment pour la construction des voûtes maya), et à celle de ponts en bois.

Appliquée à la construction des ponts métalliques en arc, comme les viaducs de gabarit et du Viaur.

Plus récemment, elle fut appliquée à la construction des ponts à haubans métalliques.

Dans le domaine du béton précontraint, la construction par encorbellement successif s'applique majoritairement à des ponts dont les tabliers peuvent être assimilés à des poutres droites ou courbes en plan et sont construits à partir de leurs appuis avec des voussoirs coulés en place ou préfabriqués.

Cette méthode s'est vue fréquemment appliquer de par les avantages qu'elle offre notamment le franchissement des grandes portées.

##### IV-3.3.2 Technique du procédé :

Ce mode de construction consiste à réaliser l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède.

Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.



La réalisation se fait généralement symétriquement, de part et d'autre d'une pile de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de la réalisation.

La double console ainsi obtenue est appelée fléau.

Dans certains cas, la réalisation se fait dis symétriquement, d'un seul côté, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.

Ou parfois, à titre exceptionnel à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contrepoids dimensionné en conséquence et faisant partie du tablier lui-même.

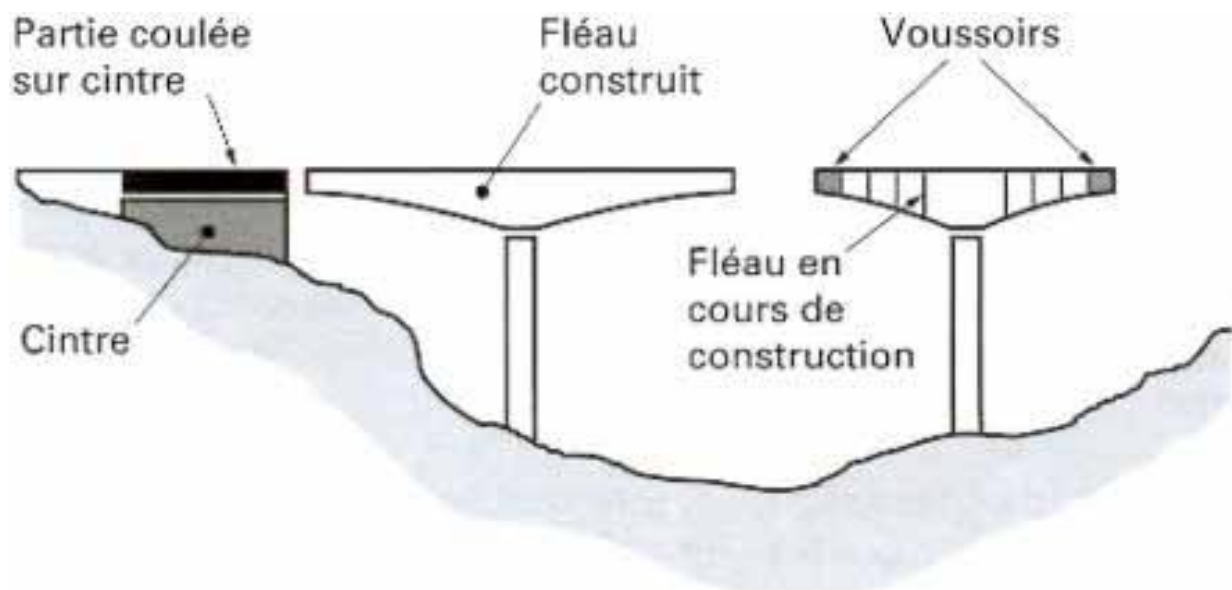


Fig IV-1 : Mode de réalisation d'un voussoir

### IV-3.3.3 Domaine d'emploi :

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150 m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

Le record mondial de portée des ponts en béton construits par encorbellements successifs est détenu actuellement par le Stolma Bridge, en Norvège, avec 301 m.



Il est suivi de près par le Raftsundet Bridge, dans les îles Lofoten, toujours en Norvège, dont la portée centrale atteint les 298 m.

Ces deux ponts, mis en service fin 1998, comportent une partie de leur travée centrale en béton léger.

Actuellement, la gamme des ponts construits par encorbellement successifs s'étend Jusqu' à 300m. Pour des portées inférieures à 80m, les ponts sont généralement de hauteur constante, ils sont concurrencés par les ponts mixtes ou par les ponts poussés construits en béton précontraint.

Pour des portées comprises entre 70 et 120m, la hauteur peut être constante ou variable.

### **IV-3.3.4 Conception générale :**

#### **IV-3.3.4.1 Répartition des travées :**

On va choisir une conception où les travées principales sont identiques, cette disposition permet de réaliser des fléaux tous identiques visant la simplification de la conception du matériel de pose ou de bétonnage et l'amélioration du rendement.

Les travées de rives auront une longueur comprise entre 0.5 L et 0.6 L.

Donc, la variante sera composée de trois travées dont la travée centrale a une portée de 60m, les travées de rives ont une portée de 32.6m.

Ce choix se justifie par le fait de la présence de l'oued, donc pour qu'il n'y ait pas d'affouillement au niveau des appuis, il est plus loisible d'éloigner les appuis du lit de l'oued.

Cette conception obéit bien à la règle de non soulèvement du tablier.

Le tablier aura une hauteur constante pour des raisons économiques car il serait intéressant de concevoir un tablier à hauteur constante dans ce cas étant donné la portée totale de l'ouvrage que de concevoir un tablier à hauteur variable. Les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible.



Dans ce cas, la hauteur du tablier est comprise entre un 1/20 à 1/25 de la portée maximale, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

Le tablier repose sur des appuis simples en service pendant que, lors de la réalisation, il est encastré sur piles grâce aux dispositifs de stabilité des fléaux.

Les appareils d'appuis définitifs sont des appareils à pot d'élastomère qui sont plus adaptés pour ce type de ponts de par leur robustesse et leur compatibilité avec des charges verticales très importantes et compactes.

### IV-3.3.1 Conception de la section transversale :

La conception de la section transversale exige une section qui résiste à la torsion, c'est parmi les raisons pour lesquelles les concepteurs ont opté pour la section en caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité de la section et confère ainsi au câblage une bonne efficacité sur pile.

Ainsi, on va opter pour un mono caisson simple (constitué de deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine) et l'hourdis supérieur sera en béton armé.

Ce choix est le plus économique étant donné la largeur du tablier (10m)

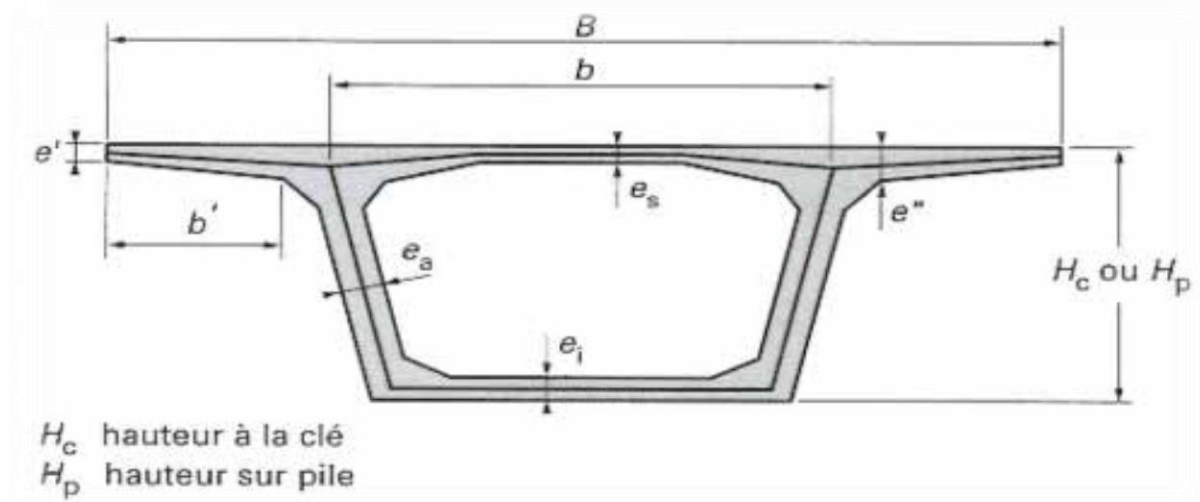


Fig IV-2 : Coupe transversale d'un caisson unicellulaire

**IV-3.3.5 Pré-dimensionnement des éléments du tablier :****- Hauteur du tablier:**

La hauteur du tablier  $H_t$  est comprise entre  $L_c/20$  et  $L_c/25$

Avec :

$L_c$  : portée de la travée centrale.

$$L_c/25 \leq H_t \leq L_c/20$$

$$\rightarrow 2.4\text{m} \leq H_t \leq 3\text{m}$$

On choisit  $H_t = 2.5\text{m}$

**- Largeur de l'encorbellement  $b'$  :**

On prend :

$b' = 1.7\text{m}$ .

**IV-3.3.6 Pré-dimensionnement de la section transversale :****- Épaisseur des âmes :**

Les âmes du caisson sont généralement inclinées, car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile.

L'inclinaison généralement adoptée se situe entre 10 et 30 %.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est variable pour les voussoirs à hauteur constante.

Verticalement, les âmes ont une épaisseur constante sur toute leur hauteur.

L'épaisseur  $E_a$  de l'âme est donnée par la relation suivante :

$$E_a = L_c/275 + 1,25 \times B/L_c - 0,125$$

$$E_a = 60/275 + 1,25 \times 10/60 - 0,125$$

$$E_a = 0,301\text{m}$$

On prend:



$E_a=35\text{cm}$ .

- **Épaisseur du hourdis inférieur  $e_{\text{inf}}$  :**

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

Dans les parties centrales des travées, l'épaisseur du hourdis inférieur varie entre 18 et 22 cm pour limiter le poids propre du caisson.

Sur pile, l'épaisseur varie entre 35 à 80cm.

On choisit :

$E_{\text{travée}}=20\text{cm}$

$E_{\text{pile}} =50\text{cm}$

- **Épaisseur du hourdis supérieur  $e_{\text{sup}}$  :**

Son épaisseur dépend du dispositif de retenue choisi

$e_{\text{sup}} =b/25$

$=0.2\text{m}$

On choisit :

$e_{\text{sup}} =25\text{cm}$

- **Dimensionnement des goussets supérieurs :**

Les goussets supérieurs doivent satisfaire les conditions suivantes :

Ils épaississent le hourdis dans des zones où les efforts transversaux sont importants, leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.

Aussi, Ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage, permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leur ancrage.





Enfin, Ils engraisent les nœuds âmes/hourdis supérieur pour que ceux-ci puissent encaisser les efforts dus à la diffusion des câbles de fléaux, maintenant presque toujours ancrés dans ces nœuds.

Les goussets sont dessinés de manière empirique dans les calculs de dégrossissage et ne sont fixés précisément qu'après détermination du câblage de fléau et du ferrailage transversal ; leur contour inférieur est toujours rectiligne présentant ainsi un angle  $\alpha$  compris entre 30 et 45°.

Quant au contour extérieur, il est souvent de forme circulaire pour des raisons purement esthétiques.

### - Dimensionnement des goussets inférieurs :

Les goussets inférieurs sont conçus pour assurer la transition entre les âmes et le hourdis inférieur ainsi que pour loger les câbles de continuité intérieure.

Ils sont coffrés par la partie inférieure du noyau central du coffrage du voussoir.

Leur pente est comprise entre 40 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids des cailloux ou défaut de bétonnage.

### - Pré-dimensionnement des entretoises :

Les ponts construits en encorbellement successifs contiennent un grand nombre d'entretoises au droit des piles et des culées, ceci dans le but de transmettre les flux de cisaillement des âmes et des hourdis dus à l'effort tranchant et la torsion du tablier aux appareils d'appuis et aux piles, de transmettre la composante verticale de la contrainte normale dans le hourdis inférieur aux appareils d'appuis et aux piles, de reprendre les charges locales sur le hourdis supérieur entre âmes, d'assurer l'ancrage des câbles de précontrainte extérieure au béton et la diffusion de leurs efforts en phase d'exploitation, tandis qu'en construction, les entretoises assurent la transmission des flux de cisaillement des âmes et des hourdis dus à l'effort tranchant et à la torsion du tablier aux appareils d'appui provisoires et aux piles, la transmettent la composante verticale de la contrainte normale dans le hourdis inférieur (effet Résal) aux appareils d'appui provisoires et aux piles,



la reprise des efforts dus aux systèmes de stabilisation du fléau et permettent la transmission des efforts aux appareils d'appui provisoires.

Pour ceci, il y a lieu de choisir des voussoirs à section pleine d'une ouverture de 2m de largeur et 1m de hauteur pour les voussoirs se situant sur pile ou sur culée dans le but d'assurer une bonne circulation à l'intérieur du caisson.

- **Dimensionnement de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle varie entre 20 et 30cm, on prend une épaisseur de 25cm.

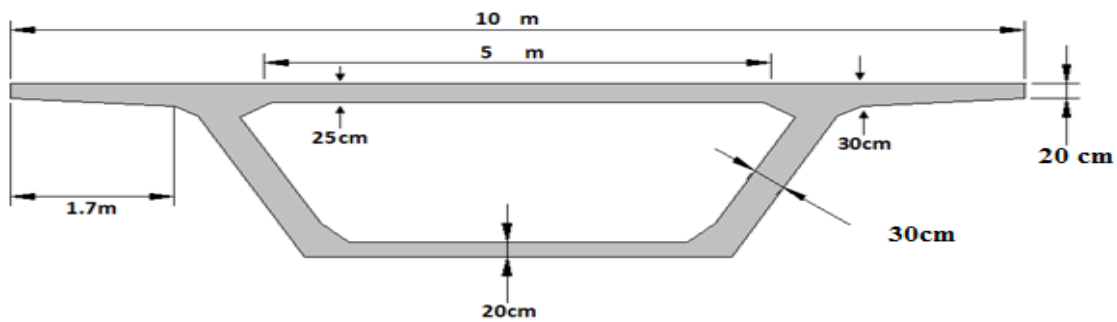


Fig IV-3 : Description de la coupe transversale d'un voussoir en travée

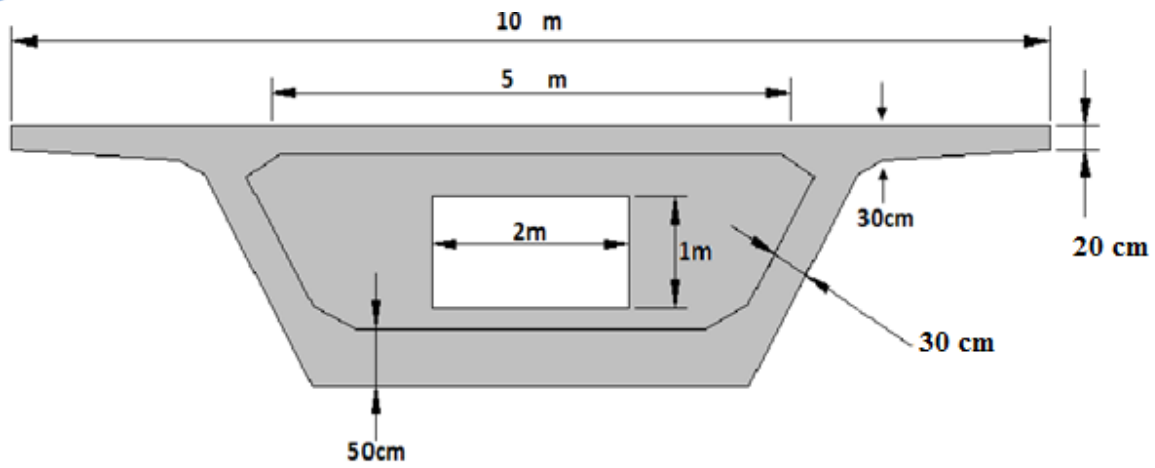


Fig IV-4 : Description de la coupe transversale d'un voussoir sur appui

#### IV-4 Choix de la variante :

On cherche souvent à concevoir et à réaliser un projet qui répond à tous les critères et qui soit faisable du point de vue économique, d'esthétique, mode d'exécution et de durabilité.

Dans notre cas, la solution à ce problème n'est pas unique et on a énuméré toutes les variantes possibles.

Cependant, il y a lieu d'en choisir la meilleure de point de vue économique, fonctionnel, architectural et durabilité ; ce qui nous ramènera à faire une analyse comparative entre les différentes variantes en tenant compte des critères cités ci-dessous.

Le pont mixte bipoutre offre plusieurs avantages, outre sa facilité et sa rapidité d'exécution, ce type de pont n'exige pas un matériel spécifique et permet de réduire le nombre d'assemblage coûteux en termes de temps d'usinage.

Ainsi, il offre une panoplie de choix (des portées allant de 30 à 110m) et s'intègre parfaitement avec l'environnement.

Néanmoins, le seul bémol des ponts mixtes est l'entretien périodique très ennuyeux contre la corrosion.

Quant au pont à poutres en béton précontraint par poste-tension, ce type offre plusieurs avantages, notamment la qualité du béton mis en œuvre en atelier, la réduction du nombre d'échafaudages, la rapidité d'exécution liée au recours à la préfabrication des poutres ce qui permet de gagner en matière de temps. Aussi, Ce choix constitue une solution économique indéniable pour des portées comprises entre 30 et 50m.

Ce constat est confirmé par les cas pathologiques très rares enregistrés pour ce type de ponts et qui sont souvent le résultat d'une mauvaise conception ou réalisation.

Sur la balance des inconvénients, il est à signaler le nombre très important des appuis jugé très contraignant dans notre cas, puisque il s'agit d'un oued.

Aussi, l'inconfort causé par la présence des joints de chaussées au-dessus de chaque appui est à constater, synonyme de désagrément chez les usagés.

Enfin, le poids jugé très excessif s'ajoute à la liste des inconvénients.

S'agissant du pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, il convient d'énumérer les avantages offerts par cette technique, en particulier l'économie significative liée à la suppression des cintres et échafaudages, l'augmentation du rendement de la main d'œuvre en raison de la mécanisation des tâches, la rapidité d'exécution liée au recours à la préfabrication et la parfaite intégration du pont avec le milieu entre autre.

Bien que ce type offre de nombreux avantages, force est de constater quelques inconvénients.

En effet, cette technique exige une certaine maîtrise de la part des entreprises chargées de la réalisation, notamment en Algérie où cette technique est relativement nouvelle et elle n'est pas encore maîtrisable.

Aussi, cette technique comprend des risques liés à la phase de réalisation.

Enfin, il est à signaler que le cout de ce type est relativement élevé du fait de l'utilisation de nombreux câbles de précontrainte.

Du point de vue économique, il y a lieu de faire une comparaison entre les trois variantes.

Le cout global du pont est souvent prédominé par le cout du tablier.

Le tableau suivant résume les couts estimatifs et quantitatifs des différentes parties du pont pour les trois variantes.

| Quantité   | prix unitaire | Variante 1 Pont mixte | Variante 2 VIPP | Variante 3 Pont par encorbellement successif |
|--|---------------|-----------------------|-----------------|--|
| Béton pour les éléments préfabriqués (m <sup>3</sup> ) | 18000         | /                     | 867.58          | 558.07                                       |
| Béton pour les piles et les culées (m <sup>3</sup> )   | 16000         | 170.53                | /               | /  |
| Béton pour la dalle (m <sup>3</sup> )                  | 15200         | 312.5                 | 250.4           | 312.5  |
| Tonnage d'acier PRS (T/m <sup>2</sup> )                | 380000        | 0.167                 | /               | /  |
| Tonnage des aciers passifs Fe E40 A(T)                 | 125000        | 37.5                  | 35.05           | 43.75  |
| Tonnage des aciers actifs(T)                           | 135000        | 14.06                 | 11.26           | 14.06  |
| Exécution des pieux (ml)                               | 45000         | 448                   | 568             | 448  |
| Appareils d'appuis (U)                                 | 80000         | 8                     | 35              | 8  |
| Joints de chaussée (ml)                                | 100000        | 40                    | 50              | 40   |
| Montage des gardes corps (ml)                          | 12000         | 125.2                 | 125.2           | 125.2  |
| <b>Total</b>   |               | <b>40429940</b>       | <b>60186270</b> | <b>48464510</b>                              |

Tab IV-3 Estimation des couts

### IV-4.1 Synthèse :

En vertu du tableau ci-dessous, la supériorité du pont mixte sur le plan économique se fait rapidement remarquer ; ce qui constitue un argument de taille pour le choix de la variante, outre sa facilité et sa rapidité d'exécution.

Donc, le choix de la variante s'est vu porté sur le pont mixte.

### IV-5 Conception des appuis :

Les appuis sont des éléments intermédiaires ayant pour rôle la transmission des efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation.

Les appuis sont classés selon leur rôle mécanique en deux grandes familles :

- Les appuis transmettant les charges verticales seulement ou quasi verticales, en l'occurrence, les piles
- Les appuis transmettant les charges verticales et horizontales importantes, ce sont les culées.

Les appuis comportent généralement deux parties bien distinctes :

- Une superstructure ou fut sur laquelle repose le tablier de pont par l'intermédiaire des appareils d'appuis.

La superstructure est constituée soit par un ou plusieurs voiles ou par une série de colonne ou poteaux généralement surmontés d'un chevêtre ; la superstructure repose éventuellement sur une nervure jouant le rôle de simple soubassement ou d'élément de répartition et de raidissement.

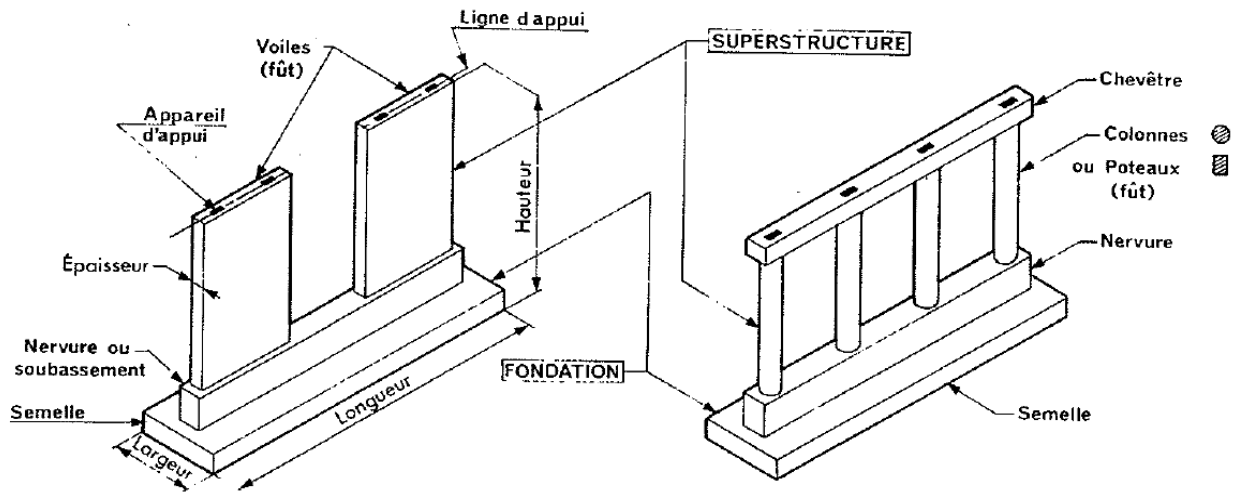


Fig IV-5 : Types de plies

Une pile est définie par ses caractéristiques géométriques et mécaniques.

Les propriétés géométriques doivent répondre aux exigences du franchissement.

De même pour les caractéristiques mécaniques.

Les piles sont classées en trois grandes catégories :

- Les piles constituées d'éléments longs ou voiles où chaque élément reçoit au minimum deux appareils d'appuis.
- Les piles constituées d'éléments courts soit des colonnes soit des poteaux, chaque élément reçoit un seul appareil d'appui.
- Les piles spéciales, de forme composite, destinées aux viaducs ou aux ouvrages spéciaux.

#### IV-5.1 Conception des piles :

Les piles sont des appuis ayant pour rôle la transmission des charges dues au tablier au sol de fondation, leur conception obéit à plusieurs critères, entre autre le type de fonctionnement du tablier, son mode de construction ainsi qu'aux contraintes naturelles et fonctionnelles du site en question.

Ainsi, en présence d'un oued le choix se fait vite porter sur les piles à fût en raison de leur capacité à résister quant aux chocs provoqués par l'écoulement d'eau et aux risques d'affouillement.

Aussi, ce type de piles est facile à réaliser et à modéliser.

Et c'est d'ailleurs le cas de notre ouvrage.

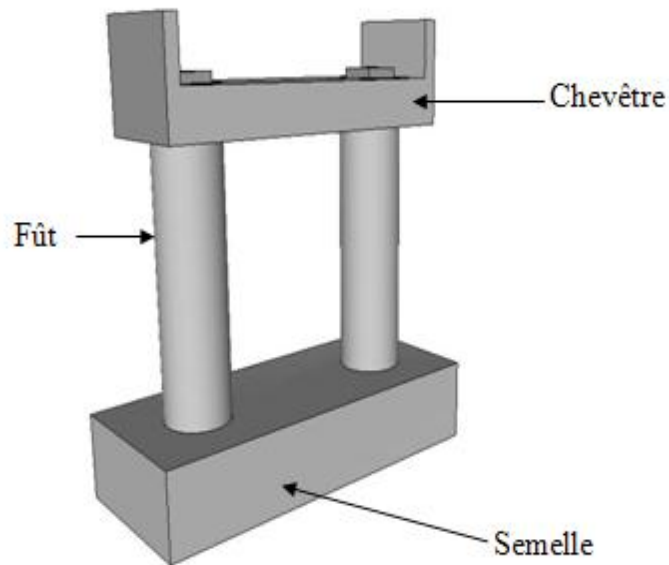


Fig IV-6 : Pile à chevêtre

## IV-5.2 Pré-dimensionnement des piles :

### A-Chevêtre :

C'est l'élément devant assurer la transmission des charges aux fûts et sur lequel reposent les poutres, il assure aussi un certain contreventement lors de la construction avant la mise en place du tablier.

#### - L'épaisseur :

Son épaisseur est fonction de la hauteur du tablier ;



$$h_c \leq 1.25h_t$$

Avec :

$h_t$  : hauteur totale du tablier.

$h_t = 2,13\text{m}$  dans notre cas.

Donc,  $h_c \leq 2.66\text{m}$

On prend :

$$h_c = 1.5\text{m}.$$

- **La largeur :**

La largeur des chevêtres  $l_c$  est égale à 1.8m.

- **La longueur :**

La longueur des chevêtres est égale à 9.5m.

- **Fûts :**

Les fûts sont conçus pour la transmission des charges aux semelles, ils sont placés au droit des descentes de charge.

L'ouvrage en question étant un pont mixte bipoutre, il convient le mieux d'opter pour une pile à deux notamment pour des raisons économiques.

Le diamètre minimum des fûts étant de 1.2m, on choisira  $d_f = 1.5\text{ m}$ .

Les deux fûts seront espacés de 5.5m entre axe.

| Fût i       | P1  | P2   |
|-------------|-----|------|
| Hauteur (m) | 7,3 | 6,86 |

Tab IV-4 Hauteur des futs



### IV-5.3 Pré-dimensionnement des semelles :

- **L'épaisseur e:**

$$E=1.2 \times d$$

$$=1.8\text{m}$$

On prend :

$$E=2\text{m.}$$

- **La largeur l :**

La largeur de la semelle sera prise égale à 6m.

- **La longueur L :**

La longueur de la semelle est égale à 10m.

### IV-5.2 Conception des culées :

La culée est un appui d'extrémité qui permet de transmettre les efforts depuis le tablier jusqu'au sol de fondation ainsi que le raccordement de l'ouvrage avec le tracé routier afin qu'il y a continuité entre ce dernier et l'ouvrage en question.

Les culées existent en trois types :

- Les culées remblayées.
- Les culées enterrées.
- Les culées creuses.

- **Les culées enterrées :**

Ce sont les culées dont la structure porteuse se trouve sous le remblai, leur rôle consiste en le maintien de la structure porteuse, puisque les culées enterrées sont peu sollicitées par rapport aux culées remblayées.

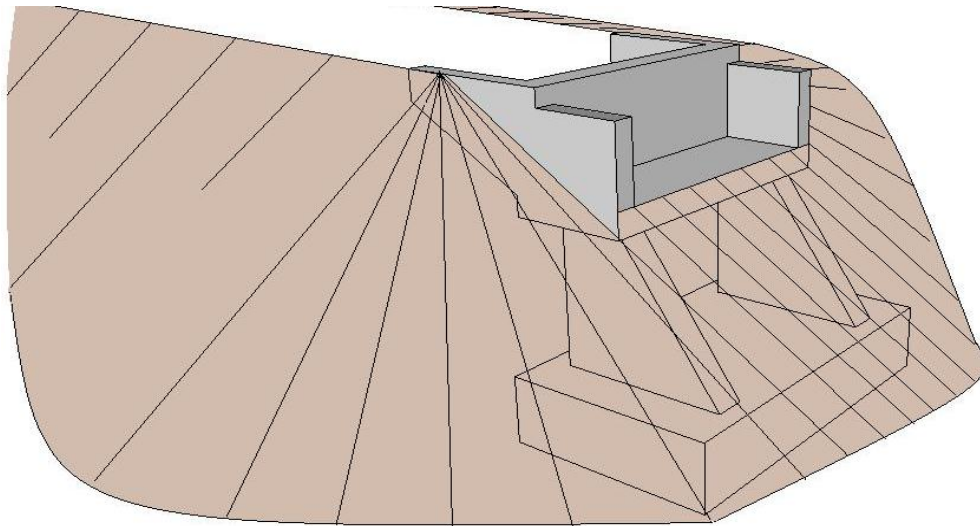


Fig IV-7 : Exemple d'une culée enterrée

#### - Les culées remblayées :

Les culées remblayées sont les culées dont la structure porteuse se trouve au-dessus du remblai.

Une culée remblayée est constituée d'un ensemble de murs en béton armé, un perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage, appelé mur de front, les autres sont des murs latéraux, appelés des murs en retour ; ils jouent le rôle de soutènement de la structure porteuse.

#### - Choix du type de culée :

Le choix du type de culée est conditionné par le profil en long du site.

En effet, le profil en long est un moyen déterminant pour le choix du type de culée (Culée remblayée ou enterrée).

S'agissant de notre cas, il convient le mieux d'opter pour des culées remblayées que des culées enterrées.

### V-1 Introduction :

Dans ce chapitre, il est question de définir et calculer toutes les charges et les surcharges devant s'appliquer sur le pont ainsi que les efforts qui leur sont associés (le moment fléchissant et l'effort tranchant pour chacune des charges définies ci-après).

Par conséquent, quelques notions sont à définir, histoire de lever l'ambiguïté sur ces derniers, entre autre la largeur roulable, la largeur chargeable et la classe d'un pont.

Selon le fascicule 61 titre II, la largeur roulable est définie comme étant la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures, y compris les bondes dérasées, les bondes d'arrêt d'urgence si elles existent.

Pour sa part, la largeur chargeable est déduite de la largeur roulable en retranchant 0,5m le long de chaque dispositif de retenue s'il en existe.

Le pont faisant l'objet de la présente étude comporte deux voies de circulation d'une largeur de 3,5m chacune et deux trottoirs d'une largeur de 1,5m chacun, totalisant ainsi une largeur de 10m.

Donc, la largeur roulable, qui n'est autre que la largeur chargeable, est d'une largeur de 7m pour notre cas.

### V-2 Classe du pont :

En se référant au fascicule 61 titre II, les ponts sont classés en trois catégories suivant leur largeur roulable  $L_r$ .

Dans la 1<sup>ère</sup> classe sont rangés tous les ponts dont la largeur roulable  $L_r$  est supérieure ou égale à 7m.

Dans la deuxième classe sont rangés ceux possédant une largeur roulable  $L_r$  comprise entre 5,5m et 7m.

Enfin, la troisième classe comporte les ponts dont la largeur roulable  $L_r$  est inférieure à 5,5m. Notre pont comporte deux voies de circulation de 3.5m de largeur chacune.

Donc, il est de première classe.

### V-2.1 Nombre de voies :

$$N=L_r/3 =7/3=2.33$$

Donc, N=2 voies.

### V-2.2 Largeur des voies :

La largeur des voies est de 3,5m chacune, puisque il s'agit d'un pont de 1<sup>ère</sup> classe.

### V-3 Evaluation des charges et surcharges :

Un pont est censé supporter outre les charges permanentes et variables, mais aussi des surcharges bien définies dans le règlement en vigueur, en l'occurrence le fascicule 61 titre II pour ce qui est de notre cas.

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs (les poutres, les entretoises et la dalle) et les autres charges complémentaires nécessaires au bon fonctionnement et une meilleure bonne exploitation de l'ouvrage (les corniches, les gardes corps, les trottoirs, la couche de roulement et la couche d'étanchéité entre autre).

De leur part, les charges variables sont dus aux forces de freinage, aux effets dynamiques, aux charges appliquées en cours d'exécution et autres charges d'exploitation.

Quant aux surcharges, elles sont de nature variable.

Selon le fascicule 61 titre II, un pont de 1<sup>ère</sup> classe est soumis aux sur charges suivantes :

- Le système A(L)
- Le système B
- Les surcharges militaires Mc 120
- Le convoi exceptionnel D240
- Les surcharges des trottoirs.

**V-4 Calcul des charges :**

Le calcul des charges se fait de la manière suivante :

La charge permanente, induite aussi bien par le poids propre du tablier que par les équipements, sera divisée en deux secteurs vis-à-vis du rôle qui leur est attribué.

Ainsi, on distingue :

La charge permanente, notée CP, incluant tous les éléments porteurs (poutres, entretoises et dalle) ;

Le complément des charges permanentes, noté CCP, qui comprend les trottoirs, les corniches, la couche de revêtement et d'étanchéité ainsi que le garde-corps.

**V-4.1 Calcul de la charge permanente CP :****- Poids des poutres :**

$$P_1 = [(30 \times 500) + (40 \times 600) + (1730 \times 20)] \times 7,87 \times 20 \times 10^{-6}$$

$$P_1 = 11,58t.$$

$$P_2 = [(40 \times 500) + (50 \times 650) + (1710 \times 20)] \times 7,87 \times 7 \times 10^{-6}$$

$$P_2 = 4,77t$$

$$P_3 = [(50 \times 550) + (650 \times 60) + (1690 \times 20)] \times 7,87 \times 20,5 \times 10^{-6}$$

$$P_3 = 16,18t$$

$$P_4 = [(40 \times 500) + (50 \times 650) + (1710 \times 20)] \times 7,87 \times 30,5 \times 10^{-6}$$

$$P_4 = 20,81t$$

$$P_5 = [(50 \times 550) + (60 \times 650) + (1690 \times 20)] \times 7,87 \times 20,15 \times 10^{-6}$$

$$P_5 = 6,86 + 8,5$$

$$P_5 = 15,90t$$

$$P_6 = [(40 \times 500) + (650 \times 50) + (1710 \times 20)] \times 7,87 \times 7 \times 10^{-6}$$

$$P_6 = 4,77t$$

$$P_7 = [(30 \times 500) + (40 \times 600) + (1730 \times 20)] \times 7,87 \times 20 \times 10^{-6}$$

$$P_7 = 11,58 \text{ t}$$

- **Poids des entretoises :**

Il rappelle que les entretoises choisies sont :

Les IPE 300 pour les zones à mi- travée ;

Les HEB 600 en zones sur appui.

$$P (\text{IPE}300) = 5, 5 \times [S \text{ IPE}300] \times 7, 87 = 0,232 \text{ t.}$$

$$P (\text{IPE}) 300 = 0,232 \text{ t}$$

$$P (\text{HEB}600) = 5, 5 \times [S \text{ HEB}600] \times 7, 87 = 1, 16 \text{ t}$$

$$P (\text{HEB}600) = 1,16 \text{ t}$$

- **Poids de la dalle PD :**

On a choisi une dalle de 25 cm d'épaisseur.

$$P_d = 0,25 \times 10 \times 2,5 = 6,25 \text{ t/ml.}$$

$$P_d = 6.25 \text{ t/ml}$$

- **Poids du gousset Pg :**

$$P_g = 2 \times \frac{0,55 \times 0,65}{2} \times 0,05 \times 2,5$$

$$P_g = 0,15 \text{ t/ml}$$

$$CP : CP = PD + Pg + Pp = 6,25 + 0,15 + 0,68$$

$$CP = 7,08 \text{ t/ml.}$$

**V-4.2 Calcul des charges complémentaires CCP :****- Poids du revêtement et d'étanchéité :**

On prévoit une couche de revêtement en béton bitumineux BB de 6 cm d'épaisseur ainsi qu'une couche d'étanchéité de 2cm d'épaisseur.

Le BB a une densité de 2,2 t/m<sup>3</sup>

$$P_r = (0,06m + 0,02m) \times 2,2t/m^3 \times 7m$$

$$P_r = 1,232 \text{ t/ml}$$

**- Poids des trottoirs Pt :**

$$St = \frac{0,25 + 0,24}{2} \times 1,5$$

$$= 0,3675 \text{ t/ml}$$

St : la section transversale du trottoir

$$P_t = 0,3675 \times 2 \times 2,5 = 1,8375 \text{ t/ml}$$

$$P_t = 1.8375 \text{ t/ml}$$

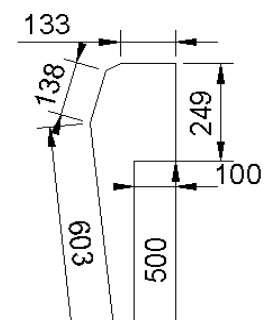
**- Poids de la corniche :**

$$S_c = 0.0810 \text{ m}^2,$$

S<sub>c</sub> : est la surface transversale de la corniche.

$$P_c = 0,0810 \times 2 \times 2,5 = 0,405 \text{ t/ml.}$$

$$P_c = 0,405 \text{ t/ml}$$



figV-2 coupe transversale corniche

- Poids du garde-corps  $P_{Gc}$  :

$$P_{Gc} = 0,10 \text{ t/ml} \times 2$$

$$= 0,20 \text{ t/ml.}$$

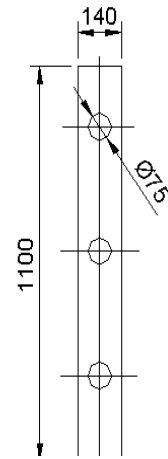
$$P_{Gc} = 0,20 \text{ t/ml}$$

$$CCP = P_r + P_t + P_c + P_{gc}$$

$$= 1,232 + 1,8375 + 0,405 + 0,20$$

$$= 3,6745 \text{ t/ml.}$$

$$CCP = 3.6745 \text{ t/ml.}$$



figV-3 coupe transversale garde corps

| Charges | Eléments               | Poids (t/ml) | Poids (t) |
|---------|------------------------|--------------|-----------|
| CP      | Poutres                | 1.36         | 171.18    |
|         | Dalle + Gousset        | 6.4          | 801.28    |
|         | Entretoises            | 0.046        | 5.778     |
| CCP     | Trottoir               | 1.8375       | 230.055   |
|         | Revêtement Étanchéité  | 1.232        | 187.52    |
|         | Garde Corps            | 0.20         | 25.04     |
|         | Corniche               | 0.405        | 50.706    |
|         | Poids total du tablier | 11.4805      | 1471.559  |

Tab V-1 Récapitulation des résultats.

**V-5 Calcul des efforts dus aux charges CP et CCP :**

**V-5.1 Calcul des efforts sous chargement CP :**

Le calcul se fait par la méthode des trois moments, puisque il s'agit d'une structure hyperstatique.

$$\frac{M_{k-1}}{I_{k-1}} L_k + 2M_k \left( \frac{L_k}{(EI)_k} + \frac{L_{k+1}}{(EI)_{k+1}} \right) + \frac{M_{k+1}}{I_{k+1}} L_{k+1} = -6E(R_K^{g(f)} + R_K^{d(f)})$$

Avec :

$M_{k+1}$  : Moment fléchissant a l'appui k+1 ;

$L_{k+1}$ : longueur de la travée k+1 ;

$M_k$  : moment fléchissant a l'appui k ;

$L_k$  : longueur de la travée k ;

$R_k^{g(f)}$  : rotation de l'appui gauche de la travée k en poutre simple due aux charges ;

$R_k^{d(f)}$  : rotation de l'appui droit de la travée k en poutre simple due aux charges.

- Pour K=1 on a:

$$\frac{M_0}{I_1} L_1 + 2 \frac{M_1}{I_2} (L_1 + L_2) + \frac{M_2}{I_3} L_2 = -6E(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$M_0=M_3=0, M_1 \neq 0, L_1=37,6m, L_2=50m$

$$R_0^{d(f)} = R_1^{g(f)} = \frac{qL_1^3}{24EI_2}$$

$$R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI_3}$$

$$0,36 M_1 + 0,1 M_2 = -336,74 \dots\dots (1).$$

- Pour K=2 on a:



$$\frac{M_1}{I_2} L_2 + 2 \frac{M_2}{I_3} (L_2 + L_3) + \frac{M_3}{I_4} L_4 = -6E(R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$0,1M_1 + 0,36 M_2 = -336,74 \dots\dots(2).$$

$$M_1 = M_2 = -795.4 \text{ Tm}, M_0 = M_3 = 0.$$

**V-5.1.1 Calcul des réactions :**

$$R_k = R_k^f + \frac{M_{k-1} - M_k}{L_k} + \frac{M_{k+1} - M_k}{L_{k+1}}$$

$$R_0 = 73,37 \text{ t}$$

$$R_1 = 73,37 + 97,57 + \frac{795,4}{37,6} = 192.105 \text{ t}$$

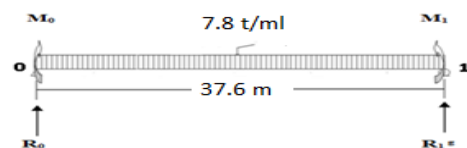
$$R_2 = 73,37 + 97,57 + \frac{795,4}{37,6} = 192.105 \text{ t}$$

$$R_3 = 73,37 \text{ t}$$

**V-5.1.2 Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant :**

$$T_i(x) = Z_i(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

$$M_i(x) = M_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \left(\frac{x}{L_i}\right)$$



Avec :

\$Z\_i(x)\$ : effort tranchant isostatique en travée \$i\$ ;

\$M\_i(x)\$ : moment fléchissant de la travée isostatique en travée \$i\$.

**- Travée 1 :**

\$0 \le x \le 37,6\text{m}\$ ; \$87,6 \le x \le 125,2\text{m}\$ (cause de symétrie de l'ouvrage)

$$Z_1(x) = R_0 - G x$$

$$R_0 = \frac{CP \times L_i}{2}$$

$$T(x) = \frac{CP \times L_i}{2} - CP \cdot x + \frac{M_0 - M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow T(x) = -3,903 \cdot x + 82,33$$

$$M(x) = \left(\frac{G \cdot L_1}{2}\right) \cdot x - G \cdot \frac{x^2}{2} + M_0 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_1 \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow M(x) = -1,95 \cdot x^2 + 64,42 \cdot x$$

- Travée 2 :

$$37,6\text{m} \leq x \leq 87,6\text{m},$$

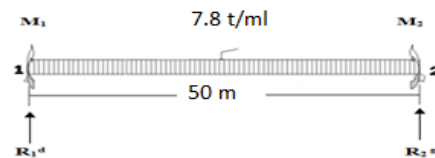
$$Z_2(x) = R_2^d - cp \cdot x,$$

$$T(x) = \frac{CP \times L_2}{2} - cp \cdot x + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$\Rightarrow T(x) = -3,903 \cdot x + 97,57$$

$$M(x) = \left(\frac{CP \times L_2}{2}\right) \cdot x - cp \cdot \frac{x^2}{2} + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \frac{x}{L_2}$$

$$M(x) = -1,95 \cdot x^2 + 97,57 \cdot x - 795,4$$



| CP                          | Efforts             |                     |         |
|-----------------------------|---------------------|---------------------|---------|
|                             | M <sup>+</sup> (Tm) | M <sup>-</sup> (Tm) | T (T)   |
| Section                     |                     |                     |         |
| S <sub>1</sub> x=0          | 0                   | 0                   | 94,530  |
| S <sub>2</sub> : x=6,26 m   | 250,481             | -                   | 70,097  |
| S <sub>3</sub> : x=12,52 m  | 348,131             | -                   | 45,664  |
| S <sub>4</sub> : x=18,78 m  | 292,949             | -                   | 21,232  |
| S <sub>5</sub> : x=25,04 m  | 84,936              | -                   | -3,201  |
| S <sub>6</sub> : x=31,3 m   | -                   | -275,910            | -27,634 |
| S <sub>7</sub> : x=37,6 m   | -                   | -793,360            | 97,570  |
| S <sub>8</sub> : x=43.85 m  | -                   | -261,759            | 73,176  |
| S <sub>9</sub> : x=50,1 m   | 119,538             | -                   | 48,783  |
| S <sub>10</sub> : x=56,35 m | 348,491             | -                   | 24,389  |
| S <sub>11</sub> : x=62,6 m  | 425,100             | -                   | 0       |

Tab V-2 Résultats des efforts dus à la charges CP

**V-5.2 Calcul des efforts sous chargement ccp :**

Les efforts dûs au complément des charges seront calculés de la même manière que les charges CP c'est-à-dire en utilisant la méthode des trois moments.

Ainsi, le tableau suivant résume les résultats des efforts au niveau des différentes sections.

| CCP                         | Efforts             |                     |        |
|-----------------------------|---------------------|---------------------|--------|
| Section                     | M <sup>+</sup> (Tm) | M <sup>-</sup> (Tm) | T (T)  |
| S <sub>1</sub> x=0          | 0                   | 0                   | 27,120 |
| S <sub>2</sub> : x=6,26 m   | 27,644              | -                   | 21,392 |
| S <sub>3</sub> : x=12,52 m  | 19,432              | -                   | 15,664 |
| S <sub>4</sub> : x=18,78 m  | -                   | -24,637             | 9,936  |
| S <sub>5</sub> : x=25,04 m  | -                   | -104,562            | 4,208  |
| S <sub>6</sub> : x=31,3 m   | -                   | -220.344            | -1,520 |
| S <sub>7</sub> : x=37,6 m   | -                   | -373,067            | 22.875 |
| S <sub>8</sub> : x=43.85 m  | -                   | -247,872            | 17,156 |
| S <sub>9</sub> : x=50,1 m   | -                   | -158,517            | 11,438 |
| S <sub>10</sub> : x=56,35 m | -                   | -104,904            | 5,719  |
| S <sub>11</sub> : x=62,6 m  | -                   | -87,033             | 0,000  |

Tab V-3 Résultats des efforts dus à la charge CCP

**V-6 Calcul des surcharges :****V-6.1 Système A(L) :**

D'après le fascicule 61 titre II, le système A(L) est donné par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12+L} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée.

**- Cas d'une voie chargée A(L)<sub>1v</sub> :**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12+37,6}$$

$$= 0,955 \text{ t/m}^2$$

**1<sup>er</sup> cas :**

La 1<sup>ère</sup> travée chargée.

$A(L)_{1v} = \frac{L_c}{2} \times a_2 \times A_1(L)$  tel que:

$$A_1(L) = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \times A(L) \\ \text{ou} \\ 400 - 0,2 \times L \end{array} \right.$$

$$A_1(L) = 955,8 \text{ kg/m}^2$$

$$a_1 = 1 \text{ (pont de 1}^{\text{ère}}\text{ classe)}$$

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$$a_2 = 1$$

$$\Rightarrow A(L)_{1v} = 3,5 \times 1 \times 0,955$$

$$= 3,342 \text{ t/ml.}$$

**- Cas de deux voies chargées :**

$$A(L)_{2v} = a_1 \times a_2 \times L_c \times A_1(L)$$

Avec :

$$a_1=1, a_2=1.$$

$$\Rightarrow A(L)_{2v}=1 \times 1 \times 7 \times 0,955$$

$$=6,685 \text{ t/ml.}$$

- Les cas de charges possibles pour une voie chargée :

| Cas de chargement    | A(L) (T/m <sup>2</sup> ) | Longueur chargée (m) | a <sub>1</sub> | a <sub>2</sub> | Largeur chargée (m) | A(L) <sub>1v</sub> (T/ml) |
|----------------------|--------------------------|----------------------|----------------|----------------|---------------------|---------------------------|
| 1 <sup>er</sup> cas  | 0,955                    | 37,6                 | 1              | 1              | 3,5                 | 3,342                     |
| 2 <sup>ème</sup> cas | 0,810                    | 50                   | 1              | 1              | 3,5                 | 2,835                     |
| 3 <sup>ème</sup> cas | 0,642                    | 75,2                 | 1              | 1              | 3,5                 | 2,247                     |
| 4 <sup>ème</sup> cas | 0,591                    | 87,6                 | 1              | 1              | 3,5                 | 2,068                     |
| 5 <sup>ème</sup> cas | 0,492                    | 125,2                | 1              | 1              | 3,5                 | 1,722                     |

Tab V-4 cas de chargement pour une voie chargée

- Les cas de charges possibles pour deux voies chargées :

| Cas de chargement    | A(L) (T/m <sup>2</sup> ) | Longueur chargée (m) | a <sub>1</sub> | a <sub>2</sub> | Largeur chargée (m) | A(L) <sub>2v</sub> (T/ml) |
|----------------------|--------------------------|----------------------|----------------|----------------|---------------------|---------------------------|
| 1 <sup>er</sup> cas  | 0,955                    | 37,6                 | 1              | 1              | 7                   | 6,684                     |
| 2 <sup>ème</sup> cas | 0,810                    | 50                   | 1              | 1              | 7                   | 5,670                     |
| 3 <sup>ème</sup> cas | 0,642                    | 75,2                 | 1              | 1              | 7                   | 4,494                     |
| 4 <sup>ème</sup> cas | 0,591                    | 87,6                 | 1              | 1              | 7                   | 4,136                     |
| 5 <sup>ème</sup> cas | 0,492                    | 125,2                | 1              | 1              | 7                   | 3,444                     |

Tab V-5 Cas de chargement pour deux voies chargées

**V-6.1.1 Calcul des réactions :**

$$R_i = R_i^F + \frac{M_{i-1} - M_i}{L_i} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

- Cas d'une travée chargée :

**1<sup>er</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 53,74 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 77,12 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= -6,59 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= 2,06 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 53,08 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 62,82 - 9,74 + 0,0634$$

$$= 53,14 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= -0,0634 + 9,65$$

$$=9,59 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$=-9,65 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 38,13 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$=46,39 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$=46,27 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$=38,18 \text{ t}$$

**4<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 26,77 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 107,45 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 52,68 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= -5,75 \text{ t}$$

**5<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 23,37 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 84,41 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 84,44 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= 23,36 \text{ t}$$

**- Cas de deux travées chargées :**

**1<sup>er</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 109,29 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 157,5 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= -19,66 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= 4,2 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 106,16 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 106,28 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 19,18 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= -19,3 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 76,26 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 92,78 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 92,54 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= 76,36 \text{ t}$$

**4<sup>ème</sup> cas :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 53,54 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 214,9 \text{ t}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 105,36 \text{ t}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= -11,5 \text{ t}$$

5<sup>ème</sup> cas :

1<sup>ère</sup> travée :

$$R_0 = R_0^F - \frac{M_0}{L_0} + \frac{M_1 - M_0}{L_1}$$

$$R_0 = 46,74 \text{ t}$$

$$R_1 = R_1^F + \frac{M_0 - M_1}{L_1} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$= 168,82 \text{ t}$$

2<sup>ème</sup> travée :

$$R_2 = R_2^F + \frac{M_1 - M_2}{L_2} + \frac{M_3 - M_2}{L_3}$$

$$= 168,88 \text{ t}$$

3<sup>ème</sup> travée :

$$R_3 = R_3^F + \frac{M_2 - M_3}{L_3}$$

$$= 46,72 \text{ t}$$

### V-1.2 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts dus aux surcharges A(L) se fait en utilisant la méthode des trois moments.

- Pour une voie chargée :

1<sup>er</sup> cas :



fig v-4: 1 ère travée chargée

$q=3,342 \text{ t/ml}$ .

$$M_{i-1} \times \frac{L_i}{EI_i} + 2M_i \left( \frac{L_i}{EI_i} + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} \right) + M_{i+1} \times \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} = -6 \left( R_i^{g(F)} + R_i^{d(F)} \right)$$

Pour  $k=1$  :

$$M_0 \times \frac{L_1}{EI_1} + 2M_1 \left( \frac{L_1}{EI_1} + \frac{L_2}{EI_2} \right) + M_2 \times \frac{L_2}{EI_2} = -6 \left( R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)} \right)$$

$$R_0^d = R_1^g = \frac{1}{2} \times \frac{2}{3} \times 37,6 \times \frac{590,59}{E \times 381,68}$$

$$= \frac{19,39}{E}$$

$$\Rightarrow 0,41M_1 + 0,105M_2 = -116,34$$

Pour  $k=2$  :

$$M_1 \times \frac{L_2}{EI_2} + 2M_2 \left( \frac{L_2}{EI_2} + \frac{L_3}{EI_3} \right) + M_3 \times \frac{L_3}{EI_3} = -6 \left( R_2^{g(F)} + R_2^{d(F)} \right)$$

$$M_0=M_3=0$$

$$\Rightarrow 0,105M_1 + 0,41M_2 = 0$$

$$\Rightarrow M_1=-303,8 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_2=77,81 \text{ Tm}$$

1<sup>ère</sup> travée :

$$0 \leq X \leq 37,6 \text{ m}$$

$$T(X) = 54,75 - 3,342X$$

$$M(X) = 54,75X - 1,671X^2$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$37,6 \leq X \leq 87,6 \text{ m}$$

$$T(X) = 7,63 \text{ t}$$

$$M(X) = 7,63X - 303,8$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$87,6 \leq X \leq 125,2 \text{ m}$$

$$T(X) = -2,07 \text{ t}$$

$$M(X) = -2,07X + 77,81$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$q = 2,835 \text{ t/ml}$$



fig V-5:2 2<sup>ème</sup> travée chargée

Pour  $k=1$  :

$$M_0 \times \frac{L_1}{EI_1} + 2M_1 \left( \frac{L_1}{EI_1} + \frac{L_2}{EI_2} \right) + M_2 \times \frac{L_2}{EI_2} = -6 \left( R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)} \right)$$

$$R_0^d = R_1^g = 0$$

$$\Rightarrow 0,41M_1 + 0,105M_2 = -186,9$$

Pour k=2 :

$$M_1 \times \frac{L_2}{EI_2} + 2M_2 \left( \frac{L_2}{EI_2} + \frac{L_3}{EI_3} \right) + M_3 \times \frac{L_3}{EI_3} = -6 \left( R_2^{g(F)} + R_2^{d(F)} \right)$$

$$\Rightarrow 0,105M_1 + 0,41M_2 = -186,9$$

$$\Rightarrow M_1 = -363,15 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_2 = -362,08 \text{ Tm}$$

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$0 \leq X \leq 37,6 \text{ m}$$

$$T(X) = -9,66 \text{ t}$$

$$M(X) = -9,66X$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$37,6 \leq X \leq 87,6 \text{ m}$$

$$T(X) = 70,89 - 2,835X$$

$$M(X) = 70,89X - 1,41X^2 - 363,15$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$87,6 \leq X \leq 125,2 \text{ m}$$

$$T(X) = 9,63 \text{ t}$$

$$M(X) = 9,63X - 362,08$$

**3<sup>ème</sup> cas :**

$$q = 2,247 \text{ t/ml}$$

Pour k=1 :

$$M_0 \times \frac{L_1}{EI_1} + 2M_1 \left( \frac{L_1}{EI_1} + \frac{L_2}{EI_2} \right) + M_2 \times \frac{L_2}{EI_2} = -6 \left( R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)} \right)$$

$$R_0^d = R_1^g = \frac{19,75}{E}$$

$$\Rightarrow 0,41M_1 + 0,105M_2 = -78,18$$

Pour k=2 :

$$M_1 \times \frac{L_2}{EI_2} + 2M_2 \left( \frac{L_2}{EI_2} + \frac{L_3}{EI_3} \right) + M_3 \times \frac{L_3}{EI_3} = -6 \left( R_2^{g(F)} + R_2^{d(F)} \right)$$

$$\Rightarrow 0,105M_1 + 0,41M_2 = -78,18$$

$$\Rightarrow M_1 = -151,45 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_2 = -151,45 \text{ Tm}$$

**1<sup>ère</sup> travée:**

$$0 \leq X \leq 37,6 \text{ m}$$

$$T(X) = 38,22 - 2,247X$$

$$M(X) = 38,22X - 1,1235X^2$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$37,6 \leq X \leq 87,6 \text{ m}$$

$$T(X) = 0$$

$$M(X) = -151,45 \text{ Tm}$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$87,6 \leq X \leq 125,2 \text{ m}$$

$$T(X) = 46,27 - 2,247X$$

$$M(X)=46,27X-1,1235X^2-151,45$$

**4<sup>ème</sup> cas :**

$$q=2,068 \text{ t/ml}$$

Pour k=1 :

$$M_0 \times \frac{L_1}{EI_1} + 2M_1 \left( \frac{L_1}{EI_1} + \frac{L_2}{EI_2} \right) + M_2 \times \frac{L_2}{EI_2} = -6 \left( R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)} \right)$$

$$R_0^d = R_1^g = \frac{18,19}{E}$$

$$\Rightarrow 0,41M_1 + 0,105M_2 = -208,32$$

Pour k=2 :

$$M_1 \times \frac{L_2}{EI_2} + 2M_2 \left( \frac{L_2}{EI_2} + \frac{L_3}{EI_3} \right) + M_3 \times \frac{L_3}{EI_3} = -6 \left( R_2^{g(F)} + R_2^{d(F)} \right)$$

$$\Rightarrow 0,105M_1 + 0,41M_2 = -136,32$$

$$\Rightarrow M_1=-452,78 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_2=-216,06 \text{ Tm}$$

**1<sup>ère</sup> travée:**

$$0 \leq X \leq 37,6 \text{ m}$$

$$T(X)=26,83-2068X$$

$$M(X)=26,83X-1,034X^2$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$37,6 \leq X \leq 87,6 \text{ m}$$

$$T(X)=56,43-2,068X$$

$$M(X)=56,43X-1,034X^2-452,78$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$87,6 \leq X \leq 125,2 \text{ m}$$

$$T(X)=5,746 \text{ t}$$

$$M(X)=5,746X-216,06$$

**5<sup>ème</sup> cas :**

$$q=1,722 \text{ t/ml}$$

Pour k=1 :

$$M_0 \times \frac{L_1}{EI_1} + 2M_1 \left( \frac{L_1}{EI_1} + \frac{L_2}{EI_2} \right) + M_2 \times \frac{L_2}{EI_2} = -6 \left( R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)} \right)$$

$$R_0^d = R_1^g = \frac{10}{E}$$

$$R_1^d = R_2^g = \frac{18,92}{E}$$

$$\Rightarrow 0,41M_1 + 0,105M_2 = -173,52$$

Pour k=2 :

$$M_1 \times \frac{L_2}{EI_2} + 2M_2 \left( \frac{L_2}{EI_2} + \frac{L_3}{EI_3} \right) + M_3 \times \frac{L_3}{EI_3} = -6 \left( R_2^{g(F)} + R_2^{d(F)} \right)$$

$$R_2^d = R_3^g = \frac{10}{E}$$

$$\Rightarrow 0,105M_1 + 0,41M_2 = -173,52$$

$$\Rightarrow M_1=-337,16 \text{ Tm}$$

$$\Rightarrow M_2=-337,16 \text{ Tm}$$

**1<sup>ère</sup> travée:**

$$0 \leq X \leq 37,6 \text{ m}$$

$$T(X)=23,4-1,722X$$

$$M(X)=23,40X-0,861X^2$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$37,6 \leq X \leq 87,6 \text{ m}$$

$$T(X)=43,05-1,722X$$

$$M(X)=43,05X-0,861X^2-337,16$$

**3<sup>ème</sup> travée :**

$$87,6 \leq X \leq 125,2 \text{ m}$$

$$T(X)=41,34-1,722X$$

$$M(X)=41,34X-0,861X^2-337,16$$

**NB :** Les résultats des efforts pour chaque cas de figure et en chaque section sont donnés en annexe.

## V-6.2 Système B :

Il comprend trois types de charges, dont effets seront examinés pour chaque cas de charge.

- Le système Bc.
- Le système Bt.
- Le système Br.

### V-6.2.1 Système B<sub>c</sub> :

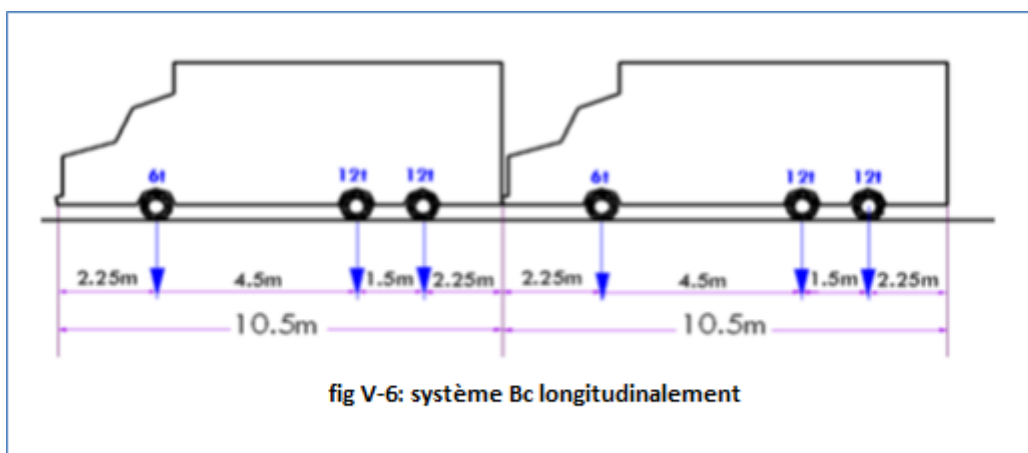
Il est composé de camions types, avec trois essieux.

Le système B<sub>c</sub> est disposé en tenant compte des conditions suivantes :

- Il faut qu'il y ait moins de files que de voies de circulation si cela est le cas le plus défavorable.
- Il ne faut jamais disposer plus de files que de voies, même si cela est géométriquement possible.

Dans le sens longitudinal, le nombre des camions B<sub>c</sub> est limité à deux.

Ainsi, ils sont disposés de façon à ce que l'effet produit soit le plus défavorable.



**1<sup>er</sup> cas :****- Une file de B<sub>c</sub> :**

Le coefficient b<sub>c</sub> est égal à 1,2, puisque il s'agit d'un pont de 1<sup>ère</sup> classe, une file chargée.

$$b_c = 1.2$$

**Coefficient de majoration dynamique :**

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

Avec :

L : longueur de l'élément (m).

G : charge permanente.

S : charge maximale de B.

$$S = 1,2 \times 60$$

$$= 72 \text{ t.}$$

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L = 37,6 \text{ m}$$

$$G = 293,5 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 37,6) + 0,6 / (1 + 4 \times 293,5 / 72)$$

$$= 1,08$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L = 50 \text{ m}$$

$$G = 390,3 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 50) + 0,6 / (1 + 4 \times 390,3 / 72)$$

$$=1,062$$

**2<sup>ème</sup> cas :****- Deux files de B<sub>c</sub> :**

Le coefficient b<sub>c</sub> est égal à 1.10 dans le cas de deux files.

**Coefficient de majoration dynamique :**

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

Avec :

L : la longueur chargée.

S : la charge maximale de B.

G : la charge permanente.

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L = 37,6 \text{ m}$$

$$S = 1,1 \times 120 \text{ t}$$

$$= 132 \text{ t}$$

$$G = 293,5 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 37,6) + 0,6 / (1 + 4 \times 293,5 / 132)$$

$$= 1,107$$

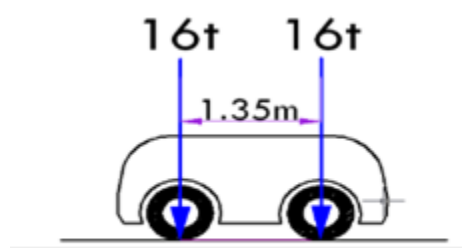
**2<sup>ème</sup> travée :**

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 50) + 0,6 / (1 + 4 \times 390,3 / 132)$$

$$= 1,083$$

**V-6.2.2 Système B<sub>t</sub> :**

Le tandem du système B<sub>t</sub> comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques.

fig V-7: système B<sub>t</sub> longitudinalement**1<sup>er</sup> cas :**

- **Un seul tandem :**

D'après le fascicule 61 titre II, le coefficient b<sub>t</sub> est égal à 1 pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe.

**Coefficient de majoration dynamique :**

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

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L = 37,6 \text{ m}$$

$$G = 293,5 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 37,6) + 0,6 / (1 + 4 \times 293,5 / 32)$$

$$= 1,062$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L = 50 \text{ m}$$

$$G = 390,3 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 50) + 0,6 / (1 + 4 \times 390,3 / 32) \\ = 1,048$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

- **Deux tandems :**

**Coefficient de majoration dynamique :**

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L = 37,6 \text{ m}$$

$$G = 293,5 \text{ t}$$

$$S = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 37,6) + 0,6 / (1 + 4 \times 293,5 / 64)$$

$$= 1,077$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L = 50 \text{ m}$$

$$G = 390,3 \text{ t}$$

$$S = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 50) + 0,6 / (1 + 4 \times 390,5 / 64)$$

$$= 1,059$$

**V-6.2.3 Système B<sub>r</sub> :**

Le système B<sub>r</sub> est composé d'une roue isolée portant une masse de 10t et dont la surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,6 m × 0,3 m.

Le rectangle d'impact de la roue de B<sub>r</sub>, disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé à n'importe quelle position de la largeur roulable.

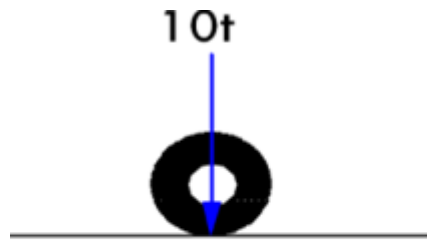


fig V-8: système Br longitudinalement

**Coefficient de majoration dynamique :**

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

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L = 37,6 \text{ m}$$

$$G = 293,5 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 37,6) + 0,6 / (1 + 4 \times 293,5 / 10)$$

$$= 1,052$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L = 50 \text{ m}$$

$$G = 390,3 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + 0,4 / (1 + 0,2 \times 50) + 0,6 / (1 + 4 \times 390,3 / 10) \\ = 1,04$$

#### V-6.2.4 Les surcharges militaires :

Conformément au fascicule 61 titre II, un pont de 1<sup>ère</sup> classe est soumis à des surcharges militaires de type  $M_{c80}$  ou  $M_{c120}$ .

Souvent, l'effet engendré par les convois militaires est plus défavorable que celui dû aux surcharges de type A(L) ou de type B, d'où la nécessité d'en calculer l'effet.

Pour notre cas, seul le convoi  $M_{c120}$  fera l'objet d'une étude.

##### V-6.2.4.1 Le convoi $M_{c120}$ :

Un véhicule de type  $M_{c120}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale 110 t ;
- Longueur d'une chenille 6,10 m ;
- Largeur d'une chenille 1m ;
- Distance d'axe en axe de deux chenilles 3,3m ;
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules n'est pas limité et la distance séparant deux véhicules successifs est telle que l'effet engendré soit le plus défavorable, la distance séparant deux points de contact est de 30,5 m au minimum.

Dans le sens transversal, un seul convoi seulement est sensé circuler même si la largeur le permet.

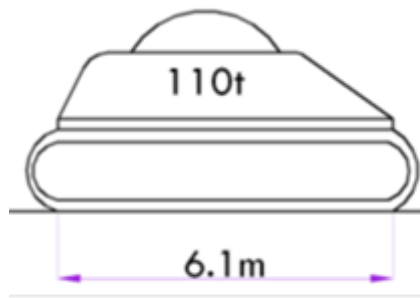


fig V-9: système Mc120 longitudinalement

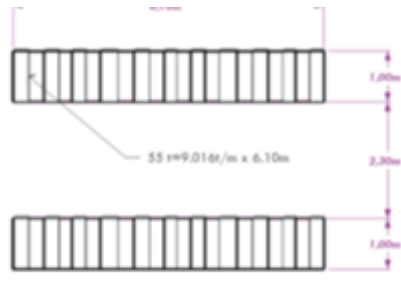


Fig IV-10: Espace d'impact du convoi Mc120

**Calcul du coefficient de majoration dynamique :**

$S=110 \text{ t}$

**1<sup>ère</sup> travée :**

$L=37,6 \text{ m}$

$G=293,5 \text{ t}$

$\delta=1+0,4/ (1+0,2 \times 37,6) +0,6/ (1+4 \times 29,5/110)$

$=1,098$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L=50 \text{ m}$$

$$G=390,3 \text{ t}$$

$$\delta=1+0,4/(1+0,2 \times 50) + 0,6/(1+4 \times 390,3/110)$$

$$=1,075$$

**V-6.2.5 Calcul des charges exceptionnelles :**

Les véhicules de type D sont plus défavorables que les systèmes A(L) et B quant à leur effet sur les éléments de couverture ou d'ossature des tabliers (dalle, entretoises, longerons et pièces de pont).

Donc, il est question d'en calculer les effets.

Un convoi de type D est composé de deux remorques supportant chacune une masse de 140 t dont le poids est réparti sur un rectangle uniformément chargé de 3,3 m de large et 11 m de long ; la distance séparant les axes des deux rectangles est de 19 m.

**V-6.2.6 Calcul des surcharges sur les trottoirs :**

Les trottoirs supportent une charge uniforme de  $150 \text{ kg/m}^2$  quant à la justification des fermes maîtresses ; la charge est disposée de façon à produire l'effet maximum.

Dans le sens transversal, les trottoirs sont chargés dans leurs totalités et peuvent ne pas être chargés simultanément donnant ainsi lieu à deux cas de chargement.

**1<sup>er</sup> cas :**

- **Un seul trottoir chargé :**

$$Q_{\text{trottoir}}=1,5 \times 0,15$$

$$=0,225 \text{ t/m}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

- **Deux trottoirs chargés :**

$$Q_{2\text{tours}}=3\times 0,15$$

$$=0,45 \text{ t/m}$$

- **Calcul des efforts :**

Les efforts dus aux surcharges des trottoirs sont déterminés par la méthode des trois moments, de la même manière que pour le cas des efforts dus aux surcharges A(L) et les efforts induits par le poids propre.

Les résultats des efforts sont résumés dans le tableau suivant

1<sup>er</sup> cas :

| section                     | Les efforts pour un seul trottoir |        |
|-----------------------------|-----------------------------------|--------|
|                             | M(Tm)                             | T(m)   |
| X                           |                                   |        |
| S <sub>1</sub> : x=0        | 0                                 | 3,05   |
| S <sub>2</sub> : x=6,26 m   | 14,704                            | 1,642  |
| S <sub>3</sub> : x=12,52 m  | 20,630                            | 0,233  |
| S <sub>4</sub> : x=18,78 m  | 17,778                            | -1,176 |
| S <sub>5</sub> : x=25,04 m  | 6,148                             | -2,584 |
| S <sub>6</sub> : x=31,3 m   | -14,260                           | -3,993 |
| S <sub>7</sub> : x=37,6 m   | -43,661                           | 5,630  |
| S <sub>8</sub> : x=43.85 m  | -13,688                           | 4,224  |
| S <sub>9</sub> : x=50.1 m   | 8,375                             | 2,818  |
| S <sub>10</sub> : x=56.35 m | 21,688                            | 1,411  |
| S <sub>11</sub> : x=62.6 m  | 26,250                            | 0      |

Tab V-6 Résultats des surcharges d'un trottoir

2<sup>ème</sup> cas :

| section                     | Les efforts pour deux trottoirs |        |
|-----------------------------|---------------------------------|--------|
| X                           | M(Tm)                           | T(m)   |
| S <sub>1</sub> : x=0        | 0                               | 6,1    |
| S <sub>2</sub> : x=6,26 m   | 29,408                          | 3,283  |
| S <sub>3</sub> : x=12,52 m  | 41,260                          | 0,466  |
| S <sub>4</sub> : x=18,78 m  | 35,556                          | -2,351 |
| S <sub>5</sub> : x=25,04 m  | 12,296                          | -5,168 |
| S <sub>6</sub> : x=31,3 m   | -28,521                         | -7,985 |
| S <sub>7</sub> : x=37,6 m   | -87,322                         | -10,82 |
| S <sub>8</sub> : x=43.85 m  | -27.376                         | 4.224  |
| S <sub>9</sub> : x=50.1 m   | 16.75                           | 5.636  |
| S <sub>10</sub> : x=56.35 m | 43.376                          | 2.822  |
| S <sub>11</sub> : x=62.6 m  | 52.500                          | 0      |

Tab V-7 Résultats des surcharges des deux trottoirs

**V-2.7 Application des lignes d'influence :**

Une surcharge mobile sur un pont produit des moments fléchissants différents. Afin d'avoir les efforts extrêmes des moments fléchissants et des efforts tranchants, on est ramené en tracer les lignes d'influences respectives.

On place la charge unitaire en  $\alpha$  et on calcule le moment en  $x$

L'équation sera donc :

$$M_i(x, \alpha) = M_i(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x_i}{L_i}\right) + M_i(\alpha) \frac{x}{L_i}$$

Avec :

$M_i(x, \alpha)$  : moment sous charge unitaire à la section  $x$ .

Si  $i \neq j$  et la charge unitaire et en  $i$  alors  $M_j(\alpha, x) = 0$

$M_i(\alpha), M_{i-1}(\alpha)$  : moments aux appuis  $i, i-1$  sous l'effet de la charge unitaire

$$T_i(x, \alpha) = t(\alpha, x) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{L_i}$$

C'est la ligne d'influence de l'effort tranchant dans une section d'abscisse  $x$  sur la travée

$$t_i(x, \alpha) = \frac{d}{dx} M_i(x, \alpha)$$

En appliquant ce qu'a été dit au début, on aura donc à déterminer les lignes d'influence pour le moment fléchissant, l'effort tranchant et de la réaction des appuis intermédiaires

**1<sup>ère</sup> travée chargée :**

$$M_0 L_1 + 2(L_1 + L_2) M_1 + M_2 L_2 = -6E(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$R_1^{d(f)} = 0 \text{ pas de chargement}$$

$$R_1^{g(f)} = \frac{P\alpha}{6EIL_1} (L_1 - \alpha) (L_1 + \alpha)$$

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$\text{Soit } 2(L_1 + L_2)M_1 + M_2L_2 = \frac{P\alpha}{6EIL_1}(L_1-\alpha)(L_1+\alpha)$$

$$M_1L_2 + 2(L_1 + L_2)M_2 + M_3L_1 = -6E(R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$R_2^{g(f)} = R_2^{d(f)} = 0 \quad L_1 = L_3 \quad M_3 = 0$$

$$2(L_1 + L_2)M_2 + M_1L_2 = 0$$

On aura :

$$M_1 = \frac{-2\alpha(L_1 + L_2)(L_1^2 - \alpha^2)}{L_1[4(L_1 + L_2)^2 - L_2^2]}$$

$$M_2 = \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)L_2}{L_1[(L_1 + L_2)^2 - L_2^2]}$$

$$\text{AN : } L_1 = 37.6\text{m} \quad L_2 = 50\text{m}$$

D'où:

$$M_1 = \frac{-175.2\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5}$$

$$M_2 = \frac{50\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5}$$

### Calcul de M(X):

$$0 \leq X \leq \alpha \leq L_1 :$$

$$M(X, \alpha) = R_0 X$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow$$

$$R_0 L_1 - P(L_1 - \alpha) = M_1$$

$$R_0 = \frac{L_1 - \alpha + M_1}{L_1}$$

$$\text{Ainsi } M(X, \alpha) = \frac{L_1 - \alpha + M_1}{L_1} x$$

$$M(X, \alpha) = \left[ \frac{-175.2\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} + 37.6 - \alpha \right] \frac{x}{37.6}$$

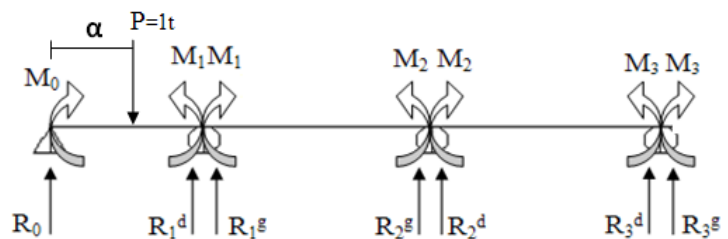


Fig V-11: Schéma statique 1 travée chargée

$$T(x, \alpha) = \frac{-175.2\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} + 37.6 - \alpha$$

$$0 \leq X \leq \alpha \leq L_1 :$$

$$M(X, \alpha) = R_0 x - P(L_1 - \alpha) = \left[ \frac{M_1}{L_1} + P \left( \frac{L_1 - \alpha}{L_1} \right) \right] x - P(x - \alpha)$$

$$\text{D'où } M(X, \alpha) = \left[ \frac{-175.2\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} + 37.6 - \alpha \right] \frac{x}{37.6} - x + \alpha$$

$$\text{Et } T(x, \alpha) = \left[ \frac{-175.2\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} - \alpha \right] / 37.6$$

$$0 \leq \alpha \leq 37.6 \leq x \leq 87.6 \text{ m} :$$

$$M(X, \alpha) = R_1^d(x - L_1) + M_1$$

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1^d L_2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$M(X, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{L_2} (x - L_1) + M_1$$

$$M(X, \alpha) = \frac{\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} \left[ \frac{225.2}{50} (x - 37.6) - 175.2 \right]$$

$$T(x, \alpha) = \frac{\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} \frac{225.2}{50}$$

$$0 \leq \alpha \leq 37.6 \leq 87.6 \leq x \leq 125.2 \text{ m}$$

$$M(X, \alpha) = R_2^d(x - 87.6) + M_2$$

$$\sum M/3 = 0 \Leftrightarrow R_2^d L_3 + M_2 = 0$$

$$\text{Soit } R_2^d = -\frac{M_2}{37.6}$$

$$\text{D'où } M(X, \alpha) = -\frac{M_2}{37.6} (x - 87.6) + M_2$$

$$M(X, \alpha) = \frac{60\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5} \left(1 - \frac{87.6 + X}{37.6}\right)$$

$$T(X, \alpha) = -\frac{50\alpha(37.6^2 - \alpha^2)}{1060133.5 \times 37.6}$$

**2<sup>ème</sup> travée chargée :**

**Calcul des moments aux appuis :**

0-1-2

$$M_0 L_1 + 2(L_1 + L_2)M_1 + M_2 L_2 = -6E(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$R_1^{g(f)} = 0 \quad (\text{Pas de chargement})$$

$$R_1^{d(f)} = \frac{(\alpha - L_1)(L_2 - \alpha + L_1)(2L_2 - \alpha + L_1)}{6EIL_2} \quad \text{Et } M_0 = 0$$

$$\text{Soit } 2(L_1 + L_2) M_1 + M_2 L_2 = -\frac{(\alpha - L_1)(L_2 - \alpha + L_1)(2L_2 - \alpha + L_1)}{L_2}$$

Appuis 1-2-3

$$M_1 L_2 + 2(L_2 + L_3)M_2 + M_3 L_3 = -6E(R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$R_2^{d(f)} = 0 \quad R_2^{g(f)} = \frac{(\alpha - L_1)(L_2 - \alpha + L_1)(L_2 + \alpha - L_1)}{6EIL_2}$$

$$\text{Soit } M_1 L_2 + 2(L_2 + L_3)M_2 = -\frac{(\alpha - L_1)(L_2 - \alpha + L_1)(L_2 + \alpha - L_1)}{L_2}$$

$$M_1 = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} (4.505\alpha - 469.57)$$

$$M_2 = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} (94.10 - 4.505\alpha)$$

Calcul de M(x) et T(x) :

$$0 \leq x \leq 37.6 \leq \alpha \leq 87.6$$

$$M(X, \alpha) = R_0 x \sum M/1 = 0 \Leftrightarrow R_0 L_1 - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{L_1}$$

$$\text{D'où } M(X, \alpha) = \frac{M_1}{L_1} x$$

$$M(X, \alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04 \times 37.6} (4.505\alpha - 469.57)x$$

$$T(x, \alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04 \times 37.6} (4.505\alpha - 469.57)$$

$$37.6 \leq x \leq \alpha \leq 87.6$$

$$\text{On a } R_1^d + R_2^g = 1$$

$$M(X, \alpha) = R_1^d (x - L_1) + M_1$$

$$\sum M/2 = 0 \Leftrightarrow R_1^d L_1 + M_1 - M_2 - P(L_1 + L_2 - \alpha) = 0$$

$$R_1^d = \frac{L_1 + L_2 - \alpha}{L_2} + \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$\text{Soit } M(X, \alpha) = \left( \frac{M_2 - M_1}{50} + \frac{87.6 - \alpha}{50} \right) (x - 37.6) + M_1$$

$$M(X, \alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} [(563.67 - 9.01\alpha) \left( \frac{x - 37.6}{50} \right) + 4.505\alpha - 469.57] + \frac{(87.6 - \alpha)(x - 37.6)}{50}$$

$$T(x, \alpha) = \left[ \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)(563.67 - 9.01\alpha)}{28195.04} + 87.6 - \alpha \right] \frac{1}{50}$$

$$37.6 \leq \alpha \leq x \leq 87.6$$

$$M(X, \alpha) = R_1^d (x - L_1) + M_1 - P(x - \alpha)$$

$$R_1^d + R_2^g = 1$$

$$D'où \sum M/2 = 0 \Leftrightarrow R_1^d L_2 + M_1 - M_2 - P(L_1 + L_2 - \alpha) = 0$$

$$R_1^d = \frac{L_1 + L_2 - \alpha}{L_2} + \frac{M_2 - M_1}{L_2} = \frac{87.6 - \alpha}{50} + \frac{M_2 - M_1}{50}$$

$$\text{Soit } M(X, \alpha) = \left( \frac{87.6 - \alpha}{50} + \frac{M_2 - M_1}{50} \right) (x - 37.6) - (x - \alpha) + M_1$$

D'où

$$M(X, \alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} [(563.67 - 9.01\alpha) \left( \frac{x - 37.6}{50} \right) + (4.505\alpha - 469.57)] + \frac{(x - 37.6)(87.6 - \alpha)}{50} - x + \alpha$$

$$T(x, \alpha) = \left[ \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} (563.67 - 9.01\alpha) + 87.6 - \alpha \right] \frac{1}{50} - 1$$

$$\alpha \leq 87.6 \leq x \leq 125.2$$

$$M(X, \alpha) = R_2^d (x - L_1 - L_2) + M_2$$

On

$$R_2^d + R_2^g = 0$$

$$M(X, \alpha) = -\frac{M_2}{L_1} (x - L_1 - L_2) + M_2$$

$$\text{Car } \sum M/3 = 0 \Leftrightarrow R_2^d L_3 + M_2 = 0 \Rightarrow R_2^d = -\frac{M_2}{L_1}$$

D'où

$$M(X, \alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04} (94.10 - 4.505\alpha) \left( 1 - \frac{x}{37.6} + \frac{87.6}{37.6} \right)$$

$$T(x, \alpha) = -\frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)}{28195.04 \times 37.6} (94.10 - 4.505\alpha)$$

### Trois travées chargées :

#### Calcul des moments aux appuis

Appuis 0- 1- 2

$$M_0 L_1 + 2(L_1 + L_2) M_1 + M_2 L_2 = -6E(R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

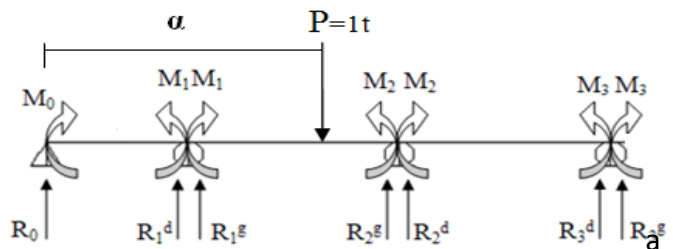


Fig V-12: Schéma statique 2 travées chargées

$$R_1^{d(f)} = R_1^{g(f)} = 0 \quad \text{et} \quad M_0 = 0$$

$$D'où \quad 2(L_1 + L_2)M_1 + M_2L_2 = 0 \dots\dots\dots (a)$$

Appuis 1- 2- 3

$$M_1L_2 + 2(L_3 + L_2)M_1 + M_3L_2 = -6E(R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$R_2^{g(f)} = 0 \quad M_3 = 0$$

$$R_2^{d(f)} = \frac{(2L_1 + L_2)(L_2 - \alpha + 3L_1)(-L_2 + \alpha - L_1)}{6EIL_1}$$

$$M_1L_2 + 2(L_1 + L_2)M_1 = -\frac{(2L_1 + L_2)(L_2 - \alpha + 3L_1)(-L_2 + \alpha - L_1)}{6EIL_1} \dots\dots\dots (b)$$

De (a) et (b) on a

$$M_1 = \frac{25(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75} (162.8 - \alpha)$$

$$M_2 = \frac{-87.6(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75} (162.8 - \alpha)$$

$$0 \leq x \leq 37.6 \leq 87.6 \leq \alpha:$$

$$M(X, \alpha) = R_0x$$

$$\sum M/1 = 0 \Leftrightarrow R_0L_1 - M_1 = 0 \Leftrightarrow R_0 = \frac{M_1}{L_1}$$

$$D'où \quad M(X, \alpha) = \frac{M_1}{L_1}$$

$$D'où \quad M(X, \alpha) = \frac{25(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75} (162.8 - \alpha) \frac{x}{37.6}$$

$$T(x, \alpha) = \frac{25(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75 \times 37.6} (162.8 - \alpha)$$

$$37.6 \leq x \leq 87.6 \leq \alpha :$$

$$M(X, \alpha) = R_1^d (x - L_1) + M_1$$

$$D'où \quad \sum M/2 = 0 \Leftrightarrow R_1^d L_2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1^d = \frac{-M_1 + M_2}{L_2}$$

$$M(X, \alpha) = \frac{-M_1 + M_2}{L_2} (x - L_1) + M_1$$

$$M(X, \alpha) = \frac{(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75} (162.8 - \alpha) \left[ -\frac{112.6}{50} (x - 37.6) + 25 \right]$$

$$T(x, \alpha) = -\frac{(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)}{530066.75 \times 50} (162.8 - \alpha)$$

$$37.6 \leq x \leq \alpha \leq 125.2 :$$

$$M(X, \alpha) = R_2^d (x - L_1 - L_2) + M_2$$

$$\sum M/3 = 0 \Leftrightarrow R_1^d L_2 + M_2 - (2L_1 + L_2 - \alpha) = 0$$

$$R_2^d = \frac{(2L_1 + L_2 - \alpha) - M_2}{L_1}$$

$$M(X, \alpha) = M_2 + \left[ \frac{(2L_1 + L_2 - \alpha) - M_2}{L_1} \right] (x - L_1 - L_2)$$

$$M(X, \alpha) = \frac{(125.2 - \alpha)(x - 87.6)}{37.6} - \frac{87.6(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75} \left( 1 - \frac{x - 87.6}{37.6} \right)$$

$$T(x, \alpha) = \left[ 125.2 - \alpha + 87.6 (\alpha - 87.6) (125.2 - \alpha) (162.8 - \alpha) / 530066.75 \right] / 37.6$$

$$87.6 \leq \alpha \leq 125.6:$$

$$M(X, \alpha) = R_2^d (x - L_1 - L_2) + M_2 - P(x - \alpha)$$

$$\sum M/3 = 0 \Leftrightarrow R_2^d L_1 + M_2 - P(2L_1 + L_2 - \alpha) = 0$$

$$R_2^d = \frac{(2L_1 + L_2 - \alpha)}{L_1} \frac{M_2}{L_1}$$

Soit  $M(X, \alpha) = \frac{(2L_1 + L_2 - \alpha - M_2)}{L_1} (x - L_1 - L_2) - P(x - \alpha) + M_2$

Et aussi

$$M(X, \alpha) = \frac{(125.2 - \alpha)(x - 87.6)}{37.6} - \frac{87.6(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75} \left(1 - \frac{x - 87.6}{37.6}\right) - x + \alpha$$

$$T(x, \alpha) = \left[125.2 - \alpha + \frac{87.6(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75}\right] / 37.6 - 1$$

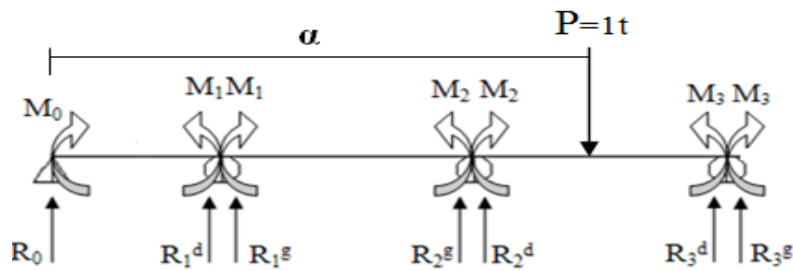


Fig V-13: Schéma statique 3 travées chargées

Détermination de la ligne d'influence de la réaction d'appui intermédiaire :

1<sup>ère</sup> travée chargée :

$$0 \leq \alpha \leq x = 37.6$$

$$\sum R_i = 0 \Leftrightarrow R_0 + R_1^g = 1$$

$$\sum M/0 = 0$$

$$R_1^g L_1 + M_1 - P \alpha = 0 \Leftrightarrow R_1^g = \frac{\alpha - M_1}{37.6}$$

$$\text{Soit } R_1^g = \frac{1}{37.6} \left( \alpha + \frac{175.2 \times \alpha (37.6^2 - \alpha^2)}{37.6 \times 56390.1} \right)$$

**Calcul de  $R_1^d$  :**

$$\sum M/1 = 0$$

$$R_1^d L_2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$\text{D'où } R_1^d = \frac{225.2 \times \alpha (37.6^2 - \alpha^2)}{50 \times 37.6 \times 56390.1}$$

$$\text{D'où } R_1(\alpha) = \frac{1}{37.6} + \frac{9.163 \times \alpha (37.6^2 - \alpha^2)}{37.6 \times 56390.1}$$

**2<sup>ème</sup> travée chargée :**

$$0 \leq x \leq 37.6 \leq \alpha \leq 87.6:$$

**Calcul de  $R_1^g$  :**

$$\sum M/0 = 0$$

$$R_1^g L_2 + M_1 = 0$$

$$R_1^g = - \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)(-4.505\alpha + 469.57)}{37.6 \times 28195.04}$$

**Calcul de  $R_1^d$**

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1^d L_2 + M_1 - P(L_1 + L_2 - \alpha) - M_2 = 0$$

$$\text{Soit } R_1^d(\alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)(-9.01\alpha + 563.67)}{50 \times 28195.04} + \frac{87.6 - \alpha}{50}$$

$$\text{Soit } R_1(\alpha) = R_1^g(\alpha) + R_1^d(\alpha)$$

$$\text{D'où } R_1(\alpha) = \frac{(\alpha - 37.6)(87.6 - \alpha)(-0.30\alpha + 23.75)}{28195.04} + \frac{87.6 - \alpha}{50}$$

**3<sup>ème</sup> travée chargée :**

**Calcul de  $R_1^g$  :**

$$\sum M/0 = 0$$

$$R_1^g L_2 + M_1 = 0$$

$$R_1^g = -25 \frac{(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75 \times 37.6}$$

**Calcul de  $R_1^d$  :**

$$\sum M/2 = 0$$

$$R_1^g L_2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1^g = \frac{M_2 - M_1}{L_2}$$

$$\text{Soit } R_1^d(\alpha) = -112.6 \frac{(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75 \times 50}$$

$$\text{D'où } R_1(\alpha) = R_1^g(\alpha) + R_1^d(\alpha)$$

$$\text{D'où } R_1(\alpha) = -2.91 \frac{(\alpha - 87.6)(125.2 - \alpha)(162.8 - \alpha)}{530066.75}$$

## V-2.8 Récapitulation des résultats :

Le calcul des efforts se fait à l'aide des lignes d'influence puisque il s'agit d'un système hyperstatique.

Après avoir tracé, pour chaque section, les lignes d'influence de l'effort tranchant et du moment fléchissant, faut-il le rappeler en fixant la section X et en faisant varier la position de la charge c'est-à-dire la valeur de  $\alpha$  avec un pas de 1m, pour une force unitaire  $F=1t$ , il est question de disposer les convois afin que les efforts soient les plus défavorables possibles. Autrement dit, les convois sont disposés là où les moments sont maximums.

### V-2.8.1 Calcul des efforts dus au système B :

#### - Calcul des efforts dus au système Bc :

Les convois Bc sont disposés en une ou deux files transversalement.

Longitudinalement, il est à rappeler que le nombre de convois est limité à deux par file.

#### Ex:

Pour la section  $X=6.26m$ , les convois Bc sont disposés de la manière suivante :

Le moment maximum se trouvant à  $\alpha=6m$ , ainsi le 1<sup>er</sup> essieu est placé à cette position et la valeur du moment est donnée par le calcul suivant :

$$M_1(X=6.26, \alpha=6)=12*4.82+12*4.54+6*3.69+12*2.88+12*2.62+6*1.88$$

$$=211.74 \text{ Tm}$$

Le 1<sup>er</sup> essieu étant placé à  $\alpha=4.5m$ , le moment est donné par :

$$M_2(X=6.26, \alpha=4.5)=12*3.615+12*4.82+6*3.975+12*3.14+12*2.88+6*2.16$$

$$=210.27 \text{ Tm}$$

Le 1<sup>er</sup> essieu étant placé à  $\alpha=5m$ , le moment est donné par :

$$M_3(X=6.26, \alpha=5) = 12*4.02+12*4.73+6*3.88+12*3.055+12*2.79+6*2.04$$

$$=210.6 \text{ Tm}$$

$$M = \max (M_1, M_2, M_3)$$

$$=211.74 \text{ Tm}$$

La détermination du moment max pour chaque section se fait de la même façon, sauf que pour ce qui de l'effort tranchant,  $T = \max (|T^-|, |T^+|)$ .

Ainsi,

$$M = \sum m_i \cdot F_i$$

$$T = \sum t_i \cdot F_i \text{ où :}$$

$M_i$  et  $t_i$  désignent le moment fléchissant et l'effort tranchant respectivement en  $i$  sous une charge unitaire  $F=1 \text{ T}$ .

$F_i$ : la force de l'essieu  $i$  ( $i$  varie entre 1 et 3,  $F_i$  prend les valeurs 12 T, 12 T et 6 T respectivement pour le cas du convoi Bc).

**Nb** : l'étude se fait sur la mi- portée du pont en raison de la symétrie que présente l'ouvrage.

Le tableau suivant résume les valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour chaque section.

1<sup>er</sup> cas :

Une seule file de Bc :

| Bc 1 file      | Les efforts                        |                                    |                       |
|----------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| section        | Moment positif M <sup>+</sup> (Tm) | Moment négatif M <sup>-</sup> (Tm) | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)        | 0                                  | 0                                  | 44.4                  |
| S2(x=6.26 m)   | 211.74                             | -40.32                             | 33.45                 |
| S3(x=12.52 m)  | 311.28                             | -82.71                             | 23.13                 |
| S4(x=18.78 m)  | 329.7                              | -125.46                            | 14.04                 |
| S5(x=25.04 m)  | 260.16                             | -165.78                            | 26.94                 |
| S6(x=31.1 m)   | 104.46                             | -208.26                            | 38.58                 |
| S7(x=37.6 m)   | 53.88                              | -181.62                            | 52.62                 |
| S8(x=43.85 m)  | 55.32                              | -153.78                            | 45.72                 |
| S9(x=50.1 m)   | 227.28                             | -123.15                            | 36.3                  |
| S10(x=56.35 m) | 322.02                             | -94.38                             | 27.96                 |
| S11(x=62.2 m)  | 419.22                             | -66.99                             | 19.71                 |

Tab V-8 Sollicitations dus aux surcharges de Bc 1 file

2<sup>ème</sup> cas :

Deux files de Bc :

| Bc 2 files     | Les efforts |                                    |                                    |
|----------------|-------------|------------------------------------|------------------------------------|
|                | section     | Moment positif M <sup>+</sup> (Tm) | Moment négatif M <sup>-</sup> (Tm) |
| S1(x=0)        | 0           | 0                                  | 81,777551                          |
| S2(x=6.26 m)   | 389,99051   | -74,2628572                        | 61,6094388                         |
| S3(x=12.52 m)  | 573,326939  | -152,338316                        | 42,6016837                         |
| S4(x=18.78 m)  | 607,253572  | -231,076837                        | 25,8593878                         |
| S5(x=25.04 m)  | 479,172245  | -305,339694                        | 49,6190816                         |
| S6(x=31.1 m)   | 192,398265  | -383,580918                        | 71,0580612                         |
| S7(x=37.6 m)   | 99,2381633  | -334,514388                        | 96,917449                          |
| S8(x=43.85 m)  | 86,4189796  | -283,237653                        | 84,2087755                         |
| S9(x=50.1 m)   | 418,612653  | -226,822194                        | 66,8586735                         |
| S10(x=56.35 m) | 593,108265  | -173,832551                        | 51,4977551                         |
| S11(x=62.2 m)  | 772,134796  | -123,384643                        | 36,302602                          |

Tab V-9 Sollicitations dus aux surcharges de Bc 2 files

**- Calcul des efforts dus au système Bt :**

De la même manière que pour le système Bc, le système Bt est placé là où le moment est maximum (respectivement l'effort tranchant).

**Ex :**

Pour la section  $X=6.26\text{m}$ , les convois Bc sont disposés de la manière suivante :

Le moment maximum se trouvant à  $\alpha=6\text{m}$ , ainsi le 1<sup>er</sup> essieu est placé à cette position et la valeur du moment est donnée par le calcul suivant :

$$\begin{aligned} M &= 16 * 4.82 + 16 * 4.57 \\ &= 150.24 \text{ Tm.} \end{aligned}$$

**Nb :**

Le moment maximum sous la charge unitaire se trouvant à  $\alpha=6\text{m}$ , il est loisible que le moment maximum du au système Bt est obtenu en plaçant le 1<sup>er</sup> essieu à cette position puisque il s'agit d'une courbe décroissante.

Le tableau suivant résume les valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour chaque section.

1<sup>er</sup> cas :

Un seul tandem :

| Bt 1 tandem    | Les efforts                        |                                    |                       |
|----------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| section        | Moment positif M <sup>+</sup> (Tm) | Moment négatif M <sup>-</sup> (Tm) | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)        | 0                                  | 0                                  | 30.232                |
| S2(x=6.26 m)   | 150.24                             | -22.98                             | 23.992                |
| S3(x=12.52 m)  | 223.52                             | -47.304                            | 17.912                |
| S4(x=18.78 m)  | 237.51                             | -71.68                             | 17.432                |
| S5(x=25.04 m)  | 192.16                             | -94.66                             | 22.768                |
| S6(x=31.1 m)   | 99.04                              | -119.04                            | 27.992                |
| S7(x=37.6 m)   | 30.72                              | -143.56                            | 31.624                |
| S8(x=43.85 m)  | 86.35                              | -90.608                            | 28.688                |
| S9(x=50.1 m)   | 176.43                             | -73.22                             | 24.152                |
| S10(x=56.35 m) | 235.408                            | -55.94                             | 19.728                |
| S11(x=62.2 m)  | 256.136                            | -38.56                             | 15.192                |

Tab V-10 Sollicitations dus aux surcharges de Bt 1 file

Deux tandems :

| Bt 2 tandems   | Les efforts                        |                                    |                       |
|----------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| section        | Moment positif M <sup>+</sup> (Tm) | Moment négatif M <sup>-</sup> (Tm) | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)        | 0                                  | 0                                  | 64,464                |
| S2(x=6.26 m)   | 300,48                             | -45,96                             | 47,984                |
| S3(x=12.52 m)  | 447,04                             | -94,608                            | 35,824                |
| S4(x=18.78 m)  | 475,02                             | -143,36                            | 34,864                |
| S5(x=25.04 m)  | 384,32                             | -189,32                            | 45,536                |
| S6(x=31.1 m)   | 198,08                             | -238,08                            | 55,984                |
| S7(x=37.6 m)   | 61,44                              | -287,12                            | 63,248                |
| S8(x=43.85 m)  | 172,7                              | -181,216                           | 57,376                |
| S9(x=50.1 m)   | 352,86                             | -146,44                            | 48,304                |
| S10(x=56.35 m) | 470,816                            | -111,88                            | 39,456                |
| S11(x=62.2 m)  | 512,272                            | -77,12                             | 30,384                |

Tab V-11 Sollicitations dus aux surcharges de Bt 2 files

- **Calcul des efforts dus au système Br :**

La roue isolée constituant le système Br est placée directement à la position là où le moment est le maximum. Le tableau suivant résume les valeurs des efforts dus au système Br. **Un seul convoi :**

| Br 1 convoi    | Les efforts |                          |                          |
|----------------|-------------|--------------------------|--------------------------|
|                | section     | Moment positif $M^+(Tm)$ | Moment négatif $M^-(Tm)$ |
| S1(x=0)        | 0           | 0                        | 9.7                      |
| S2(x=6.26 m)   | 48.2        | -7.2                     | 7.7                      |
| S3(x=12.52 m)  | 72.4        | -14.8                    | 5.8                      |
| S4(x=18.78 m)  | 76.5        | -22.4                    | 5.6                      |
| S5(x=25.04 m)  | 61.7        | -29.6                    | 7.3                      |
| S6(x=31.1 m)   | 33.4        | -37.2                    | 8.9                      |
| S7(x=37.6 m)   | 9.6         | -44.9                    | 10                       |
| S8(x=43.85 m)  | 29.7        | -28.4                    | 9.1                      |
| S9(x=50.1 m)   | 57.3        | -22.9                    | 7.7                      |
| S10(x=56.35 m) | 74.7        | -17.5                    | 6.3                      |
| S11(x=62.2 m)  | 81.4        | -12.1                    | 4.9                      |

Tab V-12 Sollicitations dus aux surcharges de Br 1 file

2<sup>ème</sup> cas :

Deux convois :

| Br 2 convois   | Les efforts                        |                                    |                       |
|----------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| section        | Moment positif M <sup>+</sup> (Tm) | Moment négatif M <sup>-</sup> (Tm) | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)        | 0                                  | 0                                  | 19,4                  |
| S2(x=6.26 m)   | 96,4                               | -14,4                              | 15,4                  |
| S3(x=12.52 m)  | 144,8                              | -29,6                              | 11,6                  |
| S4(x=18.78 m)  | 153                                | -44,8                              | 11,2                  |
| S5(x=25.04 m)  | 123,4                              | -59,2                              | 14,6                  |
| S6(x=31.1 m)   | 66,8                               | -74,4                              | 17,8                  |
| S7(x=37.6 m)   | 19,2                               | -89,8                              | 20                    |
| S8(x=43.85 m)  | 59,4                               | -56,8                              | 18,2                  |
| S9(x=50.1 m)   | 114,6                              | -45,8                              | 15,4                  |
| S10(x=56.35 m) | 149,4                              | -35                                | 12,6                  |
| S11(x=62.2 m)  | 162,8                              | -24,2                              | 9,8                   |

Tab V-13 Sollicitations dus aux surcharges de Br 2 files

## V-2.8.2 Calcul des efforts dus aux charges exceptionnelles :

### Introduction :

Contrairement aux surcharges constituant le système B qui, faut-il le rappeler sont supposer développant des efforts ponctuels, les charges exceptionnelles de type Mc120 et D240 faisant l'objet de la présente étude sont des charges réparties.

Par conséquent, la démarche de calcul des efforts n'est pas exactement la même que celle du système B.

Ainsi, pour calculer les efforts induits par ces charges, il est question de déterminer les surfaces sur lesquelles sont appliquées ces charges.

Il est à rappeler que pour produire les effets extrêmes, les convois sont placés là où la surface est la plus grande.

- Calcul des efforts dus au convoi Mc120 :

Le tableau suivant récapitule les résultats des efforts :

| Mc 120 1 convoi | Les efforts              |                          |                       |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|
| section         | Moment positif $M^+(Tm)$ | Moment négatif $M^-(Tm)$ | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)         | 0                        | 0                        | 95,339                |
| S2(x=6.26 m)    | 480,339                  | -78,352                  | 74,168                |
| S3(x=12.52 m)   | 733,375                  | -161,483                 | 54,026                |
| S4(x=18.78 m)   | 767,818                  | -244,668                 | 52,547                |
| S5(x=25.04 m)   | 612,952                  | -323,381                 | 71,067                |
| S6(x=31.1 m)    | 301,039                  | -404,944                 | 4,490                 |
| S7(x=37.6 m)    | 105,022                  | -490,347                 | 104,680               |
| S8(x=43.85 m)   | 254,929                  | -308,685                 | 93,391                |
| S9(x=50.1 m)    | 558,385                  | -249,483                 | 77,054                |
| S10(x=56.35 m)  | 815,190                  | -190,606                 | 61,095                |
| S11(x=62.2 m)   | 833,403                  | -131,567                 | 45,893                |

Tab V-14 Sollicitations dus aux surcharges de MC120 1 convoi

## - Calcul des efforts dus au convoi D240 :

Les résultats sont donnés sous forme de tableau

| D 240 1 convoi | Les efforts               |                           |                       |
|----------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|
| section        | Moment positif $M^+$ (Tm) | Moment négatif $M^-$ (Tm) | Effort tranchant T(T) |
| S1(x=0)        | 0                         | 0                         | 161,754               |
| S2(x=6.26 m)   | 821,110                   | -162,0258                 | 117,445               |
| S3(x=12.52 m)  | 1280,735                  | -332,516                  | 77,896                |
| S4(x=18.78 m)  | 1335,200                  | -505,329                  | 68,890                |
| S5(x=25.04 m)  | 1034,477                  | -667,832                  | 111,290               |
| S6(x=31.1 m)   | 402,839                   | -839,406                  | 158,348               |
| S7(x=37.6 m)   | 210,000                   | -1011,741                 | 200,619               |
| S8(x=43.85 m)  | 280,000                   | -618,735                  | 171,290               |
| S9(x=50.1 m)   | 922,490                   | -500,129                  | 132,851               |
| S10(x=56.35 m) | 1342,335                  | -382,116                  | 99,290                |
| S11(x=62.2 m)  | 1487,368                  | -263,535484               | 66,722                |

Tab V-15 Sollicitations dus aux surcharges de convoi D240

## VI-1 Introduction :

La répartition transversale est une étape très importante dans toute étude de tablier de pont ; elle intervient juste après la répartition longitudinale des charges et surcharges.

Elle vise à répartir les efforts induits par les charges et les surcharges transversalement afin de déterminer la poutre la plus sollicitée.

Trois méthodes existent pour l'étude transversale d'un tablier :

- La méthode de Jean COURBON, s'appliquant pour les tabliers dont les entretoises sont infiniment rigides par rapport aux poutres.
- La méthode de GUYON-MASSONET destinée pour l'analyse des tabliers dont la section transversale est déformable.
- La méthode des éléments finis (MEF) pour l'étude transversale des tabliers assez complexes.

S'agissant de notre cas, il y a lieu d'utiliser la méthode de Jean COURBON pour les raisons citées ci-dessous.

Pour se faire, il est question de satisfaire les conditions suivantes :

- La largeur de l'ouvrage est nettement inférieure à sa longueur.
- La déformation de la fibre moyenne des entretoises est négligeable par rapport à celle des poutres ; autrement dit, les entretoises sont infiniment rigides comparativement aux poutres.
- Les entretoises sont espacées de 4m environ.
- Le pont possède un plan axial de symétrie, bien que cette dernière ne soit pas indispensable.
- Les entretoises ont la même hauteur que les poutres.
- Les poutres ont la même inertie.

**VI-2 Méthode de calcul :****VI-2.1 Calcul des  $\Delta_i$  :**

$$\Delta_i = 1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \left(\frac{e}{\lambda}\right)$$

Pour notre cas :

$$N=2 \text{ et } \lambda=5,5$$

**- Poutre n°1 :**

$$\Delta_1 = 1 + 6 \frac{2+1-2 \times 1}{2^2-1} \left(\frac{e}{5,5}\right)$$

$$\Delta_1 = 1 + \frac{4e}{11}$$

**- Poutre n°2 :**

$$\Delta_2 = 1 + 6 \frac{2+1-2 \times 2}{2^2-1} \left(\frac{e}{5,5}\right)$$

$$\Delta_2 = 1 - \frac{4e}{11}$$

La réaction  $R_i$ , résultant de la poutre  $i$  et appliquée sur le hourdis, est donnée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \times \Delta_i$$

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i L_i^2} \times L_i \alpha$$

Avec :

$I_i$  : Inertie de la poutre  $i$ ;

$L_i$  : l'abscisse de l'appui;

$e$  : l'abscisse de la charge  $p$ .

$\Delta_i$  : coefficient de pondération par lequel tous les éléments de réduction sont multipliés

Ainsi, chaque poutre reprend une Charge proportionnelle à son inertie.

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \times P$$

Etant donné que les poutres ont la même inertie (condition pour l'application de la méthode), les poutres reprennent les mêmes efforts.

$$R_i = \frac{1}{n} \times P \times \Delta_i \quad \text{et} \quad \Delta_i = 1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \left(\frac{\alpha}{\lambda}\right)$$

n : le nombre de poutres (n=2)

λ : espacement des poutres (λ =5,5m)

e : excentricité du système de charge.

**Nb** : Les poutres sont numérotées de gauche à droite.

$$M_i = \frac{1}{n} M \Delta_i$$

$$T_i = \frac{1}{n} T \Delta_i$$

### VI-3 CALCUL DES COEFFICIENT DE REPARTITION Δ<sub>i</sub> :

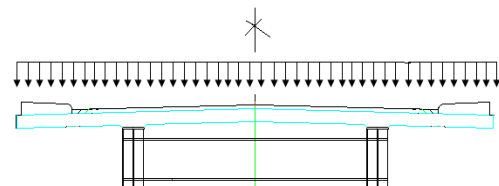
#### VI-3.1 Cas de la charge permanente :

Pour i=1

$$e = 0$$

$$\Delta = 1 + \frac{3 \times 0}{11}$$

$$\Delta = 1$$



figVI-1 cas de charge permanente

| Charge permanente | Une voie chargée |   | Deux voies chargées |   |
|-------------------|------------------|---|---------------------|---|
|                   | e(m)             | Δ | e(m)                | Δ |
| Poutre 1          | /                | / | 0                   | 1 |
| Poutre 2          | /                | / | 0                   | 1 |

Tab VI-1 coefficient de pondération pour la charge permanente

**VI-3.2 Cas du Système A (L):**

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L+12} \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

L : longueur de la travée chargée.

Les valeurs de A(L) déterminées dans la répartition longitudinale sont multipliées par les coefficients  $a_1$  et  $a_2$  comme le stipule le règlement en question.

Il est à rappeler que :

$$a_1=1 \text{ et } a_2=1$$

**1<sup>er</sup> cas :**

- Une voie chargée :

$$e = 1,75$$

$$\Delta_1=1,636$$

$$\Delta_2=0,363$$

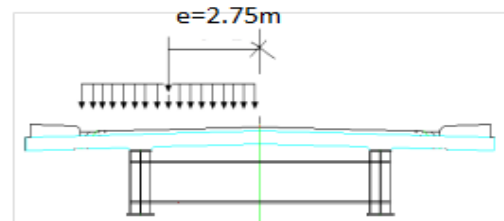
**2<sup>ème</sup> Cas :**

- Deux voies chargées :

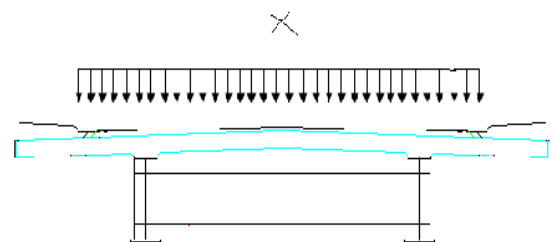
$$e = 0$$

$$\Delta_1=1$$

$$\Delta_2=1$$



figVI-2 système A(l) 1 voie chargé



figVI-3 système A(l) 2 voies chargé

| Système A(L) | Une voie chargée |          | Deux voies chargées |          |
|--------------|------------------|----------|---------------------|----------|
|              | e(m)             | $\Delta$ | e(m)                | $\Delta$ |
| Poutre 1     | 1.75             | 1.636    | 0                   | 1        |
| Poutre 2     | 1.75             | 0.363    | 0                   | 1        |

Tab VI-2 coefficient de pondération pour le système A(I)

VI-3.3 Cas du système B<sub>C</sub> :

1<sup>er</sup> cas :

- Une voie chargée :

$e = 2,25m$

$\Delta_1 = 1,818$

$\Delta_2 = 0,181$

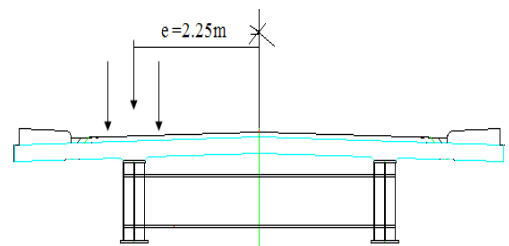
2<sup>ème</sup> cas :

- Deux voies chargées :

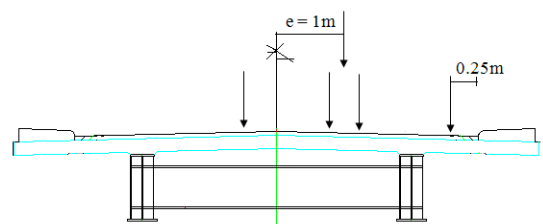
$e = 1m$

$\Delta_1 = 1,363$

$\Delta_2 = 0,636$



figVI-4 système Bc 1 file chargé



figVI-5 système Bc 2file chargé

| Système Bc | Une voie chargée |          | Deux voies chargées |          |
|------------|------------------|----------|---------------------|----------|
|            | e(m)             | $\Delta$ | e(m)                | $\Delta$ |
| Poutre 1   | 2.25             | 1.818    | 1                   | 1.363    |
| Poutre 2   | 2.25             | 0.181    | 1                   | 0.636    |

Tab VI-3 coefficient de pondération pour le système Bc

VI-3.4 Cas du système Bt :

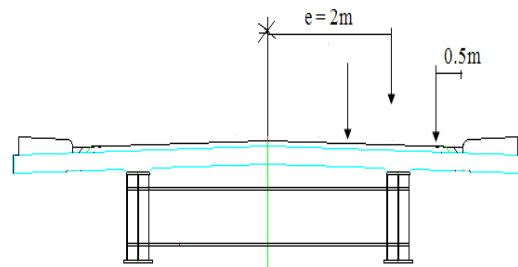
1<sup>er</sup> cas :

- Une voie chargée :

$e = 2m$

$\Delta_1 = 1,727$

$\Delta_2 = 0,272$



figVI-6 système Bt 1file chargé

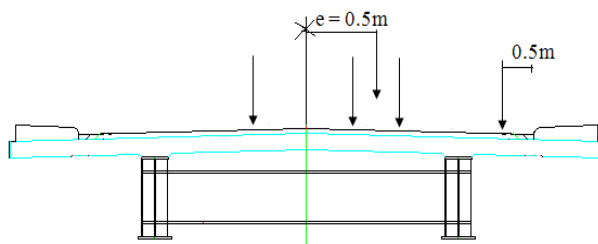
2<sup>ème</sup> cas :

- Deux voies chargées :

$e = 0,5 m$

$\Delta_1 = 1,181$

$\Delta_2 = 0,818$



figVI-7 système Bt 2voies chargé

| Système Bt | Une voie chargée |          | Deux voies chargées |          |
|------------|------------------|----------|---------------------|----------|
|            | e(m)             | $\Delta$ | e(m)                | $\Delta$ |
| Poutre 1   | 2                | 1,727    | 0,5                 | 1,181    |
| Poutre 2   | 2                | 0.272    | 0.5                 | 0.818    |

Tab VI-4 coefficient de pondération pour le système Bt

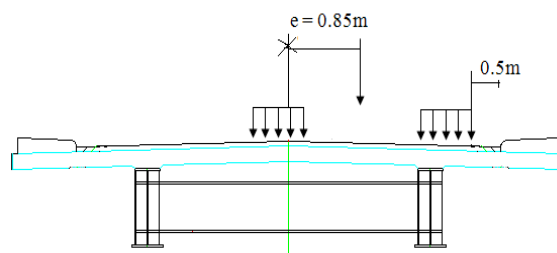
VI-3.5 Cas du convoi Mc120 :

- Une voie chargée :

$e = 0,85 \text{ m}$

$\Delta_1 = 1,309$

$\Delta_2 = 0,690$



figVI-8 système Mc120

Remarque :

Un seul convoi est autorisé à circuler sur la largeur du pont même si cela est géométriquement possible (fascicule 61 titre II).

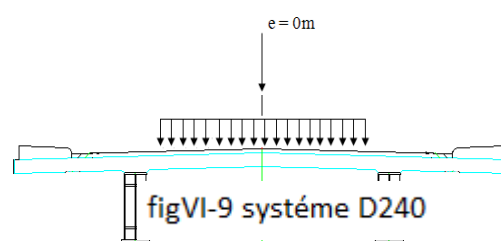
| Convoi Mc120 | Une voie chargée |          | Deux voies chargées |          |
|--------------|------------------|----------|---------------------|----------|
|              | e(m)             | $\Delta$ | e(m)                | $\Delta$ |
| Poutre 1     | 0.85             | 1.309    | /                   | /        |
| Poutre 2     | 0.85             | 0.690    | /                   | /        |

Tab VI-5 coefficient de pondération pour le système Mc120

### VI-3.5 Cas du convoi exceptionnel D240 :

En se référant au fascicule 61 titre II, le convoi D240 n'est frappé de majoration Dynamique et ne fait pas l'objet d'une pondération.

Transversalement, le convoi D240 est réparti sur une largeur de 3.2m.



| Convoi D240 | Une voie chargée |          | Deux voies chargées |          |
|-------------|------------------|----------|---------------------|----------|
|             | e(m)             | $\Delta$ | e(m)                | $\Delta$ |
| Poutre 1    | 0                | 1        | /                   | /        |
| Poutre 2    | 0                | 1        | /                   | /        |

Tab VI-6 coefficient de pondération pour le système D240

VI-3.6 Cas des surcharges sur les trottoirs :

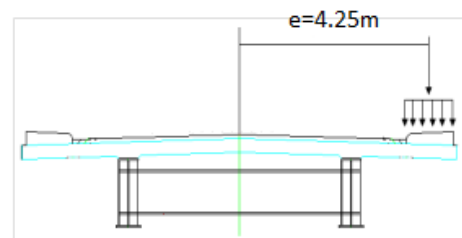
1<sup>er</sup> cas :

- Un trottoir chargé :

$e=4.25$

$\Delta_1=2.545$

$\Delta_2=-0.545$



figVI-10 un trottoir chargé

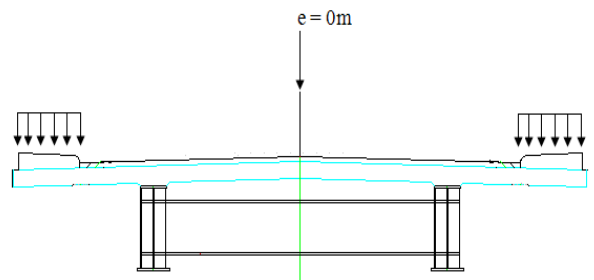
2<sup>ème</sup> cas :

- Deux trottoirs chargés :

$e=0$

$\Delta_1=1$

$\Delta_2=1$



figVI-11 deux trottoir chargé

| Surcharges sur les trottoirs | Un trottoir chargé |          | Deux trottoirs chargés |          |
|------------------------------|--------------------|----------|------------------------|----------|
|                              | e                  | $\Delta$ | e                      | $\Delta$ |
| Poutre                       |                    |          |                        |          |
| Poutre 1                     | 4.25               | 2.545    | 0                      | 1        |
| Poutre 2                     | 4.25               | -0.545   | 0                      | 1        |

Tab VI-7 coefficient de pondération pour trottoir

**VI-4 Combinaisons de charges :**

Un pont est conçu pour résister face aux différentes sollicitations dont il est l'objet.

La résistance implique une résistance globale du pont ainsi que la résistance des tous les éléments constituant chacun de sa part.

Par conséquent, le tablier est dimensionné selon les sollicitations les plus défavorables.

D'où la nécessité de déterminer la combinaison la plus défavorable.

Le fascicule 61 titre V définit deux états limites :

**A l'ELU :**

$$1.35G+1.6 (A(L) +\text{surcharges des trottoirs}) +0.9(T+G_r)$$

$$1.35G+1.6 (B_c +\text{surcharges des trottoirs}) +0.9(T+G_r)$$

$$1.35G+1.35 (M_{c120} \text{ v } D240) +0.9(T+G_r)$$

**A l'ELS :**

$$G+1.2 (A(L) +\text{surcharges des trottoirs}) +0.9(T+G_r)$$

$$G+1.2 (B_c +\text{surcharges des trottoirs}) +0.9(T+G_r)$$

$$G+ (M_{c120} \text{ v } D240) +0.9(T+G_r)$$

## VII-1 Pré dimensionnement de la section mixte :

### VII-1.1 Hypothèses de calcul :

La réalisation d'un pont mixte implique des contraintes particulières, notamment lors du montage des poutres métalliques et la mise en œuvre de la dalle.

L'effet de la section mixte ne peut avoir lieu qu'après prise du béton.

Les deux matériaux ainsi associés donnent naissance à une nouvelle structure, appelée structure mixte (acier-béton) où les matériaux sont solidarisés entre eux et travaillent simultanément.

Pour ceci, il est nécessaire d'assurer une bonne liaison entre poutres et la dalle. A cet effet, des connecteurs sont prévus.

Ainsi, les hypothèses suivantes sont avancées :

- La liaison entre l'acier et le béton est rigide, tout déplacement entre ces deux matériaux est rendu impossible grâce aux connecteurs.
- L'acier et le béton sont deux matériaux élastiques, ils obéissent ainsi à la loi de HOOK.
- La variation relative de la longueur est respectivement dans les fibres d'acier et le béton :

$$\left(\frac{\delta L}{L}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \quad \text{et} \quad \left(\frac{\delta L}{L}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

En se basant sur la première hypothèse

$$\left(\frac{\delta L}{L}\right)_a = \left(\frac{\delta L}{L}\right)_b \quad \text{soit} \quad \frac{\sigma_a}{E_a} = \frac{\sigma_b}{E_b} = n \quad (\text{coefficient d'équivalence})$$

Le coefficient d'équivalence  $n$  varie en fonction de l'âge du béton, autrement dit  $n$  croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du chargement augmente.

Par conséquent, on distingue trois valeurs de ( $n$ ) selon l'état dans lequel se trouve le béton.

| Sollicitation          | Champ d'application | n  |
|------------------------|---------------------|----|
| Charge instantanée     | Surcharge           | 6  |
| Charge de longue durée | Charge permanente   | 18 |
| Effets différés        | retrait             | 15 |

Tab VII-1 : Coefficient équivalent n (euro code 3)

### VII-1.2 Caractéristiques des sections :

#### VII-1.2.1 Caractéristiques géométriques des PRS :

##### VII-1.2.1.1 Section n°1 :

Nous décrivons les sections PRS dans la figure suivante.

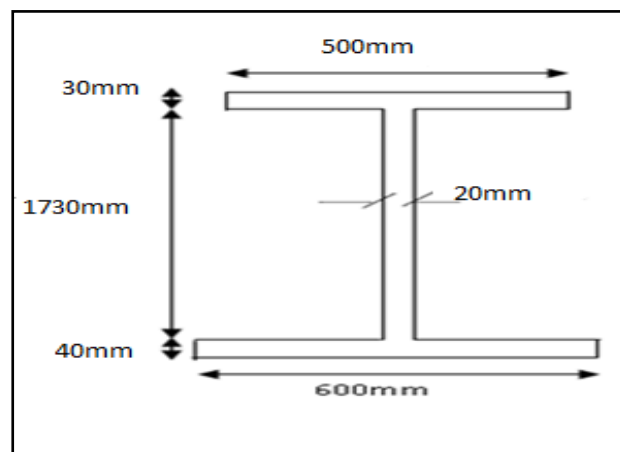


Fig. VII-1 : Description des sections PRS section 1

Les caractéristiques géométriques de la section mixte « 1 » sont résumées dans le tableau suivant :

| Désignation     | Dimension              | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | SΔ = B.Z | Io (cm <sup>4</sup> ) | IΔ (cm <sup>4</sup> ) |
|-----------------|------------------------|----------------------|--------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1               | 3×50                   | 150                  | 178.5  | 26775    | 112.5                 | 4779450               |
| 2               | 173×2                  | 346                  | 90.5   | 31313    | 862952.83             | 3696779.33            |
| 3               | 4×60                   | 240                  | 2      | 480      | 320                   | 1280                  |
| total           |                        | 736                  |        | 58568    |                       | 8477509.33            |
| V'              | 79.59                  |                      |        |          |                       |                       |
| I <sub>GB</sub> | 381.16×10 <sup>6</sup> |                      |        |          |                       |                       |

tab VII-2 Caractéristiques géométriques de la section mixte 1

VII-1.2.1.2 Section n°2 :

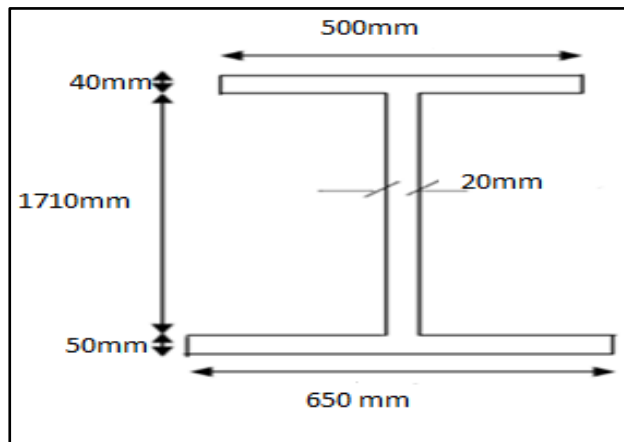


Fig VII-2 Description des sections PRS la section 2

Les caractéristiques géométriques de la section mixte «2 » sont résumées dans le tableau suivant :

| Désignation     | Dimension            | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | SΔ = B.Z | Io (cm <sup>4</sup> ) | IΔ (cm <sup>4</sup> ) |
|-----------------|----------------------|----------------------|--------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1               | 4×50                 | 200                  | 178    | 35600    | 266.66                | 6337066.66            |
| 2               | 171×2                | 342                  | 90.5   | 30951    | 833368.5              | 3634434               |
| 3               | 65×5                 | 325                  | 2.5    | 812.5    | 677.08                | 2708.33               |
| total           |                      | 867                  |        | 67363.5  |                       | 9974208.99            |
| V'              | 77.69                |                      |        |          |                       |                       |
| I <sub>GB</sub> | 4.74×10 <sup>6</sup> |                      |        |          |                       |                       |

Tab VII-3 Caractéristiques géométriques de la section mixte 2

VII-1.2.1.3 Section n°3 :

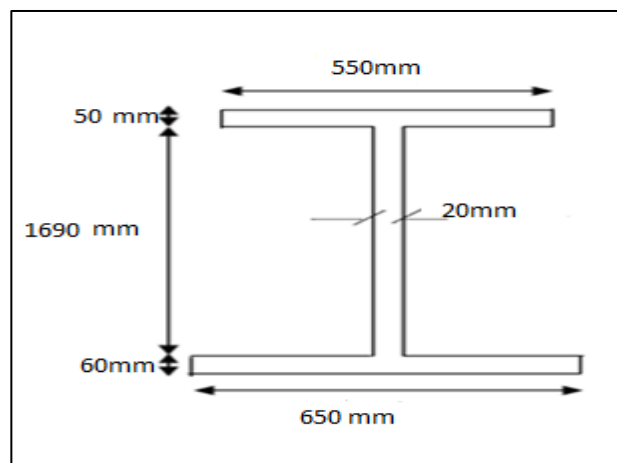


Fig VII-3 Description des sections PRS section 3

| Désignation     | Dimension              | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | SΔ = B.Z | Io (cm <sup>4</sup> ) | IΔ (cm <sup>4</sup> ) |
|-----------------|------------------------|----------------------|--------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1               | 55×5                   | 275                  | 177.5  | 48812.5  | 572.91                | 8664791.66            |
| 2               | 169×2                  | 338                  | 90.5   | 30589    | 804468.16             | 3572772.66            |
| 3               | 6×65                   | 390                  | 3      | 1170     | 1170                  | 4680                  |
| <b>Total</b>    |                        | 1003                 |        |          |                       | 12242244.32           |
| V'              | 80.33                  |                      |        |          |                       |                       |
| I <sub>GB</sub> | 576.98×10 <sup>6</sup> |                      |        |          |                       |                       |

Tab VII-4 Caractéristiques géométriques de la section mixte 3

|           | Surface « Sa »<br>m <sup>2</sup> | I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> ) | I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> ) | Y <sub>Ga</sub> |
|-----------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|-----------------|
| Section 1 | 0.736                            | 0.03817                          | 0.00103                          | 0.796           |
| Section 2 | 0.867                            | 0.04740                          | 0.00156                          | 0.777           |
| Section 3 | 0.1003                           | 0.0577                           | 0.00207                          | 0.803           |

Tab VII-5 : Caractéristiques géométriques des sections mixtes

### VII-1.2.2 Largeur de la dalle participante :

Selon l'Euro code 4, relatif au dimensionnement et vérification des sections mixtes, la largeur de la dalle participante est celle de l'hourdis à prendre en compte comme table de compression de la poutre mixte.

Dans l'étude des sections fléchies, il convient de connaître avec précision la largeur de la dalle participant à la flexion. On conçoit aisément que si les poutres sont très espacées, l'hourdis ne participe pas de façon homogène à la flexion. Or, les contraintes moyennes de flexion sont évaluées en adoptant la largeur *b<sub>e</sub>*. L'Eurocode 4 (version ENV 1994-1-1) propose l'expression suivante :

*b<sub>e</sub>* : largeur de la dalle participante

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min \left( \frac{L_0}{8}, b_i \right)$$

Dans le cas d'une poutre continue,  $l_0$  peut être choisie selon les indications données à la figure ci-dessous

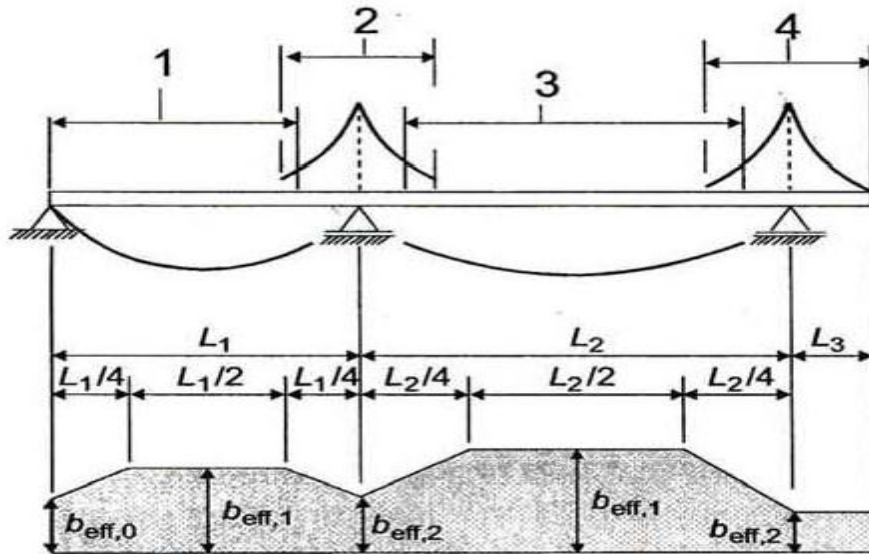


Fig.VII-4 : Description des sections PRS Travée équivalente «  $l_0$  », pour la détermination de la largeur participante (Eurocode 4 (ENV 1994-1-1))

### VII-1.2.3 Calcul de $b_e$ :

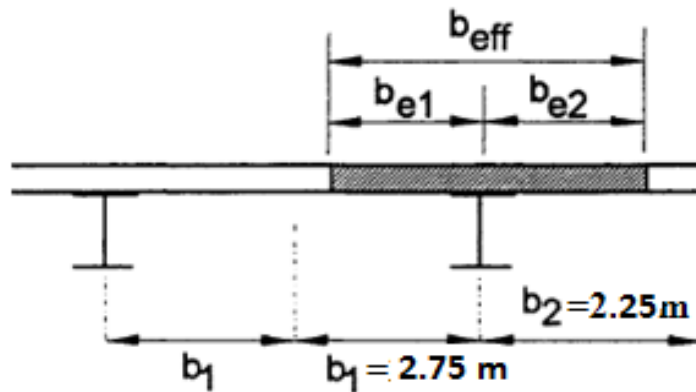


Fig.VII-5 : Description des sections PRS Largeur participante de la dalle pour la poutre « 1 »

Selon la figure 5 nous avons  $l_0 = 0.8 \times L_1$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{0.8L_1}{8}, b_1\right) = \min\left(\frac{0.8 \times 37.6}{8}, 2.75\right) = 2.75$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{0.8L_1}{8}, b_2\right) = \min\left(\frac{0.8 \times 37.6}{8}, 2.25\right) = 2.25$$

Donc:

$$b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 2.25 + 2.75$$

$$b_{eff1} = 5\text{m}$$

On procède de la même façon pour les autres poutres, on trouve :

$$b_{eff2} = \min \left( \frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.25 \right) + \min \left( \frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.75 \right)$$

**$b_{eff2} = 5m$**

$$b_{eff3} = \min \left( \frac{0.8 \times 50}{8}, 2.25 \right) + \min \left( \frac{0.8 \times 50}{8}, 2.75 \right)$$

**$b_{eff3} = 5m$**

Pour notre cas on adopte une largeur participante unique sur toutes les sections

**$b_{eff} = 5m$**

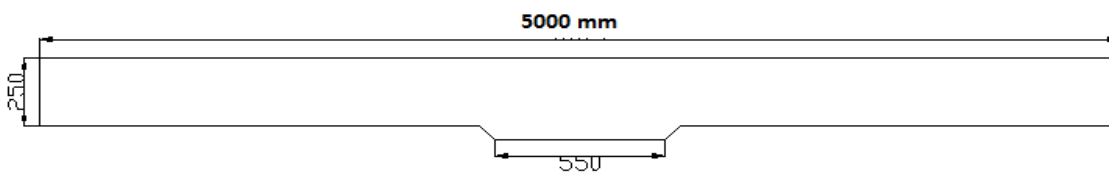


Fig.VII-6 : Description de la dalle participante.

Le tableau VII.6 résume les caractéristiques géométriques de la section béton

| Désignation | Dimension | B (cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | SΔ = B.Z | Io (cm <sup>4</sup> ) | IΔ (mm <sup>4</sup> ) |
|-------------|-----------|----------------------|--------|----------|-----------------------|-----------------------|
| 1           | 500×25    | 12500                | 13     |          |                       |                       |
| 2           | 55×5      | 275                  | 137.5  |          |                       |                       |
| 2×3         | 5×5/2     | 25                   | 2.5    |          |                       |                       |
| total       |           | 12800                | 17.2   |          |                       | 0.0006                |

Tab VII-6 : Caractéristiques géométriques de la section béton

VII-1.2.4 Caractéristiques d'une section mixte :

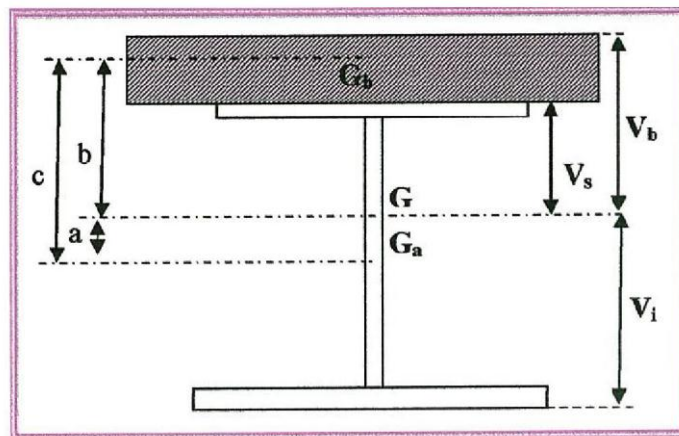


Fig.VII-6 : Description de la section mixte.

On prend comme exemple la section 1

$$G_b = \frac{\sum Y_i S_i}{\sum S_i} = 0.128 \text{ m}, Y_{Gb} = 122 + ha + 50 = 1217.2309 \text{ mm}$$

$$V_b = b + 128$$

$$V_a = a + V' = a + 795,9$$

$$V_a = b - 122 - 50 = b - 172 \text{ mm}$$

$$C = V + 122 + 50 = 1176.1 \text{ mm}$$

$$a = \frac{S_b c}{n s} \quad b = S_b \frac{c}{s} \quad S = S_a + \frac{S_b}{n}$$

$$I = I_a + \frac{I_b}{n} + a \times b \times S$$

$$W_a = \frac{I}{V_a} \quad W_{a'} = \frac{I}{V_{a'}} \quad W_b = \frac{I}{V_b}$$

$I_a$  : inertie de la section d'acier ,  $I_b$  : inertie de la section béton.

$S_b$  : section de la dalle participante,  $S_a$  : section de la poutre acier.

$W_b$  : moment statique par rapport à la section béton

$W_a$  : moment statique par rapport à la semelle supérieure.

$w_{a'}$  : moment statique par rapport à la semelle inférieure.

$$B_n = \frac{\frac{B}{n}}{\frac{b}{n} + A} \quad B_n : \text{section du béton rendue homogène,}$$

A : section du PRS.

**Section 1 :**

| N  | c (cm) | a (cm) | b (cm) | S (cm <sup>2</sup> ) | I (10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>4</sup> ) | $v'_a$ (cm) | Va (cm) | Vb (cm) | Wb(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa' (10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Bn(10 <sup>3</sup> ) (cm <sup>2</sup> ) |
|----|--------|--------|--------|----------------------|---|-------------|---------|---------|---|---|---|---|
| ∞  | 117.6  | 0      | 117.6  | 736                  | 5.77                                    | 79.59       | 100.4   | 130.4   | 0.0442                                  | 0.0574                                  | 0.0724                                    | 0                                       |
| 18 | 117.6  | 57.78  | 59.81  | 1447.1               | 10.8                                    | 137.4       | 42.16   | 72.61   | 0.1487                                  | 0.2561                                  | 0.0786                                    | 0.491                                   |
| 15 | 117.6  | 63.14  | 54.46  | 1589.3               | 11.27                                   | 142.7       | 37.26   | 67.26   | 0.1675                                  | 0.3024                                  | 0.0789                                    | 0.450                                   |
| 6  | 117.6  | 87.43  | 30.16  | 2869.3               | 13.36                                   | 167.1       | 12.96   | 42.96   | 0.3109                                  | 1.0308                                  | 0.0799                                    | 0.414                                   |

Tab VII-7 : Caractéristiques géométriques de la section mixte 1

**Section 2 :**

| N  | c (cm) | a (cm) | b (cm) | S (cm <sup>2</sup> ) | I (10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>4</sup> ) | $v'_a$ (cm) | Va (cm) | Vb (cm) | Wb(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa'(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Bn(10 <sup>3</sup> ) (cm <sup>2</sup> ) |
|----|--------|--------|--------|----------------------|---|-------------|---------|---------|---|---|--|---|
| ∞  | 119.5  | 0      | 119.5  | 867                  | 4.74                                    | 102.3       | 102.3   | 132.3   | 0.0358                                  | 0.0463                                  | 0.046                                    | 0                                       |
| 18 | 119.5  | 53.84  | 65.65  | 1578.1               | 10.34                                   | 156.1       | 48.45   | 78.45   | 0.1318                                  | 0.2134                                  | 0.062                                    | 0.539                                   |
| 15 | 119.5  | 59.27  | 60.22  | 1720.3               | 10.92                                   | 161.6       | 43.02   | 73.02   | 0.1495                                  | 0.2538                                  | 0.069                                    | 0.496                                   |
| 6  | 119.5  | 84.96  | 34.53  | 3000.3               | 13.65                                   | 187.3       | 17.33   | 21.73   | 0.6281                                  | 0.7876                                  | 0.073                                    | 0.459                                   |

Tab VII-8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte 2

**Section 3 :**

| N  | c (cm) | a (cm) | b (cm) | S (cm <sup>2</sup> ) | I (10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>4</sup> ) | $v'_a$ (cm) | Va (cm) | Vb (cm) | Wb(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Wa'(10 <sup>6</sup> ) (cm <sup>3</sup> ) | Bn(10 <sup>3</sup> ) (cm <sup>2</sup> ) |
|----|--------|--------|--------|----------------------|---|-------------|---------|---------|---|---|--|---|
| ∞  | 116.9  | 0      | 116.9  | 1003                 | 3.81                                    | 99.67       | 99.7    | 129.7   | 0.0293                                  | 0.0382                                  | 0.038                                    | 0                                       |
| 18 | 116.9  | 48.5   | 68.4   | 1714.1               | 9.53                                    | 148.17      | 51.2    | 81.2    | 0.1173                                  | 0.1861                                  | 0.064                                    | 0.743                                   |
| 15 | 116.9  | 53.7   | 63.16  | 1856.3               | 10.15                                   | 153.4       | 45.9    | 75.96   | 0.1336                                  | 0.2211                                  | 0.066                                    | 0.711                                   |
| 6  | 116.9  | 78.97  | 37.38  | 3136.3               | 13.18                                   | 178.64      | 20.18   | 50.18   | 0.2626                                  | 0.6531                                  | 0.073                                    | 0.680                                   |

Tab VII-9 : Caractéristiques géométriques de la section mixte 3

### VII-1.3 Etude de l'effet de retrait et de différence de température :

L'emploi de deux matériaux ayant une caractéristique mécanique différente solidarisée d'une manière continue, fait naître dans la poutre mixte excepté toutes les charges extérieures, un état de contrainte dans chaque section. Des sollicitations de type différé sont provoquées par deux facteurs :

- Un retrait de béton
- Une différence de température  $T$  entre l'acier et le béton.

Le retrait développe des contraintes de traction dans la même semelle. Or, le glissement de celle-ci est gêné par l'ossature métallique, et un système d'auto contrainte se développe. L'effet de différence de température analogue à celui de retrait.

#### VII-1.3.1 Etude d'effet du retrait :

L'effet du retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement. Au contact des deux matériaux, le béton freiné par les connecteurs ne peut pas effectuer son retrait librement, ce phénomène engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

#### VII-1.3.2 Hypothèse de calcul :

Nous considérons une poutre à inertie constante. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.

Le coefficient d'équivalence ( $n$ ) est de 15 du fait de la faible participation de la dalle.

Si on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire  $\Delta x$  du au retrait peut se faire librement.

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

$\Delta x$  : raccourcissement unitaire du béton

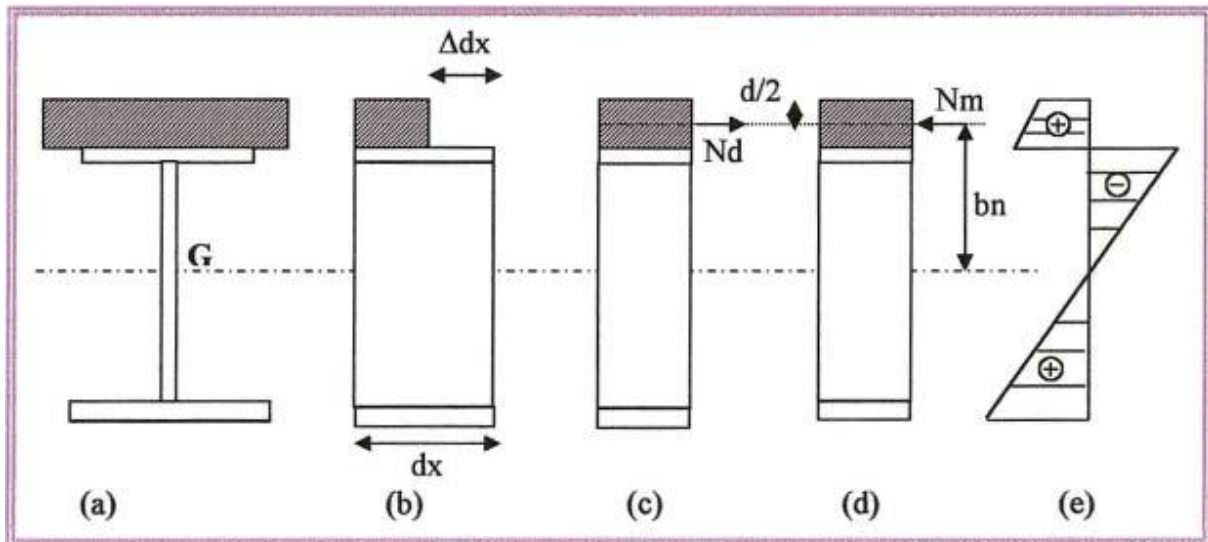


Fig.VII-7 : Comportement de la section mixte.

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte  $\sigma_b$  calculée de la manière suivante :

$$\sigma_b = E_b \times \varepsilon_r$$

Avec:  $E_b = E_a / n$

$\varepsilon_r$ : Coefficient de retrait.

En considérant que  $\Delta dx = \varepsilon_r \times dx$

Avec  $\varepsilon_r$  qui représente l'allongement relatif unitaire égal a  $\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$ .

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité  $b_n$  ( $n=15$ ) une force de réaction, on obtient :

- Un effort normal de compression :  $N_m = -N_b$ .
- Un moment de flexion (positif) :  $M_m = N_m \times b_n = \sigma_b \times \omega$ .

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

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

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

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

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique :  $\sigma_a = -\eta \times \beta \times \sigma_b + -\eta \times (\sigma_b \times \omega / I) \times V_a$

- Dans le béton :  $\sigma_b = -\beta \times \sigma_b - (\sigma_b \times \omega / I) \times V_b$ .

**VII-1.3.2.1. Notation :**

**n =15** (coefficient d'équivalence).

$$\beta = B_n / (B_n + A) = B_{15} / (B_{15} + A).$$

**B<sub>15</sub>**: Section du béton rendue homogène pour **n = 15**.

**B** : Section du béton.

**A** : Section d'acier.

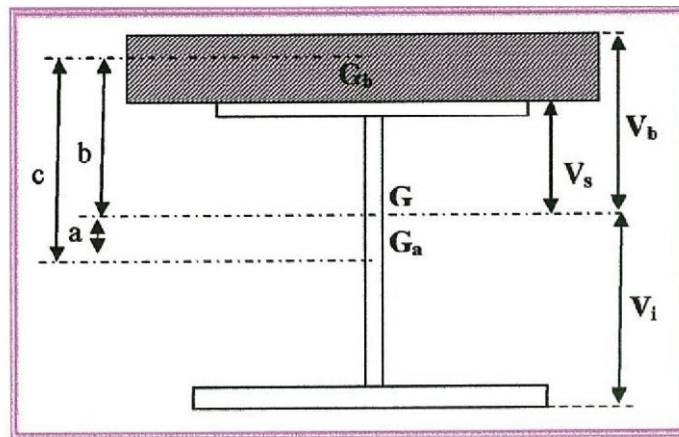


Fig.VII-8 : Description de la section mixte

$\omega$  : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour n=15.

$$\omega = B_{15} \times B_{15}$$

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

**VII-1.3.3. Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :**

Une différence de température  $\Delta T$  entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

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

$$\epsilon_t \times \Delta T = 10^{-5} \times 10 = 10^{-4}$$

Avec  $\epsilon_t$ : coefficient de retrait du à la différence de température.

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

La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prend  $n = 6$ .

**VII-1.3.3.1. Calcul de la contrainte due à  $\Delta T$  :**

$\sigma_{b0} = \epsilon_t \times E_a / n$  ; Avec :  $n = 6$ .

$\sigma_{b0} = \pm 10^{-4} \times (2,1 \times 10^6) / 6 \Rightarrow \sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$ .

**- Les contraintes dans le béton:**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b0} \\ \sigma_{b1} = -\beta \cdot \sigma_{b0} \\ \sigma_{b2} = -(Mm/l) \cdot V_b = -\frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_b \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{bT} = (1-\beta) \cdot \sigma_{b0} - \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_b$$

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

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{a0} \\ \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} \\ \sigma_{a2} = -\eta (Mm/l) \cdot V_a = -\eta \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_a \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{aT} = \eta \cdot (1-\beta) \cdot \sigma_{b0} - \eta \frac{\sigma_{b0} \cdot W_6}{I} V_a$$

**VII-1.3.3.2 Détermination des effets des sollicitations internes sur les sections mixtes :**

**Section 1 :**

**- Cas de moment positif :**

Dans ce cas nous allons étudier la section la plus sollicitée des poutres à mi-travée

- Effet du retrait :

$$\beta = B_{15} / (B_{15} + A).$$

$$\beta = (12800 / 15) / ((12800 / 15) + 736) = 0.536$$

B : section béton      A : section d'acier.

$$W_{15} = b_{15} \cdot B_{15}$$

$$b_{15} = \frac{736 \times C}{736 + \frac{12800}{15}} = 544.59 \text{ mm}$$

$B_{15}$  : section homogène du béton (n=15)

$$b_{15} = 544.59 \text{ mm}$$

$$W_{15} = (12800 / 15) \times 54.46 = 46472.53 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = (E_a / 15) \times \varepsilon_r = 56 \times 46472.53$$

$$M_{15} = 2602461.86 \text{ kg.cm}$$

**Sur le béton :**  $\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_{15}}{W_b} = (1 - 0.536) \times 56 - \frac{2602461.86}{167558.72}$

$$\sigma_{br} = 10.45 \text{ kg/cm}^2$$

**Sur l'acier :**  $\sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W_a} \right) = -15 \times 0.536 \times 56 + 15 \times \frac{2602461.86}{302400}$

$$\sigma_{sr} = -529.727 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W'_a} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 44.52 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues au retrait :  $\alpha = 1.32$**

$$\sigma_{br} = 10.45 \times 1.32 = 13.794 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = -529.727 \times 1.32 = -699.239 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 44.52 \times 1.32 = 58.766 \text{ kg/cm}^2$$

- Effet de température :

$$\sigma_{b0} = \varepsilon_t \times (E_a / 6) = \Delta T \times w_t \times (E_a / 6) = \pm 10 \times 10^{-5} \times (2100000 / 6)$$

$$\sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = B_6 / (B_6 + A).$$

$$\beta = (12800 / 6) / ((12800 / 6) + 736) = 0.743$$

$$W_6 = b_6 \times B_6$$

$$b_6 = 301.65 \text{ mm}$$

$$W_6 = 301.65 \times \frac{1280000}{6} = 64352 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_{b0} \times W_6 = (E_a / 6) \times \varepsilon_r \times W_6 = 35 \times 64352$$

$$M_6 = 2252320 \text{ kg.cm}$$

**- Contraintes résultantes :**

**Sur le béton :**  $\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_6}{W_b} = (1 - 0.743) \times 35 - \frac{2252320}{310900}$

$$\sigma_{br} = 1.75 \text{ kg/cm}^2$$

**Sur l'acier :**  $\sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right) = -6 \times 0.743 \times 35 + 6 \times \frac{2252320}{1030800}$

$$\sigma_{sr} = -158.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 13.10 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues à  $\Delta T$  :  $\alpha = 1.5$**

**$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2$**

$$\sigma_{bt} = 2.625 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = -237.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = 19.65 \text{ kg/cm}^2$$

**$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2$**

$$\sigma_{bt} = -2.625 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 237.31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = -19.65 \text{ kg/cm}^2$$

**Cas de moment négatif :**

Dans ce cas nous allons étudier les sections les plus sollicitées des poutres sur appuis, dans notre cas nous avons deux sections d'inertie «  $I_1$  » et «  $I_2$  »

Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

$$B = 12800 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\text{rature}} = 0,01 \times 12800 = 128 \text{ cm}^2.$$

Pour une valeur de 128 cm<sup>2</sup>, on opte pour le choix de 42HA20, qui nous donne une section d'armature  $A_s + A_i = 131.95 \text{ cm}^2$ .

Section2 :

**Détermination des effets des sollicitations internes sur les sections mixtes :**

**Effet du retrait :**

$$\beta = B_{15} / (B_{15} + A).$$

$$\beta = (12800 / 15) / ((12800 / 15) + 867) = 0.496$$

B : section béton      A : section d'acier.

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15}$$

$$b_{15} = \frac{736 \times C}{736 + \frac{12800}{15}} = 602.24 \text{ mm}$$

$B_{15}$  : section homogène du béton (n=15)

$$b_{15} = 602.24 \text{ mm}$$

$$W_{15} = (12800 / 15) \times 60.224 = 51391.14 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = (E_a / 15) \times \varepsilon_r = 56 \times 51391.14$$

$$M_{15} = 2877904.21 \text{ kg.cm}$$

**Sur le béton :**  $\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_{15}}{W_b} = (1 - 0.496) \times 56 - \frac{2877904.21}{149500}$

$$\sigma_{br} = 8.97 \text{ kg/cm}^2$$

**Sur l'acier :**  $\sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W_a} \right) = -15 \times 0.496 \times 56 + 15 \times \frac{2877904.21}{253800}$

$$\sigma_{sr} = -586.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W'_a} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 246.55 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues au retrait :  $\alpha = 1.32$**

$$\sigma_{br} = 8.9 \times 1.32 = 11.748 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = -586.72 \times 1.32 = -774.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 246.55 \times 1.32 = 325.446 \text{ kg/cm}^2$$

**- Effet de température**

$$\sigma_{b0} = \epsilon t \times (E_a / 6) = \Delta T \times w_t \times (E_a / 6) = +/- 10 \times 10^{-5} \times (2100000/6)$$

$$\sigma_{b0} = +/- 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = B_6 / (B_6 + A)$$

$$\beta = (12800 / 6) / ((12800/6) + 867) = 0.711$$

$$W_6 = b_6 \times B_6$$

$$b_6 = 345.4 \text{ mm}$$

$$W_6 = 345.4 \times \frac{1280000}{6} = 73685.33 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_{b0} \times W_6 = (E_a / 6) \times \epsilon_r \times W_6 = 35 \times 73685.33$$

$$M_6 = 2578986.66 \text{ kg.cm}$$

**Contraintes résultantes :**

**Sur le béton :**  $\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_6}{W_b} = (1 - 0.711) \times 35 - \frac{2578986.66}{628100}$

$$\sigma_{br} = 6.008 \text{ kg/cm}^2$$

**Sur l'acier :**  $\sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right) = -6 \times 0.711 \times 35 + 6 \times \frac{2578986.66}{877600}$

$$\sigma_{sr} = -166.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 62.66 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues à ΔT : α=1.5 :**

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = 9.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = -250.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = 93.99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = -9.012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 250.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = -93.99 \text{ kg/cm}^2$$

### Section 3 :

#### Détermination des effets des sollicitations internes sur les sections mixtes :

##### - Effet du retrait :

$$\beta = B_{15} / (B_{15} + A).$$

$$\beta = (12800 / 15) / ((12800 / 15) + 1003) = 0.459$$

B : section béton      A : section d'acier.

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15}$$

$$b_{15} = \frac{736 \times C}{736 + \frac{12800}{15}} = 631.6 \text{ mm}$$

$B_{15}$  : section homogène du béton ( $n=15$ )

$$b_{15} = 631.6 \text{ mm}$$

$$W_{15} = (12800 / 15) \times 631.6 = 53896.53 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = (E_a / 15) \times \varepsilon_r = 56 \times 53896.53$$

$$M_{15} = 3018205.86 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Sur le béton : } \sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_{15}}{W_b} = (1 - 0.459) \times 56 - \frac{3018205.86}{133600}$$

$$\sigma_{br} = 7.704 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sur l'acier : } \sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W_a} \right) = -15 \times 0.459 \times 56 + 15 \times \frac{3018205.86}{221100}$$

$$\sigma_{sr} = -590.32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_{15}}{W_a'} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 300.39 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues au retrait :  $\alpha=1.32$  :**

$$\sigma_{br} = 7.704 \times 1.32 = 10.169 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = -590.32 \times 1.32 = -779.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 300.39 \times 1.32 = 396.51 \text{ kg/cm}^2$$

**- Effet de température :**

$$\sigma_{b0} = \epsilon_t \times (E_a / 6) = \Delta T \times w_t \times (E_a / 6) = +/- 10 \times 10^{-5} \times (2100000/6)$$

$$\sigma_{b0} = +/- 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = B_6 / (B_6 + A)$$

$$\beta = (12800 / 6) / ((12800/6) + 1003) = 0.680$$

$$W_6 = b_6 \times B_6$$

$$b_6 = 373.8 \text{ mm}$$

$$W_6 = 373.8 \times \frac{1280000}{6} = 79744 \text{ cm}^3$$

$$M_6 = \sigma_{b0} \times W_6 = (E_a / 6) \times \epsilon_r \times W_6 = 35 \times 79744$$

$$M_6 = 2791040 \text{ kg.cm}$$

**Contraintes résultantes :**

**Sur le béton :**  $\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{b0} - \frac{M_6}{W_b} = (1 - 0.680) \times 35 - \frac{2791040}{262600}$

$$\sigma_{br} = 0.571 \text{ kg/cm}^2$$

**Sur l'acier :**  $\sigma_{sr} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + -n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right) = -6 \times 0.68 \times 35 + -6 \times \frac{2791040}{653100}$

$$\sigma_{sr} = -168.441 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -n \times \beta \times \sigma_{b0} + n \times \left( \frac{M_6}{W_a} \right)$$

$$\sigma_{ir} = 86.60 \text{ kg/cm}^2$$

**Contraintes pondérées dues à  $\Delta T$  :  $\alpha=1.5$  :**

$$\sigma_{b0} = +35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = 0.8565 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = -252.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = 129.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b0} = -35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = -0.8565 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{st} = 252.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{it} = -129.9 \text{ kg/cm}^2$$

#### VII-1.4 Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes intervient pour chacune des phases de construction de l'ouvrage, au niveau des semelles supérieure et inférieure ainsi qu'au niveau du béton.

Il est à rappeler que pour chacune des étapes citées ci-dessous, la contrainte calculée ne doit, en aucun cas, excéder les contraintes admissibles pour chaque matériau (l'acier et le béton).

Autrement dit, pour ce qui est de l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_{inf} \leq \sigma_{adm} \\ \text{et} \\ \sigma_{sup} \leq \sigma_{adm} \end{cases}$$

Avec:

$$\sigma_{adm} = 27 \text{ da/mm}^2 \text{ dans le cas de la traction.}$$

$$\sigma_{adm} = 24 \text{ da/mm}^2 \text{ dans le cas de la compression.}$$

Pour ce qui est du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ adm} = 0.6 \times f_{c\ 28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} \leq \sigma_{bt\ adm} = 0.6 + 0.06 \times f_{c\ 28} = 2.4 \text{ MPa}$$

Avec :

$\sigma_{inf}$ : Contrainte au niveau de la semelle inférieure.

$\sigma_{sup}$ : Contrainte au niveau de la semelle supérieure.

$\sigma_{adm}$ : Contrainte admissible de l'acier.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte de compression au niveau du béton.

$\sigma_{bt}$ : Contrainte de traction au niveau du béton.

### VII-1.4.1 Procédure :

Les contraintes sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à la charge finale.

Ainsi, quatre cas de figures se dégagent selon les étapes.

#### 1<sup>ère</sup> étape :

- **Mise en place de l'ossature métallique et la dénivellation allée :**

$$N=\infty \begin{cases} \sigma_{s1} = (M_{cp} + M_{\Delta allé})/W_a \\ \sigma_{i1} = -(M_{cp} + M_{\Delta allé})/W'_a \\ \sigma_{b1} = 0 \end{cases}$$

#### 2<sup>ème</sup> étape :

- **Après le bétonnage de la dalle (les dénivellations retour sont faites) :**

$$N=18 \quad \begin{cases} \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + (M_{\text{ccp}+\Delta \text{ retour}})/W_a \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - (M_{\text{ccp}+\Delta \text{ retour}})/W'_a \\ \sigma_{b2} = M_{\text{ccp}+\Delta \text{ retour}} \end{cases}$$

**3<sup>ème</sup> étape :**

- **L'effet de retrait et du ccp :**

$$N=15 \quad \begin{cases} \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \\ \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \sigma_{\text{retrait}} \pm \sigma_{\text{température}} \end{cases}$$

**4<sup>ème</sup> étape :**

- **Introduction des surcharges :**

On distingue deux cas de figure :

**Sous moment positif :**

$$N=6 \quad \begin{cases} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} - M_{\text{pos}}/W_a \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} + M_{\text{pos}}/W'_a \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} - M_{\text{pos}}/nW_b \end{cases}$$

**Sous moment négatif :**

$$N=6 \quad \begin{cases} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} - M_{\text{nég}}/W_a \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} + M_{\text{nég}}/W'_a \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} - M_{\text{nég}}/nW_b \end{cases}$$

### VII-1.3.4 Dénivellation des appuis :

#### VII-1.3.4.1 Introduction :

Dans le cas des ossatures mixtes, le problème du béton tendu, au niveau des appuis intermédiaires, est souvent posé, vu la mauvaise résistance de ce dernier vis-à-vis de la traction.

Afin de y remédier, on prévoit des armatures d'acier en ces zones, toutefois couteuse, mais également une dénivellation d'appuis laquelle fera l'objet d'une étude.

#### VII-1.3.4.2 Principe de la méthode :

La méthode consiste à conférer une pré-compression  $\sigma_b$  à la dalle de façon à ce que la contrainte dans le béton, induite par la charge permanente, soit nulle.

$$\sigma_b \geq \sigma_b (ccp + CP) \quad \text{et} \quad M = \frac{\sigma_b (cp + ccp)}{w_b} \leq \frac{\sigma_b}{w_b}$$

#### - Dénivellation retour (n=18) :

La dénivellation retour est donnée par la formule de CLAPEYRON

$$M_{i-1} L_i + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + M_{i+1} L_{i+1} = 6EI \left( \frac{V_{i+1} - V_i}{L_{i+1}} - \frac{V_i - V_{i-1}}{L_i} \right)$$

$$M_{i-1} L_i + 2(L_i + L_{i+1}) M_i + M_{i+1} L_{i+1} = 6EI \left( \frac{\Delta_{i+1}}{L_{i+1}} - \frac{\Delta_i}{L_i} \right)$$

$M_i$  : moment fléchissant au niveau de l'appui  $i$  ;

$L_i$  : longueur de la travée  $i$  ;

$\Delta_i$  : déplacement de l'appui  $i$ .

**1<sup>er</sup> appui :**

$$M_0 L_1 + 2(L_1 + L_2) M_1 + M_2 L_2 = 6EI \left( \frac{\Delta_2}{L_2} - \frac{\Delta_1}{L_1} \right)$$

$M_0 = 0, M_1 = M_2$  (en raison de la symétrie)

$\Delta_2 = 0$  (pas de déplacement de l'appui 1 par rapport à l'appui 2)

$$2(L_1 + L_2) M_1 + M_1 L_2 = -6EI \frac{\Delta_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow M_1 = - \frac{6EI \Delta_1}{L_1(2L_1 + 3L_2)}$$

$$\Rightarrow \Delta_1 = - \frac{M_1 L_1(2L_1 + 3L_2)}{6EI}$$

$$= - \frac{-642,83 \times 37,6 \times 225,2 \times 10^6}{6 \times 2,1 \times 10,8 \times 10^3 \times 10^6}$$

$$\Delta_1 = 40 \text{ cm}$$

**2<sup>ème</sup> appui:**

$$M_1 L_2 + 2(L_2 + L_3) M_2 + M_3 L_3 = 6EI \left( \frac{\Delta_3}{L_3} - \frac{\Delta_2}{L_2} \right)$$

$M_3 = 0, \Delta_3 = 0$

$$M_1 L_2 + 2(L_2 + L_3) M_2 = -6EI \frac{\Delta_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow M_2 = - \frac{6EI \Delta_2}{L_2(2L_3 + 3L_2)}$$

$$\Rightarrow \Delta_2 = - \frac{M_2 L_2 (2L_3 + 3L_2)}{6EI}$$

$$= - \frac{-483,41 \times 50 \times 225,2 \times 10^6}{6 \times 2,1 \times 10,8 \times 10^3 \times 10^6}$$

$$\Delta_2 = 31,11 \text{ cm}$$

**Dénivellation allé (n=∞):**

**1<sup>er</sup> appui :**

$$M_1 = - \frac{6EI\Delta_1}{L_1(2L_1 + 3L_2)}$$

$$= - \frac{6 \times 2,1 \times 31,11 \times 5,77 \times 10^6 \times 10^3}{37,6 \times 225,2 \times 10^6}$$

$$= -343,44 \text{ Tm}$$

**2<sup>ème</sup> appui :**

$$M_2 = - \frac{6EI\Delta_2}{L_2(2L_3 + 3L_2)}$$

$$= - \frac{6 \times 2,1 \times 40 \times 5,77 \times 10^6 \times 10^3}{50 \times 225,2 \times 10^6}$$

$$= -258,266 \text{ Tm}$$

| Section 1        | Sollicitations   | M(Tm)    | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_i$ (MPa) |
|------------------|--|----------|------------------|------------------|------------------|
| Etat : vide      | N= $\infty$<br>CP (après construction)                     | 348.131  | -                | -91.133          | 91.613           |
|                  | N=18<br>ccp  | 19.432   | -1.65            | -1.044           | 3.036            |
|                  | CP+CCP   | -        | -1.65            | -92.177          | 94.649           |
|                  | N=15<br>retrait  | -        | 1.016            | -77.92           | 39.65            |
|                  | N=6<br>$\Delta_T$  | -        | 0.085            | 25.26            | -12.99           |
|                  | CP +CCP +Retrait+<br>$\Delta_T$                            | -        | -0.549           | -144.837         | 121.309          |
|                  | CP +CCP +Retrait-<br>$\Delta_T$                            | -        | -0.719           | -195.357         | 147.289          |
| Etat : en charge | N=6<br>Surcharges routières                                | 535,796  | -20,4            | -8,2             | 73,396           |
|                  |  | -252.665 | 9.621            | 3.868            | -34.611          |
|                  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T$ + $\sigma_{M^-}$ (surcharges) |          |                  | 9.072            | -140.969         |

|  |  |            |            |         |
|--|--|------------|------------|---------|
|  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -20,949    | -153,037   | 194,705 |
|  | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^-}$ (surcharges) | 8.902      | -191.489   | 112.678 |
|  | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -21,1      | -203,557   | 220,685 |
|  | <b>Contraintes admissibles</b>                           | 2,7        | 338        | 338     |
|  |  | 21         |            |         |
|  | <b>vérification</b>                                      | <b>non</b> | <b>oui</b> |         |

Tab VII-10 Vérification des contraintes de la section mixte 1

**Remarque :**

Les contraintes de traction au niveau du béton ne sont pas vérifiées, ce qui revient à vérifier la section à l'infini (en section fissurée).

| Section 2        | Sollicitations   | M(Tm)    | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_i$ (MPa) |
|------------------|--|----------|------------------|------------------|------------------|
| Etat : vide      | N= $\infty$<br>CP (après construction)                   | 42.468   | -                | -18.344          | 18.464           |
|                  | N=18<br>ccp  | -136.957 | -10.391          | 6.417            | -22.089          |
|                  | CP+CCP   | -        | -10.391          | -11.927          | -3.625           |
|                  | N=15<br>retrait  | -        | 1.174            | -77.44           | 32.54            |
|                  | N=6<br>$\Delta_T$  | -        | 0.901            | -25.041          | 9.399            |
|                  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T$                             | -        | -8.316           | -114.408         | 38.314           |
|                  | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T$                             | -        | -10.118          | -64.326          | 19.516           |
| Etat : en charge | N=6<br>Surcharges routières                              | 559.707  | -8.911           | -7.106           | 76,672           |
|                  |  | -333.916 | 5.316            | 4.239            | -45.741          |
|                  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T + \sigma_{M^-}$ (surcharges) |          | 2.5              | -110.723         | -7.427           |

|                     |  |            |            |         |
|---------------------|--|------------|------------|---------|
|                     | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -17.227    | -121.514   | 114.986 |
|                     | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^-}$ (surcharges) | -4.802     | -60.087    | -26.225 |
|                     | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -19.029    | -71.432    | 96.188  |
|                     | <b>Contraintes admissibles</b>                           | 2,7        | 338        | 338     |
|                     |  | 21         |            |         |
| <b>vérification</b> |  | <b>oui</b> | <b>oui</b> |         |

Tab VII-11 Vérification des contraintes de la section mixte 2

| Section 3        | Sollicitations                                       | M (Tm)               | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_i$ (MPa) |          |
|------------------|--|----------------------|------------------|------------------|------------------|----------|
| Etat : vide      | N=∞  | CP                   | -795.4           | -                | 138.57           | -109.86  |
|                  |  | $\Delta_{aller}$     | -343,44          | -                | 59,832           | -47,436  |
|                  | N=18   | $\Delta_{retour}$    | 642,83           | -43,230          | -25,100          | 81,784   |
|                  |  | ccp                  | -373.067         | 25.088           | 14.566           | -47.464  |
|                  | N=15   | retrait              | -                | 1.379            | -69.920          | 5.876    |
|                  |  | $\Delta_T$           | -                | 0.262            | -23.730          | 1.965    |
|                  | N=15   | Retrait+ $\Delta_T$  | -                | 1.641            | 93.650           | 7.841    |
|                  |  | Retrait- $\Delta_T$  | -                | 1.117            | -46.190          | 3.911    |
| Etat : en charge | N=6  | Surcharges routières | 105.000          | -3.377           | -1.018           | 13.141   |
|                  |  |                      | -440.160         | 14.160           | 9.630            | -124.242 |
|                  | $\sigma_1 = \sigma_{cp} + \sigma_{\Delta_{aller}}$   |                      |                  | -                | 198,402          | -157,296 |
|                  | $\sigma_2 = \sigma_{ccp} + \sigma_{\Delta_{retour}}$ |                      |                  | -18,142          | -10,534          | 34,32    |

|                                |  |            |            |          |
|--------------------------------|--|------------|------------|----------|
|                                | $\sigma_{31} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_{(\Delta \text{ retrait} + \Delta T)}$ | -16,501    | 281,518    | -115,135 |
|                                | $\sigma_{32} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_{(\Delta \text{ retrait} - \Delta T)}$ | -17,025    | 141.678    | -119.065 |
|                                | $\sigma_{41} = \sigma_{31} + \sigma^-_{\text{surchage}}$                           | -2.340     | 291.148    | -239.377 |
|                                | $\sigma_{42} = \sigma_{31} + \sigma^+_{\text{surchage}}$                           | -19.878    | 280.500    | -101,994 |
|                                | $\sigma_{43} = \sigma_{32} + \sigma^+_{\text{surchage}}$                           | -20.402    | 140.66     | -105.924 |
|                                | $\sigma_{44} = \sigma_{32} + \sigma^-_{\text{surchage}}$                           | -2.865     | 151.308    | -243.307 |
| <b>Contraintes admissibles</b> |  | 27<br>21   | 338        | 338      |
| <b>vérification</b>            |  | <b>oui</b> | <b>oui</b> |          |

Tab VII-12 Vérification des contraintes de la section mixte 3

| Section 1   | Sollicitations                         | M(Tm)                           | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_i$ (MPa) |         |
|-------------|--|---------------------------------|------------------|------------------|------------------|---------|
| Etat : vide | N= $\infty$<br>CP (après construction) | 348.131                         | -                | -91.133          | 91.613           |         |
|             | N=18<br>ccp                            | 19.432                          | -1.65            | -1.044           | 3.036            |         |
|             |  | CP+CCP                          | -                | -1.65            | -92.177          | 94.649  |
|             | N=15<br>retrait                        | -                               | 1.016            | -77.92           | 39.65            |         |
|             | N=6<br>$\Delta_T$                      | -                               | 0.085            | 25.26            | -12.99           |         |
|             |  | CP +CCP +Retrait+<br>$\Delta_T$ | -                | -0.549           | -144.837         | 121.309 |
|             |  | CP +CCP +Retrait-<br>$\Delta_T$ | -                | -0.719           | -195.357         | 147.289 |
| Etat : en   | N=6<br>Surcharges routières            | 535,796                         | -                | -8,2             | 73,396           |         |
|             |  | -252.665                        | -                | 3.868            | -34.611          |         |

|  |  |            |            |         |
|--|--|------------|------------|---------|
|  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T + \sigma_{M^-}$ (surcharges) | -          | -140.969   | 86.698  |
|  | CP +CCP +Retrait+ $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -          | -153,037   | 194,705 |
|  | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^-}$ (surcharges) | -          | -191.489   | 112.678 |
|  | CP +CCP +Retrait- $\Delta_T + \sigma_{M^+}$ (surcharges) | -          | -203,557   | 220,685 |
|  | <b>Contraintes admissibles</b>                           | 2,7        | 338        | 338     |
|  |  | 21         |            |         |
|  | <b>vérification</b>                                      | <b>oui</b> | <b>oui</b> |         |

Tab VII-10 Vérification des contraintes de la section mixte 1 à l'infini

### VII-1.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

La vérification des contraintes de cisaillement intervient au niveau des âmes qui sont sensés résister aux différents efforts tranchants.

Selon le CM66,  $\tau \leq \bar{\tau} = 0.65\sigma_e$

Avec :  $\tau = \frac{T}{a.h}$

$\tau$ : Contrainte de cisaillement maximum ;

$\bar{\tau}$ : Contrainte de cisaillement admissible ;

$\sigma_e$ : Contrainte limite d'élasticité ;

$a$  : épaisseur de l'âme ;

$h$  : hauteur de l'âme ;

$T$ : Effort tranchant maximum.

| Section   | $T_{\max}$ (t) | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) |
|-----------|----------------|--------------|--------------------|
| Section 1 | 128.142        | 37.035       | 230.75             |
| Section 2 | 54.044         | 15.802       | 230.75             |
| Section 3 | 149.095        | 44.110       | 230.75             |
| Situation |                |              | vérifiées          |

Tab VII-14 vérification des contraintes de cisaillement

## VII-1.6 Etude de voilement :

### VII-1.6.1 Définition :

Le voilement est un phénomène d'instabilité locale qui affecte les plaques minces entraînant ainsi leur ruine dans certains cas.

En effet, les éléments transversaux constituant les poutres (les semelles et les âmes), sont, compte tenu de leurs dimensions, considérés comme étant des plaques et non des poutres au sens de la RDM.

Il est à rappeler qu'une plaque, en vertu du principe de la RDM, est un élément plat dont les deux dimensions dans le plan de la plaque (longueur et largeur) sont très importantes vis-à-vis de l'épaisseur.

Ces plaques sont d'autant plus exposées au voilement que leurs épaisseurs sont faibles.

Par conséquent, l'étude des instabilités des âmes et des semelles se voit ramener à une étude d'instabilité des plaques minces.

#### - Contraintes critiques :

L'élément du panneau à vérifier est délimité par les semelles et les montants d'entretoises.

Ainsi, les contraintes critiques de voilement obtenues  $\sigma_k$  et  $\tau_k$  s'écrivent :

$$\sigma_k = k_\sigma \sigma_c \text{ et } \tau_k = k_\tau \sigma_c$$

$$\text{Tel que: } \sigma_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

E : module d'élasticité de l'acier.

$\nu$  : Coefficient de Poisson ( $\nu = 0.3$ ) ;

$k_\sigma, k_\tau$  : Coefficients fonction des dimensions du panneau et de la distribution des contraintes ;

a : distance séparant deux entretoises successives ;

b : hauteur de l'âme ;

t : épaisseur de l'âme.

$\alpha = a/b$  : appelé coefficient d'aspect

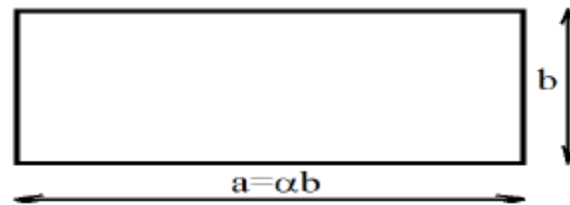


Fig VII-9 Coefficient d'aspect

### VII-1.6.1 Principe de vérification :

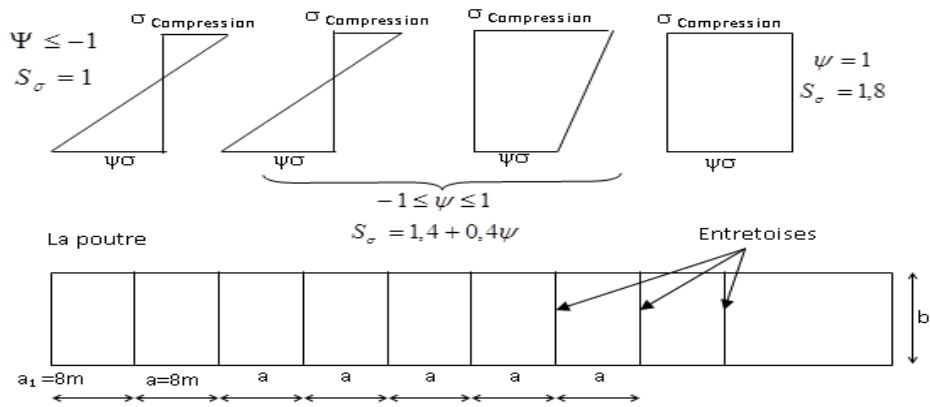
Le principe de vérification est basé sur la méthode des « raidisseurs rigides » qui suppose que chaque panneau est bordé par des lignes indéformables.

Si ces lignes sont constituées de semelles et de montants (montants d'entretoises), on parle alors de panneaux d'ensembles.

Si le panneau est bordé de raidisseurs rigides, on a affaire à des panneaux élémentaires.

La stabilité de chacun de ces panneaux, supposés simplement appuyés sur leurs bords, sera justifiée de la même manière.

La



méthode des raidisseurs rigides, tel que présentée dans le fascicule 61 titre V article 18 pourra tout de même être utilisée.

- **Méthode des raidisseurs rigides :**

Pour chaque panneau supposé articulé à ses bords, on doit vérifier que :

$$S_\sigma^2 \times \frac{[\sigma]^2}{[\sigma_k]^2} + \frac{[\tau]^2}{[\tau_k]^2} < 1,8$$

$\sigma_c, \sigma_k$  : valeurs algébriques des contraintes normales de compression et de traction évaluées dans la section médiane du panneau considéré.

$\sigma_c$  : Contrainte de traction dans la semelle inférieure.

$\sigma_i$  : Contrainte de compression dans la semelle supérieure.

$\tau_k$  : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

$$S_{\sigma} = 1,8 \text{ si } \psi = 1$$

$$S_{\sigma} = 1,4 + 0,4 \psi \text{ si } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$S_{\sigma} = 1 \text{ si } \psi \leq -1$$

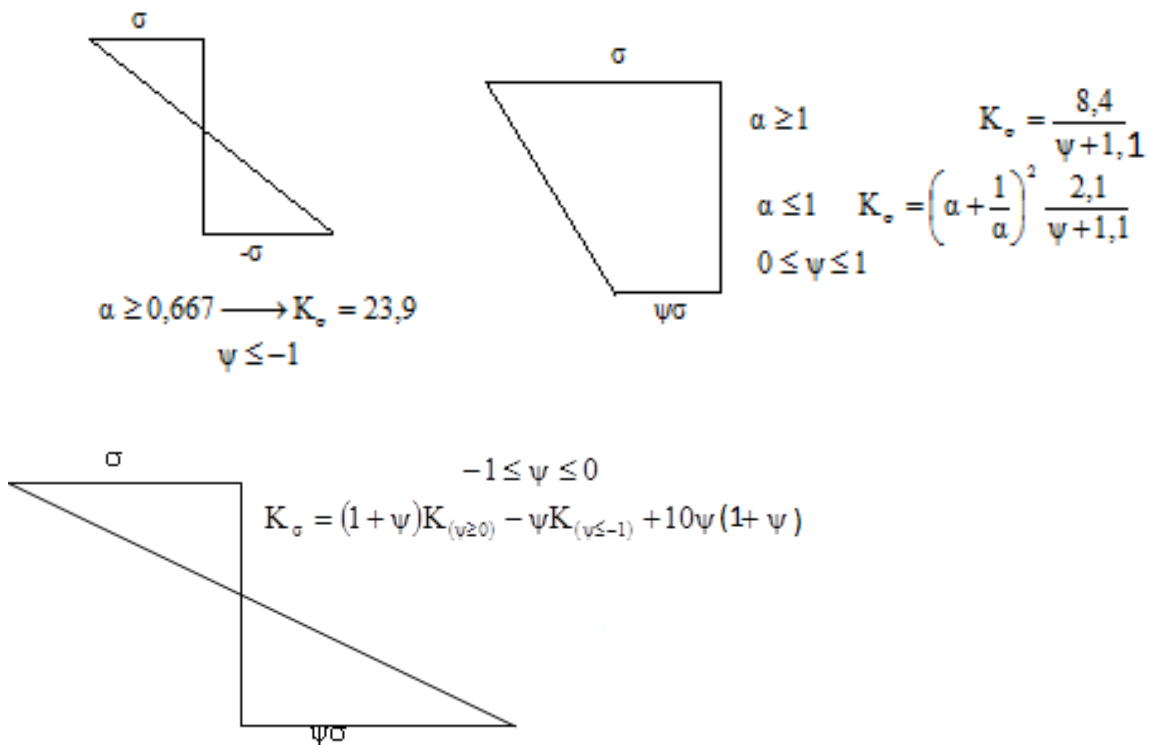


Fig VII-10 Coefficients de calcul

**Vérification de l'âme de la poutre vis-à-vis du voilement :**

**Sous moment positif :**

**1<sup>ère</sup> section :**

| Caractéristiques de la section |          |
|--------------------------------|----------|
| $\tau$ (Mpa)                   | 37.035   |
| $\sigma_s$ (Mpa)               | -211.166 |

|   |          |
|---|----------|
| $\sigma_I$ (Mpa)  | 286.079  |
| <b>a</b> (cm)   | 800      |
| <b>b</b> (cm)   | 173      |
| <b>t</b> (cm)   | 2        |
| $\alpha = a / b$  | 4.62     |
| $K_\tau = 5,34 + (4/\alpha^2)$                              | 5.52     |
| $\sigma_c = \{\pi^2 \cdot E / 12(1-\nu^2)\} \times (t/b)^2$ | 25.25    |
| $\tau_k = K_\tau \cdot \sigma_c$ (Mpa)                      | 139.43   |
| $\tau$ (Mpa)  | 37.035   |
| $(\tau / \tau_k)^2$   | 0.0705   |
| $\sigma_s$ (Mpa)  | -211.166 |
| $\sigma_I$ (Mpa)  | 286.079  |
| $\psi = \sigma_I / \sigma_s$                                | -1.35    |
| $S_\sigma$  | 1        |
| $K_\sigma$  | -33.6    |
| $\sigma_k = K_\sigma \cdot \sigma_c$ (Mpa)                  | -848.4   |
| $(S_\sigma \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$                    | 0.061    |

|  |                 |
|--|-----------------|
| $(S_{\sigma} \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$                     | 0.113           |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_{\sigma} \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$ | 0.131           |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_{\sigma} \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$ | 0.201           |
| Valeur admissible  | 1.8             |
| <b>Etat</b>  | <b>Vérifiée</b> |

Tab VII-15 Vérification vis-à-vis du voilement de la section 1

**2<sup>ème</sup> section :**

| Caractéristiques de la section   |          |
|----------------------------------|----------|
| $\tau$ (MPa)                     | 15.802   |
| $\sigma_s$ (Mpa)                 | -129.193 |
| $\sigma_i$ (Mpa)                 | 197.836  |
| <b>a</b> (cm)                    | 800      |
| <b>b</b> (cm)                    | 171      |
| <b>t</b> (cm)                    | 2        |
| $\alpha = a / b$                 | 4.67     |
| $K_{\tau} = 5,34 + (4/\alpha^2)$ | 5.52     |

|  |                 |
|--|-----------------|
| $\sigma_c = \{\pi^2 \cdot E / 12(1-\nu^2)\} \times (t/b)^2$  | 25.85           |
| $\tau_k = K_\tau \cdot \sigma_c$ (Mpa)                       | 142.692         |
| $\tau$ (Mpa)   | 15.802          |
| $(\tau / \tau_k)^2$  | 0.012           |
| $\sigma_s$ (Mpa)   | -129.193        |
| $\sigma_i$ (Mpa)   | 197.836         |
| $\psi = \sigma_i / \sigma_s$                                 | -1.53           |
| $S_\sigma$   | 1               |
| $K_\sigma$   | -19.534         |
| $\sigma_k = K_\sigma \cdot \sigma_c$ (Mpa)                   | -504.953        |
| $(S_\sigma \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$                     | 0.065           |
| $(S_\sigma \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$                     | 0.153           |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$ | 0.077           |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$ | 0.165           |
| Valeur admissible  | 1.8             |
| <b>Etat</b>  | <b>Vérifiée</b> |

Tab VII-16 Vérification vis-à-vis du voilement de la section 2

Sous moment négatif :

3<sup>ème</sup> section :

| Caractéristiques de la section |          |
|--------------------------------|----------|
| $\tau$ (MPa)                   | 44.110   |
| $\sigma_s$ (Mpa)               | 347.989  |
| $\sigma_i$ (Mpa)               | -429.205 |
| a (cm)                         | 800      |
| b (cm)                         | 169      |
| t (cm)                         | 2        |
| $\alpha = a / b$               | 4.73     |

|  |                 |
|--|-----------------|
| $K_{\tau} = 5,34 + (4/\alpha^2)$                               | 5.51            |
| $\sigma_c = \{\pi^2 \cdot E / 12(1-\nu^2)\} \times (t/b)^2$    | 26.46           |
| $\tau_k = K_{\tau} \cdot \sigma_c$ (Mpa)                       | 145.794         |
| $\tau$ (Mpa)   | 44.110          |
| $(\tau / \tau_k)^2$  | 0.091           |
| $\sigma_s$ (Mpa)   | 347.989         |
| $\sigma_i$ (Mpa)   | -429.205        |
| $\psi = \sigma_i / \sigma_s$                                   | -1.23           |
| $S_{\sigma}$   | 1               |
| $K_{\sigma}$   | -64.615         |
| $\sigma_k = K_{\sigma} \cdot \sigma_c$ (Mpa)                   | -1709.712       |
| $(S_{\sigma} \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$                     | 0.041           |
| $(S_{\sigma} \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$                     | 0.251           |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_{\sigma} \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$ | 0.13            |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_{\sigma} \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$ | 0.221           |
| Valeur admissible  | 1.8             |
| <b>Etat</b>  | <b>Vérifiée</b> |

Tab VII-17 Vérification vis-à-vis du voilement

## VII-1.7 Etude du déversement :

### VII-1.7.1 Introduction :

Le déversement est une instabilité de forme susceptible d'affecter les poutres fléchies.

Il se manifeste par des déformations latérales dont une déflexion excessive dans le plan perpendiculaire au plan de charge et un vrillage (torsion) autour de l'axe longitudinal de la poutre.

Pour une poutre travaillant en flexion, cette dernière présente des sections transversales soumises à une contrainte normale linéaire non uniforme, ce qui engendre une traction dans l'une de ses parties ainsi qu'une compression dans l'autre partie.

La partie tendue étant stable. Quant à la partie comprimée, elle peut faire l'objet de plusieurs instabilités se manifestant par un flambement latéral entre autre dans la direction perpendiculaire au plan de flexion en raison de l'appui continu, source de traction dans l'autre direction.

Ainsi, les deux parties de la poutre interagissent l'une sur l'autre et rendent le mécanisme assez complexe.

Du point de vue physique, la partie tendue empêche le flambement de la partie comprimée dans le plan de la flexion.

Le déversement a lieu dans les zones des moments négatifs au stade final de la construction.

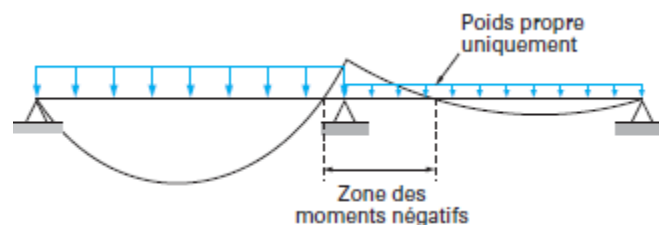


Fig VII-11 Moments sur appui

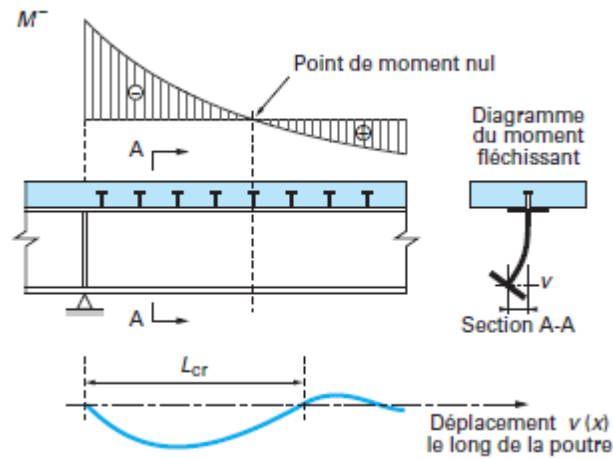


Fig VII-12 Phénomène de déversement

**VII-1.7.2 Procédé de vérification :**

On procède à la vérification des poutres en phase de construction, en considérant la poutre seule.

Selon le fascicule 61 titre V article 19, on admet une contrainte due à la flexion tel que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

Avec :

$\sigma_f$  : contrainte induite par la charge permanente dans la semelle supérieure.

$\sigma_f^*$  : contrainte critique de déversement.

On a :

$$f(\sigma_f^*) = \begin{cases} 0.66, & \sigma_f^* \leq 0.75 \sigma_e \\ \sigma_e(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}), & \sigma_f^* \geq 0.75 \sigma_e \end{cases}$$

**- Moment critique de déversement :**

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{E \cdot G \cdot K \cdot I_y}, \text{ avec :}$$

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

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

$$a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

K : moment de torsion de la pièce considérée ;

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

L : portée de la pièce fléchie (entre axe des entretoises  $L=5.5m$ ) ;

b : hauteur de la pièce ;

E : module d'élasticité longitudinale ;

G : module d'élasticité transversale ( $G=0.8077 \cdot 10^5$  MPa).

**Vérification :**

**Section3 :**

**Calcul de K :**

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i t_i^3$$

$$= \frac{1}{3} \times (65.6^3 + 55.5^3 + 169.2^3)$$

$$= 7422.33 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2,07 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow a^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

$$= \frac{4 \cdot 0,8077 \cdot 10^5 \cdot 7422,33 \cdot 10^{-8}}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 2,07 \cdot 10^{-3}} \left(\frac{5,5}{1,69}\right)^2$$

$$= 0,584$$

$$\Rightarrow m_1 = 3.54 \times \left[ \sqrt{1 + \frac{2.1}{0,584^2}} - \frac{1,45}{0,584} \right]$$

$$= 0,684$$

$$m_2 = 1 + \frac{9,869}{0,584^2}$$

$$=29,938$$

$$\Rightarrow M^* = \frac{0,684 \cdot 29,938}{5,5} \times (0,8077 \cdot 10^5 \cdot 2, 1 \cdot 10^5 \cdot 7422, 33 \cdot 10^{-8} \cdot 2, 07 \cdot 10^{-3})^{1/2}$$

$$=190,06 \text{ MN.m}$$

**Calcul de  $f(\sigma_f^*)$  :**

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{W_S}$$

$$= \frac{190,06}{0,0574}$$

$$=3311,149 \text{ MPa.}$$

$$0,75 \cdot \sigma_e = 253,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f^* > \sigma_e \Rightarrow f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0,375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right)$$

$$= 338,09 \left(1 - 0,375 \cdot \frac{338,09}{3311,149}\right)$$

$$=325,144 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\sigma_f$  :**

$$\sigma_f = \frac{M}{W_S},$$

Avec M représente le moment induit par la charge permanente et le déplacement aller, puisque il s'agit de la phase où le béton a été coulé.

La résistance du béton n'étant pas prise en considération car à ce stade le béton vient d'être mis en œuvre.

Il est à rappeler qu'à ce stade-là, le risque de déversement est le plus important.

$$M = 1159,98 \text{ Tm}$$

$$\sigma_f = 202,087 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

**Conclusion :**

La poutre est vérifiée quant au risque de déversement.

## VII-1.8 Calcul des déformations :

### VII-1.8.1 Introduction :

Dans le but d'assurer la durabilité de l'ouvrage tout au long de sa durée de vie ainsi que sa stabilité, les déformations doivent être limitées.

Ainsi, les déformations au niveau des poutres (flèches et rotations) ne doivent pas excéder les déformations admissibles afin de :

- Pouvoir supporter les efforts induits par les différentes charges.
- Eviter que les éléments supportés soient endommagés du fait des déformations, qu'elles soient horizontales ou verticales.
- Eviter qu'il y ait modification de la répartition des efforts.

Dans les calculs des déformations, il a y lieu de faire intervenir la section brute. Quant aux charges, ces derniers ne seront pas pondérés.

La flèche due à la totalité des charges d'exploitation ou d'entretien ne devra pas dépasser 1/300 de la portée et que la flèche induite par les charges d'exploitation dont la variation est très rapide ne doit pas, de sa part, excéder 1/500 de la portée.

La flèche est donnée par la méthode de la double intégrale suivante :

$$EIY'' = -M$$

Avec :

E : module d'élasticité longitudinale ;

I : inertie de la section d'acier ;

Y'' : la courbure (deuxième dérivée de la flèche) ;

M : moment fléchissant.

**1<sup>ère</sup> travée :**

$$L=37.6\text{m}$$

$$f_{adm}=37.6/500$$

$$=7,52 \text{ cm.}$$

- **Sous charge permanente :**

La charge supportée par chaque poutre est :

$$Q=3.905 \text{ t/ml}$$

$$Y_{cp}=ql^4/192EI, \text{ avec :}$$

$$q=3.905\text{t/ml} ; L=37.6\text{m} ; I=4,275.10^6 \text{ cm}^4 ; n=\infty$$

$$Y_{cp}=4,52\text{cm.}$$

**Nb :**

L'inertie prise en compte, étant l'inertie moyenne entre celle de la section 1 et celle de la section 2.

- **Sous complément des charges permanentes :**

La charge supportée par chaque poutre est :

$$Q=1.83 \text{ t/ml}$$

$$Y_{ccp}=ql^4/192EI, \text{ avec :}$$

$$q=1.83\text{t/ml} ; L=37.6\text{m} ; I=9,935.10^6 \text{ cm}^4 ; n=18$$

$$Y_{ccp}=0,91\text{cm.}$$

- **Sous surcharges des trottoirs :**

$$Q=0,1125 \text{ t/ml.}$$

$$Y_{tr}= ql^4/192EI, \text{ avec :}$$

$$q=0,1125 \text{ t/ml} ; L=37.6\text{m} ; I=13,415.10^6 \text{ cm}^4 ; n=6$$

$$Y_{tr}=0,041 \text{ cm.}$$

- **Sous convoi D240 :**

$$Y_{D240}=-\frac{P\alpha(3l^2-5\alpha^2)}{96EI} ; \text{ avec :}$$

$$P=240 \text{ t} ; \alpha=15,3\text{m (position où le moment est le plus défavorable)} ; L=37.6\text{m} ; I=13,415.10^6 \text{ cm}^4 ; n=6.$$

$$Y_{D240}=4,13 \text{ cm.}$$

$$Y_{max}= Y_{Cp}+ Y_{Ccp}+ Y_{tr}+ Y_{D240}$$

$$=5,08+0,95+0,042+4,24$$

$$=9,601 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, ce qui revient à créer une contre-flèche pour contrecarrer la flèche induite par les différentes charges.

$$Y_{cf} = Y_{cp} + Y_{ccp}$$

$$= 4,52 + 0,91$$

$$= 5,43 \text{ cm.}$$

**2<sup>ème</sup> travée :**

$$L = 50 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 50 / 500$$

$$= 10 \text{ cm.}$$

- **Sous charge permanente :**

La charge supportée par chaque poutre est :

$$Q = 3.905 \text{ t/ml}$$

$$Y_{cp} = ql^4 / 192EI, \text{ avec :}$$

$$q = 3.905 \text{ t/ml ; } L = 50 \text{ m ; } I = 5,77 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; n = \infty$$

$$Y_{cp} = 10,49 \text{ cm.}$$

- **Sous complément des charges permanentes :**

La charge supportée par chaque poutre est :

$$Q = 1.83 \text{ t/ml}$$

$$Y_{ccp} = ql^4 / 192EI, \text{ avec :}$$

$$q = 1.83 \text{ t/ml ; } L = 50 \text{ m ; } I = 10,8 \cdot 10^6 \text{ cm}^4 ; n = 18$$

$$Y_{ccp} = 2,62 \text{ cm.}$$

- **Sous surcharges des trottoirs :**

$$Q=0,1125 \text{ t/ml.}$$

$$Y_{tr} = ql^4/192EI, \text{ avec :}$$

$$q=0,1125 \text{ t/ml ; } L=50\text{m ; } I=13,36.10^6 \text{ cm}^4 ; n=6$$

$$Y_{tr}=0,13 \text{ cm.}$$

- **Sous convoi D240 :**

$$Y_{D240} = -\frac{P\alpha(3l^2 - 5\alpha^2)}{96EI} ; \text{ avec :}$$

$$P=240 \text{ t ; } \alpha=15,3\text{m (position où le moment est le plus défavorable) ; } L=50\text{m ; } I=13,36.10^6 \text{ cm}^4 ; n=6.$$

$$Y_{D240}=8.63 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} Y_{max} &= Y_{Cp} + Y_{Ccp} + Y_{tr} + Y_{D240} \\ &= 10.49 + 2.62 + 0.13 + 8.63 \\ &= 21.87 \text{ cm.} \end{aligned}$$

La flèche n'étant pas vérifiée, on prévoit une contre flèche  $Y_{cf}$ .

$$\begin{aligned} Y_{cf} &= Y_{Cp} + Y_{Ccp} \\ &= 10.49 + 2.62 \\ &= 13.11 \text{ cm.} \end{aligned}$$

**VII-1.9 Etude des connecteurs :**

**VII-1.9.1 Introduction :**

Pour assurer une bonne adhérence (transmission des efforts) entre l'acier et le béton, il est nécessaire de prévoir des organes de liaison devant assurer la connexion entre ces deux matériaux ; étant donné la faible liaison existant entre l'acier et le béton et qui est, d'ailleurs peu durable, ce qui entraîne la fatigue des matériaux.

Etant basée sur l'existence de liaison entre l'acier et le béton, la théorie des sections mixtes exige une bonne connexion entre la dalle et l'ossature mixte.

Cette dernière est assurée par des connecteurs qui empêchent le glissement et le soulèvement relatif de la dalle par rapport à l'ossature métallique et s'opposent aux différents efforts provenant notamment :

- De la transmission des moments d'encastrement, des moments des cadres d'entretoisement ;
- De la déformation d'effort tranchant des poutres métalliques ;
- De la flexion différentielle des deux poutres.

Il existe quatre types de connexion dont chacun se distingue par son mode de fonctionnement :

- La connexion par butée, qui consiste à bloquer l'effort horizontal avec plus au moins de brutalité selon son degré de raideur.
- La connexion par ancrage, qui travaille en traction comme des barres d'ancrage ou des étriers de ferrailage.
- La connexion par butée et ancrage qui regroupe les deux méthodes citées ci-dessous.

La connexion par frottement, qui consiste à générer un frottement entre le béton et un plat vertical continu soudé sur la semelle supérieure.

Quant aux connecteurs, ces derniers existent en trois types :

- Les arceaux, constitués d'armatures en forme de boucle, de section ronde ou carrée en acier E28-3, soudées sur la membrure supérieure de la poutre et inclinées à  $45^\circ$ .
- Les cornières, ce sont généralement des profilés à ailes égales et arrondis, soudés sur la membrure supérieure de la poutre. L'aile verticale étant percée d'un ou deux trous afin de permettre le passage d'épingles s'opposant au soulèvement du béton.

- Les goujons, constitués de tiges cylindriques de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête.

### VII-1.9.2 Choix du type des connecteurs :

Le choix du type des connecteurs est guidé par plusieurs paramètres, notamment l'aspect économique et l'aspect fonctionnel.

Autrement dit, les connecteurs doivent répondre aux conditions de résistance tout en offrant un meilleur rapport résistance/économie.

Ainsi, le choix s'est porté sur les goujons en raison de la facilité et la rapidité de montage qu'ils offrent. Cependant, il est à signaler que leur résistance est faible par rapport aux autres types de connecteurs, ce qui nécessite un grand nombre de goujons.

Les goujons doivent répondre aux conditions suivantes :

- La hauteur des goujons doit être d'au moins 10 cm ;
- La distance séparant la face inférieure du dispositif anti-soulèvement de la face supérieure de la nappe d'armatures transversale de couture doit être supérieur à 4 cm.

### VII-1.9.3 Caractéristiques des goujons retenus :

- Hauteur  $h=15$  cm ;
- Diamètre  $d=22$  cm ;
- Type : Goujons ST37 3K ;
- Limite élastique  $\sigma_e=350$  MPa.

### VII-1.9.4 Calcul de la résistance des connecteurs :

#### 1<sup>er</sup> tronçon :

- Effort d'interaction (de glissement) à l'ELU :

Le calcul se fait selon le fascicule N 81-31 relatif au calcul des ponts mixtes.

$F_G = \min (F_a, F_b)$  tel que :

$$F_a = \frac{A\sigma_e}{1.15} ; F_b = \frac{0,85Bf_{cj}}{1.5}$$

A et B sont respectivement l'aire de la section droite du PRS et celle de la dalle participante.

$$F_a = \frac{0,0736.350}{1.15}$$

$$= 22,4 \text{ MN.}$$

$$F_b = \frac{0,85.1,28.350}{1.5}$$

$$= 253,86 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow F_G = 22,4 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{F_G}{B}$$

$$= \frac{22,4}{1,28}$$

$$= 17,5 \text{ MPa.}$$

- **Section a :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{\text{Dalle}}$$

$$= 2,5 \cdot 17,5 \cdot 0,3$$

$$= 13,125 \text{ MN.}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{\text{dalle}} \cdot L_1}$$

$$= \frac{13,125}{0,3 \cdot 20}$$

=2, 1875 MPa.

- **Section b:**

$F_G^a = F_G^b = 13,125 \text{ MN}$  (symétrie de la section mixte).

$\tau_u^b = 2, 1875 \text{ MPa}$ .

- **Verification:**

$\tau_u = \max(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \min(0,13 f_{cj}, 5 \text{ MPa})$ .

$\Rightarrow 2,1875 \leq 5 \text{ MPa}$ .

- **Calcul des résistances à l'ELU:**

$R_{ELU} = \min(R_1, R_2)$ .

$R_{ELU}$  : résistance du connecteur à l'ELU.

$$R_1 = \frac{67 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cj}}}{1,3}$$

$$= \frac{67 \cdot 0,022^2 \cdot \sqrt{350}}{1,3}$$

=0,466 MN.

$$R_2 = \frac{0,7 \cdot \pi d^2 \cdot \sigma_e}{4.1}$$

=0,094 MN.

$\Rightarrow R_{ELU} = 0,094 \text{ MN}$ .

$R_{ELS} = 0,6 \cdot R_{ELU}$

=0,056 MN.

$N = \frac{FG}{RELU}$

$$= \frac{22,4}{0,094}$$

$$= 238,297$$

On prend 240 goujons.

- **Calcul de l'espacement entre les goujons :**

Soit  $e=2000/240$ , l'espacement entre goujons.

$$e=8,5 \text{ cm.}$$

L'espacement entre goujons étant très petit, il convient le mieux de disposer deux files de goujons.

$$240/2=120 \text{ goujons.}$$

$$e=2000/120$$

$$=17 \text{ cm.}$$

- **Calcul des résistances à l'ELS :**

**Flux de cisaillement  $q$  :**

$$q = \frac{VS}{I_m} ; S = B \frac{b}{n}$$

Avec :

V : effort tranchant dû à l'action mixte ;

B : la section du béton ;

b : la distance séparant le centre de gravité du béton de celui de la section mixte.

$$S = 1,28 \frac{1,169}{18}$$

$$S = 0,083 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{128,142 \cdot 10^{-2} \cdot 0,083}{9,53 \cdot 10^{-2}}$$

$$q = 1,116 \text{ MN/m.}$$

Appliquons maintenant la règle des  $\pm 15\%$

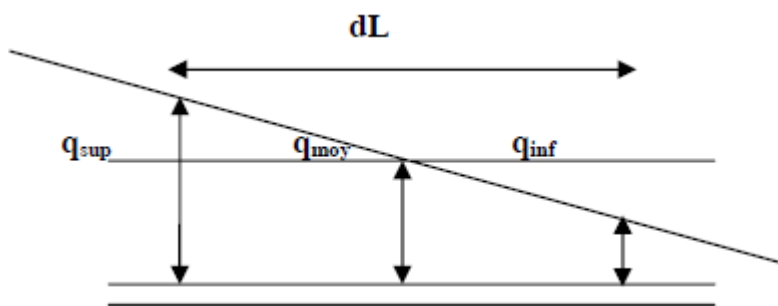


Fig VII-13 Flux de cisaillement

N étant le nombre de connecteurs sur l'élément de longueur dl

$$N = \frac{F_G}{R_{ELS}} ; \text{ avec } F_G \text{ est la force de glissement s'exerçant sur l'élément dl.}$$

$$F_G = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} dl ; q_{sup} = 1,15q ; q_{inf} = 0,85q.$$

$$q_{sup} = 1,283 \text{ MN/m;}$$

$$q_{inf} = 0,948 \text{ MN/m;}$$

$$F_G = \frac{1,283 + 0,948}{2} \cdot 5$$

$$F_G = 5,5775 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow N = \frac{5,5775}{0,056}$$

$$N = 99,6$$

On prend :

N=100 goujons.

- **L'espacement entre goujons :**

$$e=500/100$$

$$=5 \text{ cm} \leq e_{\min} = 10 \text{ cm}$$

On choisit un espacement de 20 cm.

$$N_{/file} = 500/20$$

⇒ N=25 goujons par file.

On dispose 5 files de 25 goujons chacune.

**2<sup>ème</sup> tronçon :**

- **Effort d'interaction (de glissement) à l'ELU :**

$F_G = \min (F_a, F_b)$  tel que :

$$F_a = \frac{A\sigma_e}{1.15} ; F_b = \frac{0,85Bf_{cj}}{1.5}$$

A et B sont respectivement l'aire de la section droite du PRS et celle de la dalle participante.

$$F_a = \frac{0,0867.350}{1.15}$$

$$=26, 38 \text{ MN.}$$

$$F_b = \frac{0,85.1,28.350}{1.5}$$

$$=253, 86 \text{ MN.}$$

⇒  $F_G = 26, 38 \text{ MN.}$

$$\sigma = \frac{F_G}{B}$$

$$= \frac{26,38}{1,28}$$

$$= 20,61 \text{ MPa.}$$

- **Section a :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{\text{Dalle}}$$

$$= 2,5 \cdot 20,61 \cdot 0,3$$

$$= 15,457 \text{ MN.}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{\text{dalle}} \cdot L_2}$$

$$= \frac{15,457}{0,3 \cdot 7}$$

$$= 7,36 \text{ MPa.}$$

- **Section b:**

$$F_G^a = F_G^b = 15,457 \text{ MN (symétrie de la section mixte).}$$

$$\tau_u^b = 7,36 \text{ MPa.}$$

**Vérification:**

$$\tau_u = \max(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \min(0,13 f_{cj}, 5 \text{ MPa}).$$

$$\Rightarrow 7,36 \leq 5 \text{ MPa.}$$

- **Calcul des résistances à l'ELU:**

$$R_{\text{ELU}} = \min(R_1, R_2).$$

$R_{\text{ELU}}$  : résistance du connecteur à l'ELU.

$$R_1 = \frac{67 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cj}}}{1,3}$$

$$= \frac{67,0,02^2 \cdot \sqrt{350}}{1,3}$$

$$= 0,466 \text{ MN.}$$

$$R_2 = \frac{0,7 \cdot \pi d^2 \cdot \sigma_e}{4 \cdot 1}$$

$$= 0,094 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow R_{ELU} = 0,094 \text{ MN.}$$

$$R_{ELS} = 0,6 \cdot R_{ELU}$$

$$= 0,056 \text{ MN.}$$

$$N = \frac{FG}{R_{ELU}}$$

$$= \frac{22,4}{0,094}$$

$$= 238,297$$

On prend 240 goujons.

**- Calcul de l'espacement entre les goujons :**

Soit  $e = 2000/240$ , l'espacement entre goujons.

$$e = 8,5 \text{ cm.}$$

L'espacement entre goujons étant très petit, il convient le mieux de disposer deux files de goujons.

$$240/2 = 120 \text{ goujons.}$$

$$e = 2000/120$$

$$= 17 \text{ cm.}$$

**- Calcul des résistances à l'ELS :**

**Flux de cisaillement q :**

$$q = \frac{VS}{I_m} ; S = B \frac{b}{n}$$

Avec :

V : effort tranchant dû à l'action mixte ;

B : la section du béton ;

b : la distance séparant le centre de gravité du béton de celui de la section mixte.

$$S = 1,28 \frac{1,169}{18}$$

$$S = 0,083 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{128,142 \cdot 10^{-2} \cdot 0,083}{9,53 \cdot 10^{-2}}$$

$$q = 1,116 \text{ MN/m.}$$

Appliquons maintenant la règle des  $\pm 15\%$

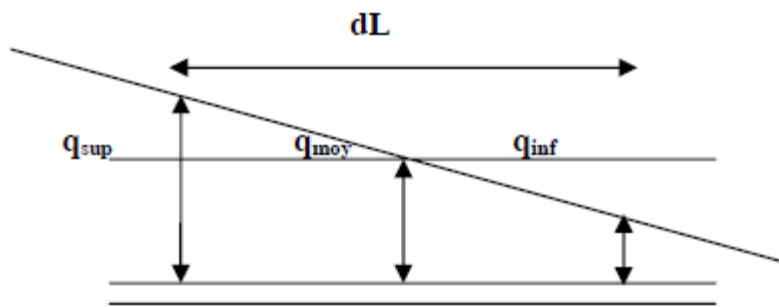


Fig VII-14 Règle des  $\pm 15\%$

N étant le nombre de connecteurs sur l'élément de longueur dl

$$N = \frac{F_G}{R_{ELS}} ; \text{ avec } F_G \text{ est la force de glissement s'exerçant sur l'élément dl.}$$

$$F_G = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} dl ; q_{sup} = 1,15q ; q_{inf} = 0,85q.$$

$$q_{sup} = 1,283 \text{ MN/m;}$$

$$q_{inf} = 0,948 \text{ MN/m;}$$

$$F_G = \frac{1,283 + 0,948}{2} \cdot 5$$

$$F_G = 5,5775 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow N = \frac{5,5775}{0,056}$$

$$N = 99,6$$

On prend :

N=100 goujons.

- **L'espacement entre goujons :**

$$e = 500/100$$

$$= 5 \text{ cm} \leq e_{\min} = 10 \text{ cm}$$

On choisit un espacement de 20 cm.

$$N_{\text{file}} = 500/20$$

$\Rightarrow N = 25$  goujons par file.

On dispose 5 files de 25 goujons chacune.

**3<sup>ème</sup> tronçon :**

- **Effort d'interaction (de glissement) à l'ELU :**

$F_G = \min (F_a, F_b)$  tel que :

$$F_a = \frac{A\sigma_e}{1.15} ; F_a = \frac{0,85Bf_{cj}}{1.5}$$

A et B sont respectivement l'aire de la section droite du PRS et celle de la dalle participante.

$$F_a = \frac{0,1003 \cdot 350}{1.15}$$

$$=30,52 \text{ MN.}$$

$$F_b = \frac{0,85 \cdot 1,28 \cdot 350}{1,5}$$

$$=253,86 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow F_G = 30,52 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{F_G}{B}$$

$$= \frac{30,52}{1,28}$$

$$=23,84 \text{ MPa.}$$

- **Section a :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{\text{Dalle}}$$

$$= 2,5 \cdot 23,84 \cdot 0,3$$

$$=17,88 \text{ MN.}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{\text{dalle}} \cdot L_1}$$

$$= \frac{17,88}{0,3 \cdot 20,5}$$

$$=2,91 \text{ MPa.}$$

- **Section b:**

$$F_G^a = F_G^b = 17,88 \text{ MN (symétrie de la section mixte).}$$

$$\tau_u^b = 2,91 \text{ MPa.}$$

**Vérification:**

$$\tau_u = \max(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \min(0,13 f_{cj}, 5 \text{ MPa}).$$

$$\Rightarrow 2,91 \leq 5 \text{ MPa.}$$

- **Calcul des résistances à l'ELU:**

$$R_{ELU} = \min (R_1, R_2).$$

$R_{ELU}$  : résistance du connecteur à l'ELU.

$$R_1 = \frac{67.d^2.\sqrt{f_{cj}}}{1,3}$$

$$= \frac{67.0,022^2.\sqrt{350}}{1,3}$$

$$= 0,466 \text{ MN.}$$

$$R_2 = \frac{0,7.\pi d^2.\sigma_e}{4.1}$$

$$= 0,094 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow R_{ELU} = 0,094 \text{ MN.}$$

$$R_{ELS} = 0,6. R_{ELU}$$

$$= 0,056 \text{ MN.}$$

$$N = \frac{FG}{RELU}$$

$$= \frac{30,52}{0,094}$$

$$= 342,68$$

On prend 345 goujons.

- **Calcul de l'espacement entre les goujons :**

Soit  $e = 2000/345$ , l'espacement entre goujons.

$$e = 5,79 \text{ cm.}$$

L'espacement entre goujons étant très petit, il convient le mieux de disposer trois files de goujons.

$$345/3=115 \text{ goujons.}$$

$$e=2000/115$$

$$=17,4 \text{ cm.}$$

### Calcul des résistances à l'ELS :

#### - Flux de cisaillement $q$ :

$$q = \frac{VS}{I_m} ; S = B \frac{b}{n}$$

Avec :

V : effort tranchant dû à l'action mixte ;

B : la section du béton ;

b : la distance séparant le centre de gravité du béton de celui de la section mixte.

$$S = 1,28 \frac{1,176}{18}$$

$$S = 0,083 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{149.095.10^{-2}.0,083}{10,8.10^{-2}}$$

$$q = 1,145 \text{ MN/m.}$$

Appliquons maintenant la règle des  $\pm 15\%$

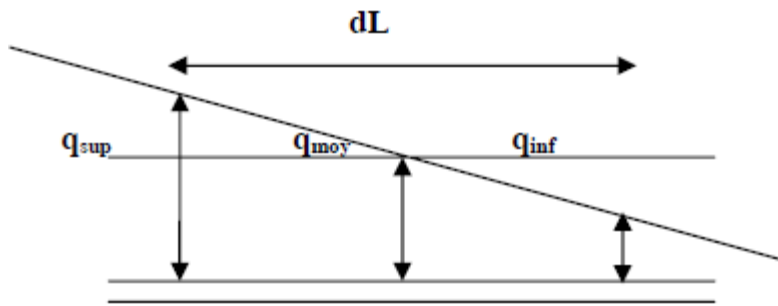


Fig VII-15 Règle des ±15%

N étant le nombre de connecteurs sur l'élément de longueur dl

$$N = \frac{F_G}{R_{ELS}} ; \text{ avec } F_G \text{ est la force de glissement s'exerçant sur l'élément dl.}$$

$$F_G = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} dl ; q_{sup} = 1,15q ; q_{inf} = 0,85q.$$

$$q_{sup} = 1,31 \text{ MN/m;}$$

$$q_{inf} = 0,973 \text{ MN/m;}$$

$$F_G = \frac{1,31 + 0,973}{2} .5$$

$$F_G = 5,7075 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow N = \frac{5,7075}{0,056}$$

$$N = 101,9$$

On prend :

$$N = 102 \text{ goujons.}$$

- **L'espacement entre goujons :**

$$e = 500 / 102$$

$$= 4,9 \text{ cm} \leq e_{min} = 10 \text{ cm}$$

On choisit un espacement de 15 cm.

$$N_{/file} = 500/15$$

⇒ N=34 goujons par file.

On dispose 3 files de 34 goujons chacune.

**4<sup>ème</sup> tronçon :**

**- Effort d'interaction (de glissement) à l'ELU :**

$F_G = \min (F_a, F_b)$  tel que :

$$F_a = \frac{A\sigma_e}{1.15} ; F_b = \frac{0,85Bf_{cj}}{1.5}$$

A et B sont respectivement l'aire de la section droite du PRS et celle de la dalle participante.

$$F_a = \frac{0,0867.350}{1.15}$$

$$= 26,38 \text{ MN.}$$

$$F_b = \frac{0,85.1,28.350}{1.5}$$

$$= 253,86 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow F_G = 26,38 \text{ MN.}$$

$$\sigma = \frac{F_G}{B}$$

$$= \frac{26,38}{1,28}$$

$$= 20,61 \text{ MPa.}$$

**- Section a :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{Dalle}$$

$$= 2,5 \cdot 20,61 \cdot 0,3$$

=15, 457 MN.

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{dalle} \cdot L_1}$$

$$= \frac{15,457}{0,3 \cdot 30,5}$$

=1, 69 MPa.

- **Section b:**

$F_G^a = F_G^b = 15,457$  MN (symétrie de la section mixte).

$\tau_u^b = 1,69$  MPa.

**Vérification:**

$\tau_u = \max(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \min(0,13 f_{cj}, 5 \text{ MPa}).$

$\Rightarrow 1,69 \leq 5$  MPa.

- **Calcul des résistances à l'ELU:**

$R_{ELU} = \min(R_1, R_2).$

$R_{ELU}$  : résistance du connecteur à l'ELU.

$$R_1 = \frac{67 \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{cj}}}{1,3}$$

$$= \frac{67 \cdot 0,022^2 \cdot \sqrt{350}}{1,3}$$

=0,466 MN.

$$R_2 = \frac{0,7 \cdot \pi d^2 \cdot \sigma_e}{4 \cdot 1}$$

=0,094 MN.

$$\Rightarrow R_{ELU} = 0,094 \text{ MN.}$$

$$R_{ELS} = 0,6 \cdot R_{ELU}$$

$$= 0,056 \text{ MN.}$$

$$N = \frac{FG}{R_{ELU}}$$

$$= \frac{26,38}{0,094}$$

$$= 280,63$$

On prend 282 goujons.

#### - Calcul de l'espacement entre les goujons :

Soit  $e = 2000/282$ , l'espacement entre goujons.

$$e = 7,09 \text{ cm.}$$

L'espacement entre goujons étant très petit, il convient le mieux de disposer trois files de goujons.

$$282/2 = 141 \text{ goujons.}$$

$$e = 2000/141$$

$$= 14,2 \text{ cm.}$$

#### Calcul des résistances à l'ELS :

#### Flux de cisaillement $q$ :

$$q = \frac{VS}{I_m} ; S = B \frac{b}{n}$$

Avec :

V : effort tranchant dû à l'action mixte ;

B : la section du béton ;

b: la distance séparant le centre de gravité du béton de celui de la section mixte.

$$S = 1,28 \frac{1,195}{18}$$

$$S = 0,084 \text{ m}^3$$

$$q = \frac{54.044.10^{-2}.0,084}{10,34.10^{-2}}$$

$$q = 0,44 \text{ MN/m.}$$

Appliquons maintenant la règle des  $\pm 15\%$

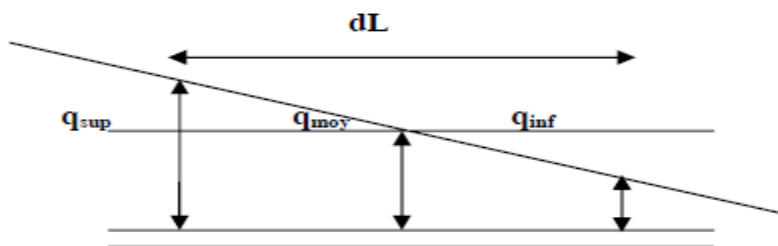


Fig VII-16 Règle des  $\pm 15\%$

N étant le nombre de connecteurs sur l'élément de longueur dl

$$N = \frac{F_G}{R_{ELS}} ; \text{ avec } F_G \text{ est la force de glissement s'exerçant sur l'élément dl.}$$

$$F_G = \frac{q_{sup} + q_{inf}}{2} dl; q_{sup} = 1,15q; q_{inf} = 0,85q.$$

$$q_{sup} = 0,506 \text{ MN/m;}$$

$$q_{inf} = 0,374 \text{ MN/m;}$$

$$F_G = \frac{0,506 + 0,374}{2} .5$$

$$F_G = 2,2 \text{ MN.}$$

$$\Rightarrow N = \frac{2,2}{0,056}$$

$$N=39,28$$

On prend :

$N=40$  goujons.

### L'espacement entre goujons :

$$e=500/40$$

$$=12,5\text{cm} \geq e_{\min} =10 \text{ cm}$$

On dispose 1 file de 40 goujons.

### Vérification des conditions de résistance à la fatigue :

Le document SETRA (guide de conception des ponts mixtes acier-béton bipoutres) définit des dispositions quant à la mise en œuvre des goujons.

Ainsi, l'épaisseur des membrures obéit aux règles suivantes :

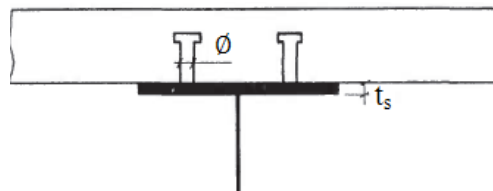


Fig VII-17 Disposition des connecteurs

$\emptyset \leq 1,5 t_s$ , si la membrure est tendue ;

$\emptyset \leq 2,5 t_s$  dans les autres cas.

Quant à la distance  $d$  entre le bord de la membrure et le bord du goujon, elle est prise supérieure ou égale à 2,5cm.

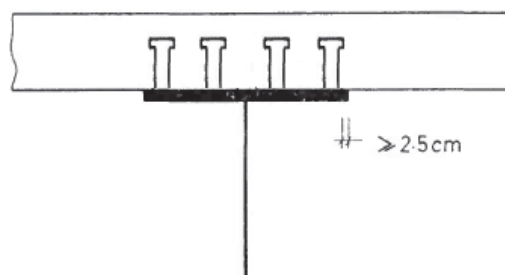


Fig VII-18 Disposition des connecteurs

Les deux conditions sont vérifiées.

## VII-1.10 Etude des assemblages par soudage :

### VII-1.10.1 Introduction :

En construction métallique, la conception des assemblages revête une importance équivalente à celle de la conception des sections.

Dans le domaine de la construction des ponts mixtes, comme est le cas du présent projet, constitue une étape indispensable quant à l'assemblage des poutres, étant donné le procédé de construction des travées.

En effet, les travées sont constituées de plusieurs sections, ces dernières sont liées entre elles par soudage.

La liaison ainsi construite permet le transfert des efforts entre les différentes sections et assure une meilleure répartition des sollicitations.

### VII-1.10.1 Principe de soudage :

Le principe de soudage consiste à créer une continuité de matière entre les pièces assemblées, cette dernière est obtenue par création d'un cordon de soudure, lequel est le résultat de la fusion entre une partie de la pièce et un métal d'apport sous forme d'électrode.

La fusion est créée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre le métal et l'électrode.

#### - Les avantages de l'assemblage par soudage :

Le soudage est un moyen d'assemblage souvent utilisé pour la fabrication des pièces en atelier grâce aux avantages qu'il offre, notamment :

- Le gain en matière de temps par rapport à l'assemblage par boulonnage ;
- La facilité de mise en œuvre ;

- L'aspect esthétique ;
- La peux déformabilité des assemblages ainsi obtenus.

Cependant, pour obtenir une meilleure qualité de soudure devant assurer l'adhérence entre les pièces assemblées, il est question de prendre quelques dispositions constructives notamment :

- S'assurer que l'opération se déroule sous haute température.

Cette dernière provoque soit une déformation au niveau des pièces si elles sont librement dilatables, soit générer des contraintes internes au niveau des pièces si elles sont bridées.

Pour y faire face, il convient de confier aux pièces une pré-déformation si on est en présence d'une déformation.

Il est aussi possible de :

- Redresser les pièces à froid, sous pression ;
- Effectuer des corons par tronçons discontinus ;
- Préchauffer les pièces afin d'éviter un refroidissement brusque.

S'il y a présence de contraintes au niveau des pièces, il est nécessaire de les limiter en :

- Préchauffant les pièces ; sinon en assouplissant le ridage et tolérer par la suite une faible déformation.

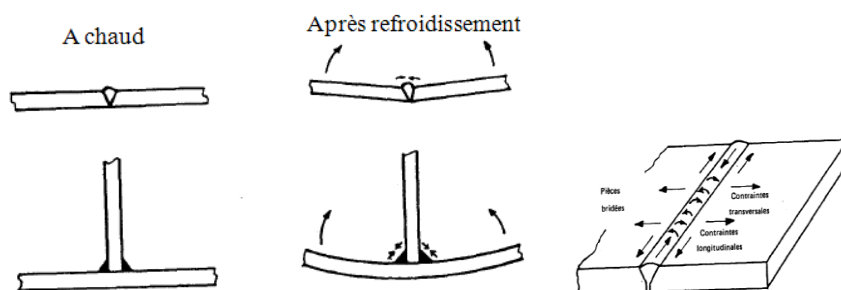


Fig VII-19 Quelques anomalies au niveau des soudures

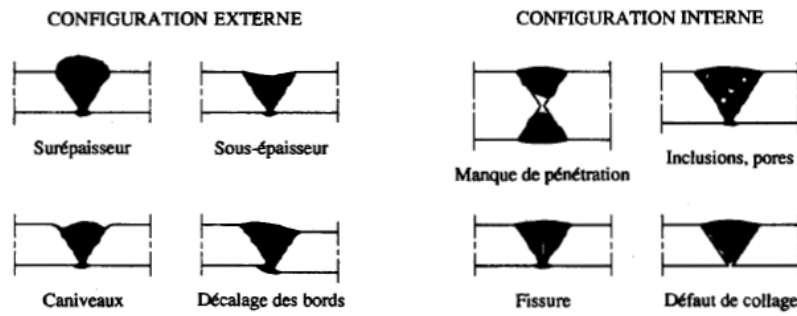


Fig VII-20 Quelques anomalies au niveau des soudures

VII-1.10.2 Les différents types de soudure utilisés :

- Soudures bout à bout :

Joint d'âmes :

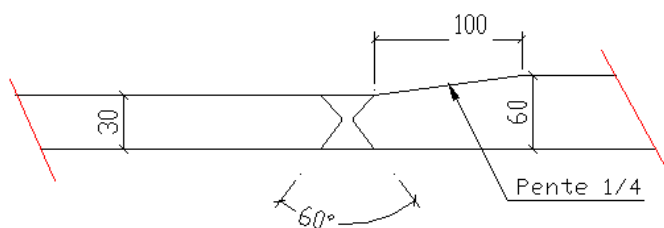
Le joint d'âmes est utilisé pour assurer une liaison entre les deux tôles plates (20 mm d'épaisseur), aussi, on utilise des chanfreinés en forme de X de  $60^\circ \pm 5^\circ$



Fig VII-21 Procédures de soudure

Joint de semelle :

Le joint de semelle est un joint assurant la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement et dont les caractéristiques géométriques sont représentées dans les figures suivantes :



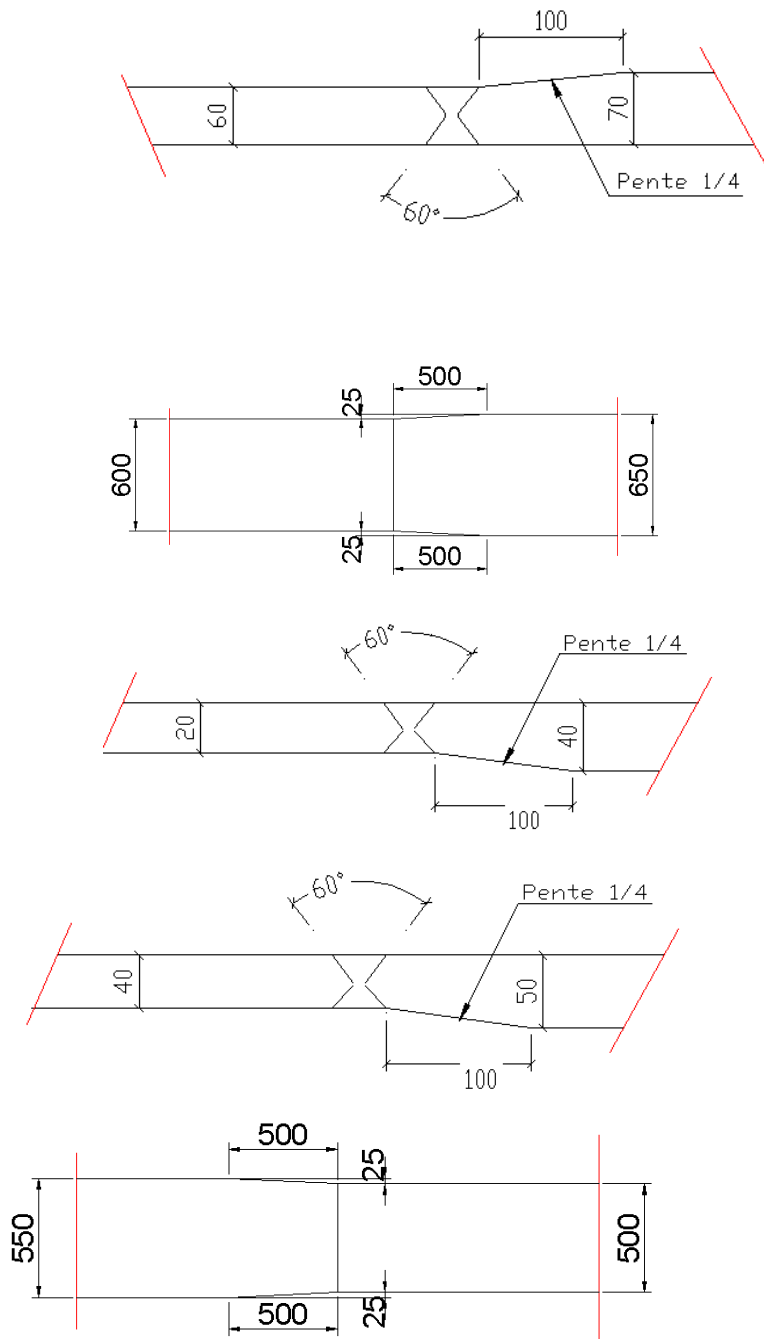


Fig VII-22 Joint de semelle

- **Soudure d'angle :**

Les soudures d'angle sont utilisées pour l'assemblage des pièces dont les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

**Dimensionnement des cordons de soudure :**

Le dimensionnement se fait selon la norme française NF 22-470.

La contrainte dans les cordons est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{VS}{2al_{xx}}$$

S : moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète ;

V : effort tranchant ;

$l_{xx}$  : moment d'inertie de la section complète / à XX ;

a : épaisseur d'un cordon d'angle (gorge de soudure).

Une formule encore plus simplifiée s'écrit :

$$a \geq \frac{KV\sqrt{3}}{2\sigma_e h_a}$$

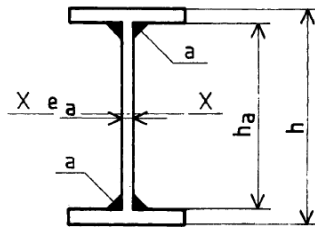
**Nb** : cette formule peut être utilisée.

En utilisant la condition  $\tau \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$ ,

on aura :

$$V = \tau \cdot h_a \cdot e_a ; a \geq K \frac{e_a}{2}$$

K : coefficient réducteur en



fonction de la nuance d'acier.

K=0,9 pour le cas des aciers

S355.

Pour ce qui est de notre cas, les âmes ont une épaisseur constante de 20mm, alors :

$$a \geq 0,9 \frac{20}{2} = 9\text{mm}$$

On prend :

a=12mm.

Fig VII-23 Epaisseur de l'âme

## **V-2 Etude des entretoises :**

### **V-2.1 Introduction :**

Les entretoises sont des éléments transversaux devant solidariser les poutres entre elles ainsi qu'assurer la répartition des efforts.

Elles sont d'une grande utilité, notamment lors du lancement et du bétonnage du tablier.

#### **Nb :**

Les caractéristiques des entretoises sont déjà citées dans la partie conception

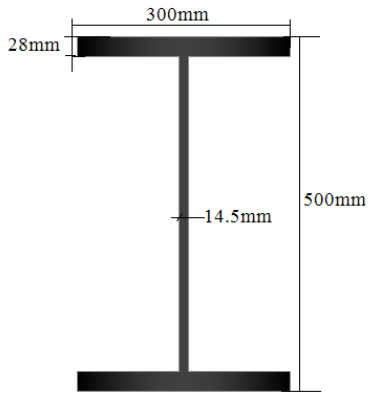


Fig VII-25 Entretoise d'about HEB600

Fig VII-24 Entretoise intermédiaire IPE 300

**VII-2.1 Etude des entretoises d'about :**

Les entretoises d'about jouent le rôle d'une poutre lors du changement des appareils d'appuis en se reposant sur deux

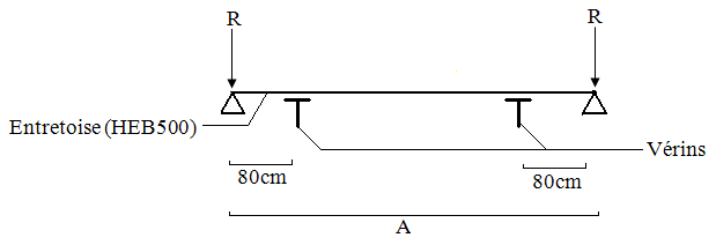
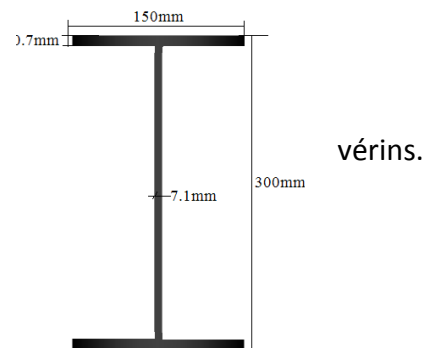


Fig VII-26 Entretoise sur vérins



**VII-2.2 Disposition des vérins :**

Les réactions ramenées par les poutres 1 et 2 dus au poids propre du tablier seront égales à :

$$R_1=R_2=192,105 \text{ t}$$

**- Vérification des résistances :**

Le moment maximum du au poids propre du tablier est donné par la formule suivante :

$$M_{\max}=R_1 \cdot 0,5$$

$$=192,105.0,8$$

$$=153,68 \text{ Tm.}$$

$$T_{\max}=192,105 \text{ T.}$$

$$W=5700 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{153,68.10^{-2}}{5700.10^{-5}}$$

$$\sigma_f=238,03 \text{ MPa.}$$

La contrainte est vérifiée.

- **Vérification vis-à-vis du cisaillement :**

$$\tau \leq 0,65\sigma_e$$

$$\tau = \frac{T}{a.h}$$

$$\tau = \frac{192,105.10^{-2}}{15,5.600.10^{-6}}$$

$$\tau=206,56 \text{ MPa.}$$

L'entretoise est vérifiée quant au cisaillement.

- **Vérification vis-à-vis du voilement :**

**Calcul de  $K_\tau$  :**

$$\alpha = \frac{a}{b};$$

a : distance entre les deux poutres ;

b : hauteur de l'âme.

$$\alpha = \frac{5,5}{0,54}$$

$$\alpha = 10,18$$

$$\sigma_c = \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

t : épaisseur de l'âme.

$$\sigma_c = \frac{2,19,86.10^5}{12(1-0,3^2)} \left(\frac{0,0155}{0,54}\right)^2$$

$$\sigma_c = 156,22 \text{ MPa.}$$

| Caractéristiques de l'entretoise d'about                    |         |
|---|---------|
| $\tau$ (MPa)  | 206,56  |
| $\sigma_s$ (MPa)  | 238,03  |
| $\sigma_i$ (MPa)  | 197.836 |
| <b>a</b> (cm)   | 550     |
| <b>b</b> (cm)   | 54      |
| <b>t</b> (cm)   | 1,55    |
| $\alpha = a / b$  | 10,18   |
| $K_\tau = 5,34 + (4/\alpha^2)$                              | 5,37    |
| $\sigma_c = \{\pi^2 \cdot E / 12(1-\nu^2)\} \times (t/b)^2$ | 156,22  |
| $\tau_k = K_\tau \cdot \sigma_c$ (MPa)                      | 838,90  |
| $\tau$ (MPa)  | 206,56  |
| $(\tau / \tau_k)^2$   | 0.06    |
| $\sigma_s$ (MPa)  | 238,03  |

|  |                      |
|--|----------------------|
| $\sigma_i$ (MPa)   | -238,03              |
| $\psi = \sigma_i / \sigma_s$                                 | -1                   |
| $S_\sigma$   | 1                    |
| $K_\sigma$   | 84                   |
| $\sigma_k = K_\sigma \cdot \sigma_c$ (MPa)                   | 13122,48             |
| $(S_\sigma \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$                     | $3,29 \cdot 10^{-4}$ |
| $(S_\sigma \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$                     | $3,29 \cdot 10^{-4}$ |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma_s / \sigma_k)^2$ | 0,06                 |
| $(\tau / \tau_k)^2 + (S_\sigma \cdot \sigma_i / \sigma_k)^2$ | 0,06                 |
| Valeur admissible  | 1.8                  |
| <b>Etat</b>  | <b>Vérifiée</b>      |

Tab VII-18 Vérification des entretoises vis-à-vis du cisaillement

L'entretoise est vérifiée vis-à-vis du voilement.

- **Vérification de la semelle vis-à-vis du voilement :**

$$\frac{L_{semelle}}{E_{semelle}} \leq 15 \sqrt{\frac{24}{\sigma_e}} \Leftrightarrow \frac{0,3}{0,03} \leq 15 \cdot (24/35,5)^{1/2} \text{ vérifiée.}$$

### VII-2.1 Etude des entretoises intermédiaires :

Le rôle des entretoises intermédiaires est d'assurer la stabilité du tablier pendant son mise en œuvre en générant un système de contreventement, ainsi qu'assurer une meilleure stabilité des poutres vis-à-vis du déversement.

#### VII-2.1.1 Vérification de l'entretoise vis-à-vis du vent :

La pression du vent s'exerçant sur le tablier pendant son exploitation est fixée à  $2\text{KN/m}^2$ , pondérée de 50% à l'ELU.

$$W_{\text{ELU}}=3\text{KN/m}^2.$$

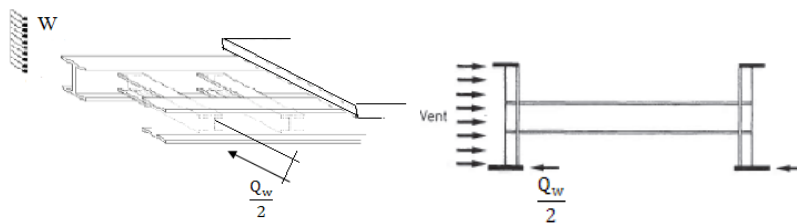


Fig VII-27 Vérification de l'entretoise vis-à-vis du vent

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur  $h$  tel que :

$$h=h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle+ trottoir}} + \text{corniche}.$$

$$h=1,8+0,25+0,25+0,25$$

$$h=2,55\text{m}.$$

La résultante des forces de vent s'exerçant sur le tablier est :

$$Q_w = 3.2, 55.8$$

$$Q_w = 61,2 \text{ KN}$$

$$Q_w = 6,12 \text{ t.}$$

En supposant que la moitié de la pression due au vent est reprise par la dalle et que l'autre partie est reprise par la semelle inférieure de la poutre, on aura :

$$M_w = \frac{Q_w}{2} \cdot \frac{h_{\text{poutre}}}{2}$$

$$= 3,06 \cdot 1,275$$

$$M_w = 3,901 \text{ t.m.}$$

L'effort tranchant s'exerçant sur le tablier est donné par l'expression suivante:

$$T_w = \frac{Q_w}{2} \cdot \frac{h_{\text{entretoise}}}{L_{\text{sem,inf}}}$$

$L_{\text{sem, inf}}$ : largeur de la semelle inférieure de l'entretoise.

$$T_w = 3,06 \cdot \frac{0,3}{0,15}$$

$$T_w = 6,12 \text{ T.}$$

- **Vérification de résistance :**

$$\sigma_f = \frac{M}{W}$$

$$\sigma_f = \frac{3,901 \cdot 10^{-2}}{557 \cdot 10^{-6}}$$

$$\sigma_f = 70,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 355 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de l'entretoise vis-à-vis du cisaillement :**

$$\tau \leq 0,65 \sigma_e = 230,75 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{ah}$$

$$\tau = \frac{6,12 \cdot 10^{-2}}{7,1278,6 \cdot 10^{-3} \cdot 10^{-3}}$$

$$\tau = 30,93 \text{ MPa} \leq 230,75 \text{ MPa.}$$

### VII-3 Conclusion:

L'entretoise n'encourt aucun risque de ruine ou de cisaillement.

### VIII.1. Etude de la dalle :

Pour l'étude de la dalle nous allons nous appuyer sur les textes réglementaires suivants :

- pour les surcharges : Eurocode 1 – Partie 2 : « Charges sur les ponts dues au trafic »
- pour le béton armé : B.A.E.L. 91 révisé 99

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont.

- Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges aux poutres : il s'agit de la *flexion locale* ou *flexion transversale*. (On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis).

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage.

On cherchera ici à déterminer les moments transversaux  $M_x$  et  $M_y$  en vue du dimensionnement des armatures transversales.

On a représenté dans la figure ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :

$M_x$  : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales,

$M_y$  : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales,

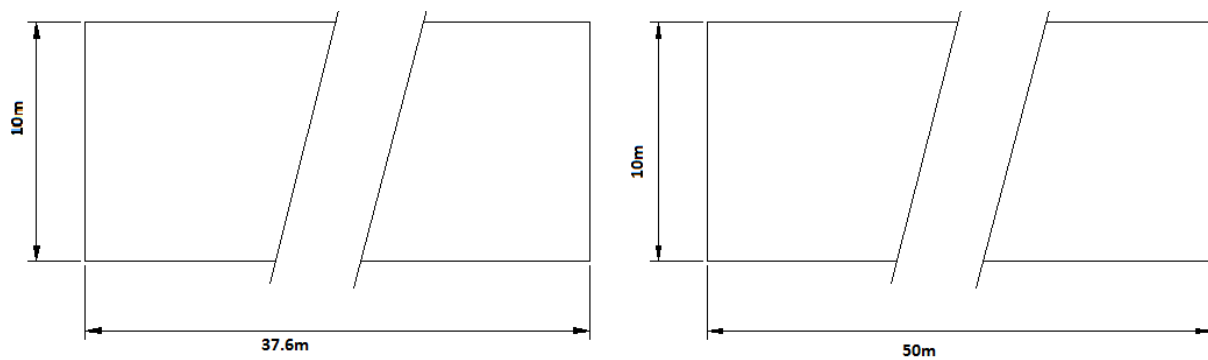


Fig. VIII-1 : Vue en plan de la dalle de couverture

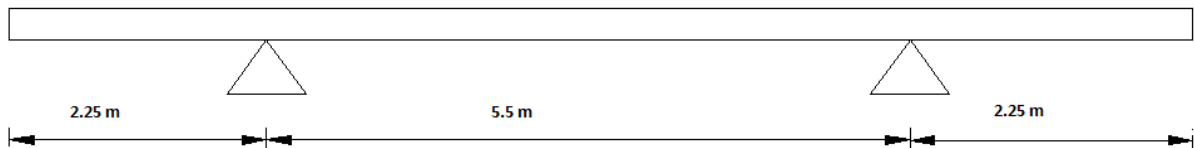


Fig. VIII-2 : Schéma statique de la dalle

Nous aurons à calculer deux types de dalles :

- Dalle centrale : appuyée sur quatre (04) cotés
  - Travée de rive :  $a = 5.5\text{m}$  ;  $b = 50\text{m}$
  - Travée intermédiaire :  $a = 5.5\text{m}$  ;  $b = 37.6\text{m}$
- Dalle en encorbellement : appuyée sur un seul (01) coté
  - Travée de rive :  $a = 2.25\text{m}$  ;  $b = 37.6\text{m}$
  - Travée intermédiaire :  $a = 2.25\text{m}$  ;  $b = 50\text{m}$

## VIII-2. Dalle centrale

### VIII-2.1. Méthodes de calcul

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle rectangulaire simplement appuyée sur ses quatre (04) côtés, pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles ( $B_c$ ,  $B_t$  ou  $B_r$ ) ou militaire (système  $M_c$  120 appelé communément char de 110 tonnes).

Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires.

Les abaques donnent les moments  $M_a$  et  $M_b$  qui sont :

$M_a$  : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal ».

$M_b$  : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

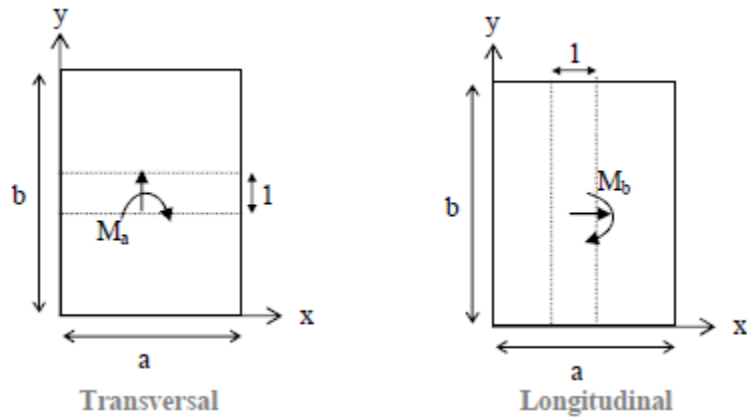


Fig. VIII-3 : Moment transversale et longitudinale sur la dalle centrale

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm.

### VIII-2.2. Moments $M_a$ et $M_b$ au centre de la dalle :

Pour le calcul des moments dues aux surcharges des abaques, nous donnent directement ces moments en fonction de  $E$ ,  $a$  et  $b$  où :

$E$  : l'épaisseur équivalente

$a$  : la petite portée  $l_x$

$b$  : la grande portée  $l_y$

### Hauteur de répartition

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{1}{2} h = 6 + 12.5 = 18.5 \text{ m}$$

Avec :

$e$  : épaisseur de la chaussée

$h$  : épaisseur de la dalle

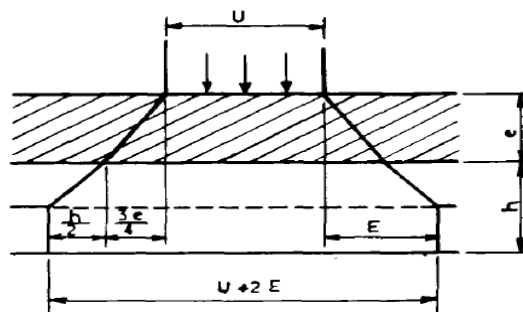


Fig. VIII-4 : Diffusion de la charge sur l'hourdis

## VIII-2.3. Calcul des moments fléchissant :

## - Dalle centrale

## Évaluation des charges

- Dalle :  $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$
- Étanchéité + revêtement :  $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$
- La charge permanente pour cette dalle est :  $0.801 \text{ t/m}^2$
- **Travée de rive**

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 37.6 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.146 \quad \frac{1}{\rho} = 6.836$$

Du moment que  $a < 0.4$  on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\rho = 0.146 \Rightarrow M_1 = 0.0175 \quad \frac{1}{\rho} = 6.836 \Rightarrow M_2 = 0$$

$M_1$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée a

$M_2$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée b

$$Q_{\text{TOT}} = 0.801 \times 5.5 \times 37.6 = 165.64 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.0175 + 0.2 (0)) \times 165.64 = 2.898 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.0175)) \times 165.64 = 0.580 \text{ t.m/ml}$$

$\frac{1}{4} M_a = 0.7245 > 0.580 \Rightarrow$  dans le ferrailage suivant b en prend :

$$M_b = 0.7245 \text{ t.m/ml}$$

**Soit  $M_a = 2.898 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_b = 0.7245 \text{ t.m/ml}$**

## - Travée intermédiaire:

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 50 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.11 \quad \frac{1}{\rho} = 9.09$$

Du moment que  $a < 0.4$  on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

$$\rho = 0.11 \Rightarrow M_1 = 0.0150 \quad \frac{1}{\rho} = 9.09 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$Q_{\text{TOT}} = 0.801 \times 5.5 \times 50 = 220.275 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.015 + 0.2 (0)) \times 220.275 = 3.30 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.015)) \times 220.275 = 0.66 \text{ t.m/ml}$$

$\frac{1}{4} M_a = 0.825 > 0.66 \Rightarrow$  dans le ferrailage suivant b en prend :

$$M_b = 0.825 \text{ t.m/ml}$$

Soit  $M_a = 3.30 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_b = 0.825 \text{ t.m/ml}$

- **Surcharges A (L)**

- **Travée de rive :**

$A(L) = 955 \text{ kg/m}^2$ ;  $L = 37.6\text{m}$ ;  $a_1 = 1$ ;  $a_2 = 1 \Rightarrow A = 955 \text{ kg/m}^2$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{955 \times 5.5^2}{8} = 3.611 \text{tm/ml} ;$$

$$M_b = 0.15 M_a = 0.15 \times 3.611 = 0.5416 \text{ t.m/ml}$$

Soit  $M_a = 3.611 \text{t.m/ml}$  ;  $M_b = 0.5416 \text{ t.m/ml}$

- **Travée intermédiaire:**

$A(L) = 810 \text{ kg/m}^2$ ;  $L = 50\text{m}$ ;  $a_1 = 1$ ;  $a_2 = 1 \Rightarrow A = 810 \text{ kg/m}^2$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{810 \times 5.5^2}{8} = 3.062 \text{tm/ml} ;$$

$$M_b = 0.15 M_a = 0.15 \times 3.062 = 0.459 \text{t.m/ml}$$

Soit  $M_a = 3.062 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_b = 0.459 \text{t.m/ml}$

- **Surcharges Bc**

$E = 18.5 \text{ cm}$      $a = 5.5\text{m}$

(Abaque N° 9)  $\Rightarrow M_a = 5.38 \text{ t.m/ml}$  ; (Abaque N° 25)  $\Rightarrow M_b = 3.1 \text{t.m/m}$

- **Surcharges Bt**

$E = 18.5 \text{ cm}$      $a = 5.5 \text{ m}$

(Abaque N° 15)  $\Rightarrow M_a = 5.98 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_b = 3.58 \text{ t.m/m}$

- **Convoi MC120**

$E = 18.5 \text{ cm}$      $a = 5.5 \text{ m}$

(Abaque N° 35)  $\Rightarrow M_a = 6.82 \text{ t.m/ml}$  ;  $M_b = 0.25 \times 6.82 = 1.70 \text{ t.m/m}$

- **Convoi D240**

- **Travée de rive :**

$$a = 5.5 \text{ m} ; b = 37.6 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.146 \quad \frac{1}{\rho} = 6.836$$

$$\rho = 0.146 \Rightarrow M_1 = 0.0175 \quad \frac{1}{\rho} = 6.836 \Rightarrow M_2 = 0$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$Q = 4.03 \text{t/m}^2 \times 3.57 \times 18.97 = 272.92 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.0175 + 0.2(0)) \times 272.92 = 4.776 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.2 (0.0175)) \times 272.92 = 0.955 \text{ Tm/ml}$$

### VIII-2.3 Calcul de coefficient de majoration dynamique

$L = \text{inf. [sup (entre axe des poutres de rive, largeur rouable) ; portée de la poutre]}$

$$L = \text{inf. [sup (5.5, 7) ; 37.6]} = 7 \text{ m}$$

$G$  : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté 7m

$$G = (7 \times 7 \times 2.5 \times 0.25) + (7 \times 7 \times 2.2 \times 0.08) = 39.24 \text{ t}$$

#### - Système Bc

2 files  $\Rightarrow S = 2 \times b_c \times B_c = 2 \times 1.1 \times 30t = 66 \text{ t}$  (une bande de 7m  $\times$  7m)

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

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 39.24}{66}}$$

$$\delta = 1.344$$

#### - Système Bt

2 tandems sont placés sur la section de couverture

$$S = 2 \times 1 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 39.24}{64}}$$

$$\delta = 1.339$$

#### - Système Br

$$S = 10$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 39.24}{10}}$$

$$\delta = 1.20$$

#### - Système MC120

$$S = 110t$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \times 39.24}{110}}$$

$$\delta = 1.41$$

### VIII-2.5. Coefficients de pondération

Pour le calcul de la dalle nous considérons la sollicitation du 1er genre donc  $S = G + 1.2 P$

- Charges permanentes  $\Rightarrow \alpha = 1$
- Surcharges civiles B ; A(L)  $\Rightarrow \alpha = 1.2$
- Surcharges militaires MC120 + D240  $\Rightarrow \alpha = 1$

Les résultats des moments transversaux et longitudinaux son décrites dans le tableau 8.1 ci-dessous :

|             |          |          |     | Travée de rive |       | Travée intermédiaire |       |
|-------------|----------|----------|-----|----------------|-------|----------------------|-------|
| Charge      | $\alpha$ | $\delta$ | b   | Ma             | Mb    | Ma                   | Mb    |
| Poids P     | 1        | /        | /   | 2.898          | 0.735 | 3.30                 | 0.825 |
| A(L)        | 1.2      | /        | /   | 4.333          | 0.649 | 3.674                | 0.550 |
| Bc          | 1.2      | 1.344    | 1.1 | 9.544          | 5.499 | 9.544                | 5.499 |
| Bt          | 1.2      | 1.339    | 1   | 9.608          | 5.752 | 9.608                | 5.752 |
| MC120       | 1        | 1.41     | /   | 9.616          | 2.397 | 9.616                | 2.397 |
| D240        | 1        | /        | /   | 4.766          | 0.955 | 4.766                | 0.955 |
| COMBINAISON |          |          |     | 12.514         | 6.487 | 12.916               | 6.577 |

Tab-VIII-1 : Moments transversaux et longitudinaux de chaque cas de charge

#### Remarque :

Les combinaisons introduites dans le tableau VIII-1 sont les suivantes :

Travée de rive  $\Rightarrow M_a = M_a$  (poids propre) +  $M_a$ (MC120) ;  $M_b = M_b$  (poids propre) +  $M_b$  (B<sub>t</sub>)

Travée intermédiaire  $\Rightarrow M_a = M_a$  (poids propre) +  $M_a$ (MC120);  $M_b = M_b$  (poids propre) +  $M_b$ (B<sub>t</sub>)

### VIII-3. Moments de continuité

Les moments de continuité  $M_{cp}$  et  $M_{ce}$  sur les poutres et sur les entretoises d'about sont :

$M_{cp}$  : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une poutre principale dans une bande de 1m de largeur et de 2m de longueur, découpée de cette plaque parallèle à Ox, ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à Ox, donc son axe est parallèle à Oy.

$M_{ce}$  : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une entretoise dans une bande de 1m de largeur et de 37.6m (travée de rive) et 50m (travée intermédiaire) de longueur, découpée de cette plaque parallèle a Oy, ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à Oy, donc son axe est parallèle à Ox

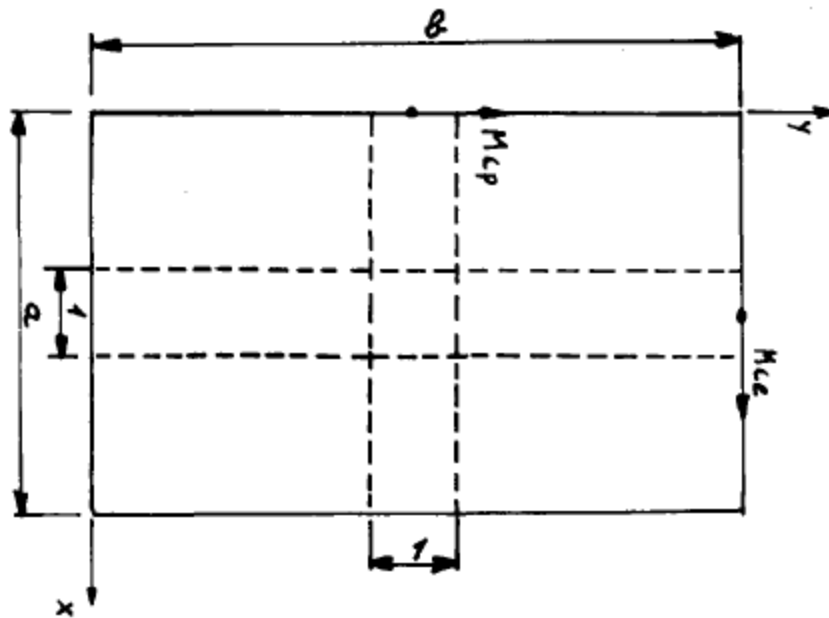


Fig. VIII-5 : Moments de continuité «  $M_{cp}$  » et «  $M_{ce}$  »

Les moments cités sont obtenus par les abaques SETRA en fonction de  $E$ ,  $A$ ,  $a$ ,  $b$

$A$  : demi-largeur de l'appui constituée par une poutre principale en l'occurrence la demi-largeur de

$$A = \frac{0.55}{2} + 0.05 = 0.325 \text{ m}$$

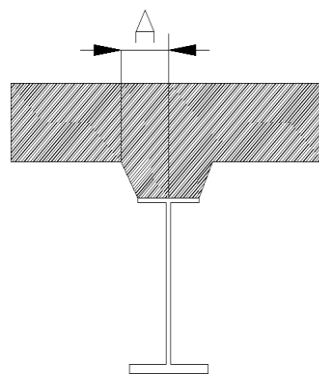


Fig. VIII-6 : La demi-largeur «  $A$  »

### VIII-3.1. Moment de continuité sur poutre

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bt .

- **MC120 :**

L'impact de MC120 est  $6.1 \times 1$  ;  $A = 0.325$  ;  $E = 18.5\text{cm}$  ;  $b = \infty \Rightarrow$

$$M_{cp} = 2.30\text{t.m/ml (Abaque N°24)}$$

- **Bt :**

$A = 0.325$  ;  $E = 18.5\text{cm}$  ;  $b = \infty \Rightarrow M_{cp} = 2.05\text{t.m/ml (Abaque N°10)}$

### VIII-3.2 Moment de continuité sur entretoise

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bc.

- **MC120**

L'impact de MC120 est  $6.1 \times 1$  ;  $A = 0.325$  ;  $E = 18.5\text{cm}$  ;  $b = \infty \Rightarrow$

$$M_{ce} = 2.70\text{t.m/ml (Abaque N°28)}$$

- **Bc :**

$A = 0.325$  ;  $E = 18.5\text{cm}$  ;  $b = \infty \Rightarrow M_{ce} = 2.05\text{t.m/ml (Abaque N°42)}$

| Charge | $\alpha$ | b   | $\delta$ | Mcp tm/ml | Mce tm/ml |
|--------|----------|-----|----------|-----------|-----------|
| Mc120  | 1        | /   | 1.41     | 3.243     | 3.807     |
| Bc     | 1.2      | 1.1 | 1.344    | /         | 2.755     |
| Bt     | 1.2      | 1   | 1.339    | 2.744     | /         |

Tab-VIII.2 : Moments de continuité de chaque cas de charge

Donc on prend pour moment sur poutre  $M_{cp} = 3.243 \text{ t.m/ml}$  et sur appui  $M_{ce} = 3.807 \text{ t.m/ml}$

### VIII-4. Dalle en encorbellement :

#### VIII-4.1. Moment d'encastrement :

- **Charge permanente**

- Trottoir :  $0,3675 \times 2.5 = 0.9187 \text{ t/ml}$ .

- Dalle :  $2.25 \times 0.25 \times 2.5 = 1.406 \text{ t/ml}$

- Garde-corps :  $0,10 \text{ t/ml}$

- Corniche :  $0.0810 \times 2.5 = 0.2025 \text{ t/ml}$

Alors :  $G = 2.527 \text{ t/ml}$

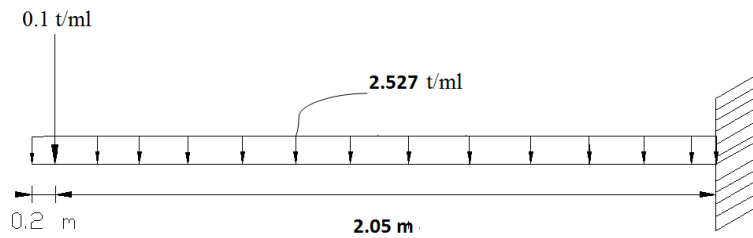


Fig. VIII-7 : Poids propre sur la dalle d'encorbellement

$$M_{pp} = 0.1 \times 2.05 + 2.527 \times \frac{2.25^2}{8}$$

$$M_{pp} = 1.804 \text{ t.m/ml}$$

- Surcharge de trottoir 450kg/ml

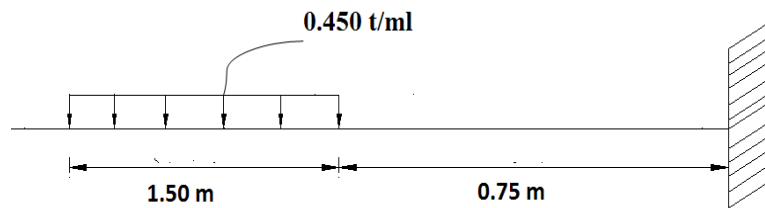


Fig. VIII-8 : Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement

$$M_t = 0.450 \times 1.50 \times \left(1 + \frac{1.50}{2}\right)$$

$$M_t = 1.181 \text{ t.m/m}$$

- Roue B (6t)

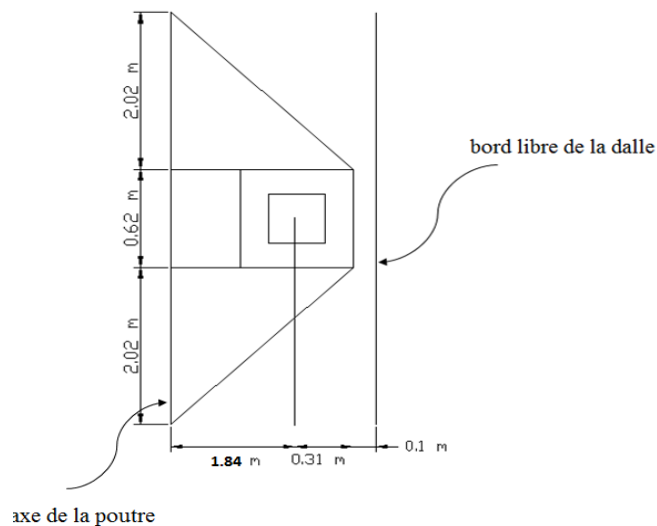


Fig. VIII-9 : Surcharge de Br sur la dalle d'encorbellement

$$u = a + 2E = 25 + 2 \times 18.5 = 62 \text{ cm}$$

Le rectangle (u,u) => (62,62)

$$L_i = 0.62 + 2 \times 2.02 = 4.66 \text{ m}$$

$$M_R = \frac{P \times d_i}{L_i} = \frac{6 \times 1.84}{4.66}$$

$$M_R = 2.369 \text{ t.m/ml}$$

### VIII-4.2. Moments longitudinaux dans le consol:

**Charge permanente** :  $M_b = M_a = 0.2 \times 1.804 = 0.3608 \text{ t.m/ml}$

**Surcharge de trottoir** :  $M_b = \nu M_a = 0.2362 \text{ t.m/ml}$

**Roue isolée** : d'après l'abaque N°8(SETRA)

$$M_b = 0.6 \text{ t.m/ml} \Rightarrow M_b = 0.6 \times 1.2 \times 1.19 = 0.56 \text{ t.m/ml} = M_{Ri}$$

- **Combinaison de charges** :

Transversal =>  $M_{enc} = M_{pp} + M_R = 1.804 + 2.369 = 4.173 \text{ t.m/}$

Longitudinal =>  $M_{log} = M_{pp} + M_{Ri} = 0.3608 + 0.56 = 0.9208 \text{ t.m/ml}$

On prend :  $M_{log} = \frac{1}{4} M_{enc} = 1.043 \text{ t.m/ml}$

### VIII-6. Bilan des moments :

Les moments fléchissant à prendre en compte dans le ferrailage de l'hourdis sont mentionnés dans le tableau suivant :

| Moment                               | Dalle centrale | Dalle sur poutre / entretoise | Dalle en encorbellement |
|--------------------------------------|----------------|-------------------------------|-------------------------|
| <b>Moment transversaux (t.m/ml)</b>  | 12.514         | -3.243                        | -4.173                  |
| <b>Moment longitudinaux (t.m/ml)</b> | 6.487          | -3.807                        | -1.043                  |

Tab-VIII.3 : Tableau récapitulatif des moments.

### VIII-7. Ferrailage de l'hourdis :

Pour le ferrailage de l'hourdis en a utilisé le logiciel C.T.C. édition d'EYROLES.

#### VIII-7.1. Ferrailage longitudinal :

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

- fissuration préjudiciable
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- **En travée** :  $M = 6.487 \text{ t.m/ml}$  (nappe inférieure)  $\Rightarrow A_s = 9.8 \text{ cm}^2$

On opte pour des armatures: 5HA16  $\Rightarrow A_s = 10.05 \text{ cm}^2$

- **Sur appui** :  $M = 3.807 \text{ t.m/ml}$  (nappe supérieure)  $\Rightarrow A_s = 5.488 \text{ cm}^2$

On opte pour des armatures: 5HA12  $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

- **Dalle en encorbellement** :  $M = -1.043 \text{ t.m/ml}$  (nappe supérieure)  $\Rightarrow A_s = 1.1201 \text{ cm}^2$

On opte pour des armatures: 6HA8  $\Rightarrow A_s = 3.02 \text{ cm}^2$

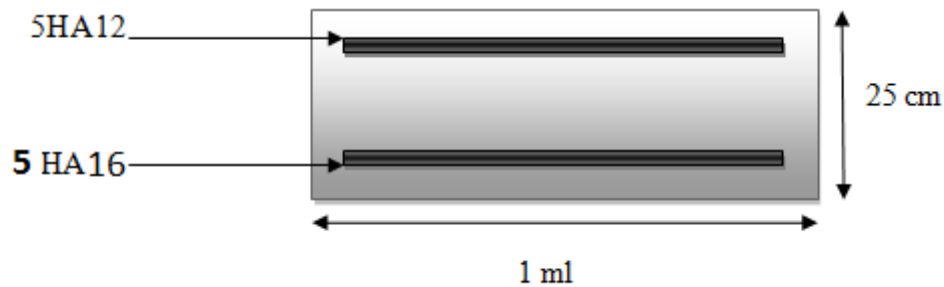


Fig. VIII-10 : Ferrailage longitudinal

### VIII-7.2. Ferrailage transversal :

En étudiant une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment transversal le plus défavorable sous combinaisons.

- **En travée** :  $M = 12.514 \text{ t.m/ml}$  (nappe inférieure)  $\Rightarrow A_s = 17.2418 \text{ cm}^2$

On opte pour des armatures: 6HA20  $\Rightarrow A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

- **dalle en encorbellement** :  $M = -4.173 \text{ t.m/ml}$  (nappe supérieure)  $\Rightarrow$  On opte pour des armatures: 5HA12  $\Rightarrow A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

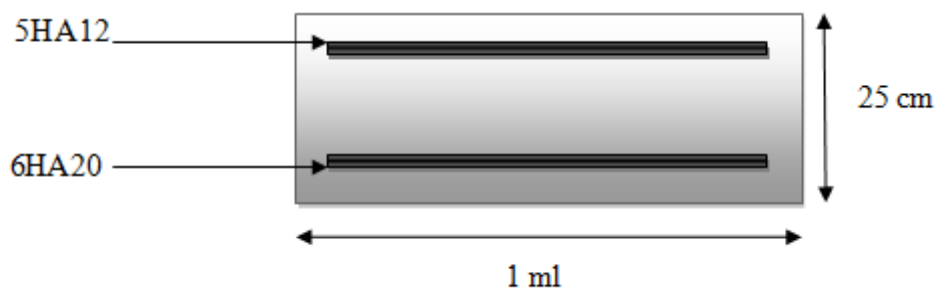


Fig. VIII-11 : Ferrailage transversal

### X.1. Etude de la pile :

La pile est définie comme étant un appui intermédiaire ayant pour rôle la transmission des efforts émanant du tablier au sol de fondation.

Il existe plusieurs types de piles, parmi lesquels on cite à titre d'exemple :

- Les piles voiles ;
- Les piles marteaux ;
- Les piles en caisson ;
- Les piles à futs.

Le recours est conditionné par le type de tablier choisi ainsi que par les contraintes naturelles du site.

Notre choix s'est porté sur les piles à futs dont le pré dimensionnement a été fait dans la partie conception.

### X-2. Implantation des piles :

| Désignation (vers Bouira) | Pile 1  | Pile 2  |
|---------------------------|---------|---------|
| Point kilométrique (PK)   | 648,26  | 698,26  |
| Cote projet (m)           | 994,764 | 993,08  |
| Cote terrain naturel (m)  | 981,74  | 980,345 |
| Cote de fondation (m)     | 979,568 | 978,36  |
| Hauteur des futs (m)      | 7,32    | 6,863   |
| Hauteur de la pile (m)    | 10,82   | 10,363  |

Tab X-1 : Implantation des piles

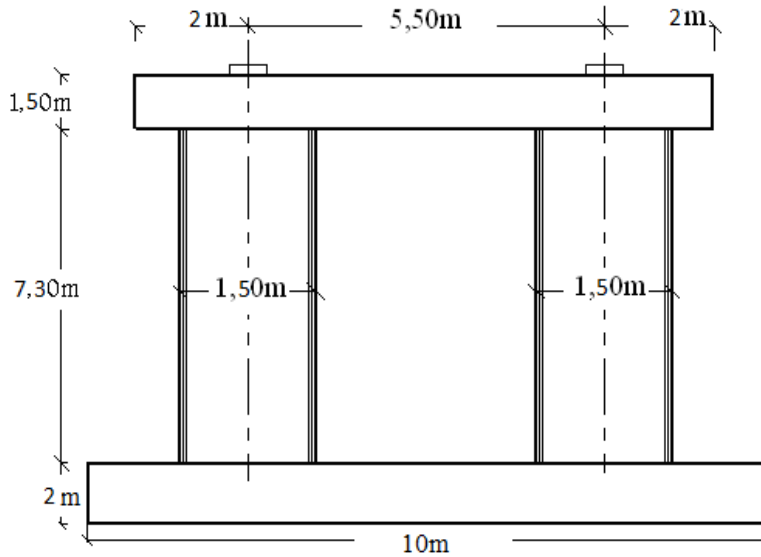


Fig. X-1 : Schéma de la pile

**X-3. Evaluation des charges :**

**X-3.1. Calcul du poids propre de la pile :**

- **Poids du chevêtre :**

$$P_{ch} = (1,8 \times 9,5 \times 1,5) \times 2,5 - (1,8 \times 0,75^2) \times 2,5$$

$$P_{ch} = 61,593 \text{ t}$$

- **Poids de la semelle :**

$$P_{selle} = (2 \times 10 \times 6) \times 2,5$$

$$P_{selle} = 300 \text{ t}$$

- **Poids des fûts :**

$$P_{fûts} = 2 \times \left( \left( \frac{1,5}{2} \right)^2 \times \pi \times 7,3 \times 2,5 \right)$$

$$P_{fûts} = 64,5 \text{ t}$$

- **Poids des dés d'appui :**

$$P_{dés} = 2 \times 0,15 \times 0,8 \times 0,8 \times 2,5$$

$$P_{dés} = 0,48 \text{ t}$$

**Poids des terres :**

$$P_{terres} = ((10 \times 6) - (2 \times \pi \times 0,75^2)) \times 2 \times 2,17$$

$$P_{terres} = 245,06 \text{ t}$$

Le poids total de la pile est égal à 426,573 t

### X-3.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile :

- Calcul des efforts verticaux :

#### L'effort sismique :

La composante verticale de l'effort sismique est donnée par le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA 2008).

$$F_v = 0,3f_h$$

$$F_v = 17,98 \text{ t}$$

Les valeurs des charges et surcharges (verticales) appliquées sur la pile sont représentées dans le tableau suivant :

| Charge (réaction) en t  | Pile 1 | Pile 2 |
|-------------------------|--------|--------|
| Poids propre du tablier | 299,71 | 299,71 |
| Système A(L)            | 214,9  | 214,9  |
| Système Bc              | 134,57 |        |
| Convoi Mc120            | 127,77 | 978,36 |
| Convoi D240             | 251,77 | 6,863  |
| Deux trottoirs          | 32,83  | 32,83  |
| Séisme $S_v$            | 17,98  | 18,73  |

Tab X-2 Réactions verticaux de la pile

- Calcul des efforts horizontaux :

#### Force de freinage :

- Force de freinage du système Bc :

$$F_{Bc} = 30/2$$

$F_{Bc} = 5,689 \text{ t}$  revenant à chaque pile.

- Force de freinage du système A(L) :

$F_{A(L)} = 3,544 \text{ t}$  revenant à chaque pile.

- Force du vent :

La pression du vent est fixée à  $2 \text{ KN/m}^2$

La hauteur de la pile est de  $10,82 \text{ m}$

$$Q_w = 0,2 \times 7,32 \times \pi \times 0,75$$

$$Q_w = 3,45 \text{ t}$$

- Force du séisme :

$$F_h = 0,2 \times G$$

$$F_h = 59,942 \text{ t}$$

- Calcul des moments :

$$M_{F_{Bc}} = 5,689.9, 05 \text{ (moment à la base du fut)}$$

$$M_{F_{Bc}} = 51,485 \text{ Tm}$$

$$M_{F_{A(L)}} = 3,544.9, 05 \text{ (moment à la base du fut)}$$

$$M_{F_{A(L)}} = 32,073 \text{ Tm}$$

$$M_W = 3, 45 \times 7, 32$$

$$M_W = 25, 25 \text{ Tm}$$

| Type de force                          | Pile 1       |             | Pile 2       |             |
|--|--------------|-------------|--------------|-------------|
|  | Réaction (t) | Moment (Tm) | Réaction (t) | Moment (Tm) |
| Freinage du système A(L)               | 3,544        | 32,073      | 3,544        | 32,073      |
| Freinage du Système Bc                 | 5,689        | 51,485      | 5,689        | 51,485      |
| Force du vent                          | 3,45         | 25,25       | 3,45         | 25,25       |
| Composante horizontale du séisme $s_H$ | 59,942       | 59,942      | 59,942       | 59,942      |

Tab X-3 : Réactions horizontaux et moments correspondants de la pile

Combinaisons des charges :

- A l'ELU :

$$R_1 = 1,35G + 1,6(A(L) + \text{surcharges des trottoirs})$$

$$= (1,35 \times 299,71) + 1,6(214,9 + 32,83)$$

$$R_1 = 800,97 \text{ t}$$

$$R_2 = 1,35G + 1,6(Bc + \text{surcharges des trottoirs})$$

$$= (1,35 \times 299,71) + 1,6(134,57 + 32,83)$$

$$R_2 = 672,44 \text{ t}$$

$$R_3 = 1,35G + 1,35M_{c120}$$

$$= (1,35 \times 299,71) + (1,35 \times 127,77)$$

$$R_3 = 577,098 \text{ t}$$

$$R_4 = 1,35G + 1,35D_{240}$$

$$= (1,35 \times 299,71) + (1,35 \times 251,77)$$

$$R_4 = 744,498 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 800,97 \text{ t}$$

- **A'ELS :**

$$R_1 = G + 1,2(A(L) + \text{surcharges des trottoirs})$$

$$= 299,71 + 1,2(214,9 + 32,83)$$

$$R_1 = 596,98 \text{ t}$$

$$R_2 = G + 1,2(Bc + \text{surcharges des trottoirs})$$

$$= 299,71 + 1,2(134,57 + 32,83)$$

$$R_2 = 500,59 \text{ t}$$

$$R_3 = G + M_{c120}$$

$$= 299,71 + 127,77$$

$$R_3 = 427,48 \text{ t}$$

$$R_4 = G + D_{240}$$

$$= 299,71 + 251,77$$

$$R_4 = 551,48 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 596,71 \text{ t}$$

#### X-4. Etude et ferrailage de la pile :

##### X-4.1. Etude et ferrailage du chevrete :

Le chevrete travaille en flexion simple.

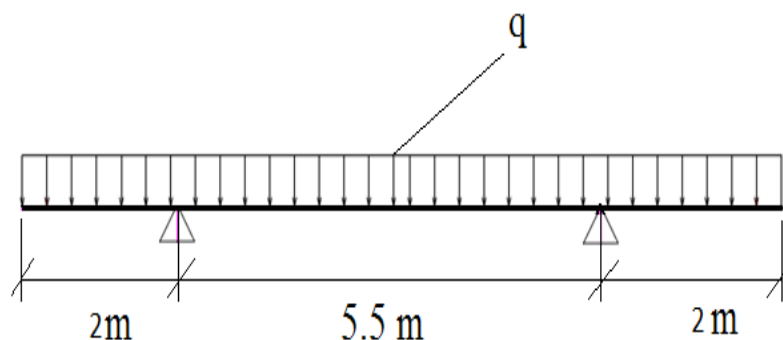


Fig. X-2 : Schéma statique du chevrete

• **Evaluation des efforts :**

- **Le poids propre :**

$$Q_{ch} = P_{ch}/L$$

L : longueur du chevêtre.

$$Q_{ch} = 61,59/9,5$$

$$Q_{ch} = 6,48 \text{ t/ml}$$

$$Q_{ch} \text{ (ELU)} = 8,75 \text{ t/ml}$$

- **Moment fléchissant à l'ELU :**

$$M \text{ (mi travée)} = 15,58 \text{ Tm}$$

$$M \text{ (appui)} = -17,5 \text{ Tm}$$

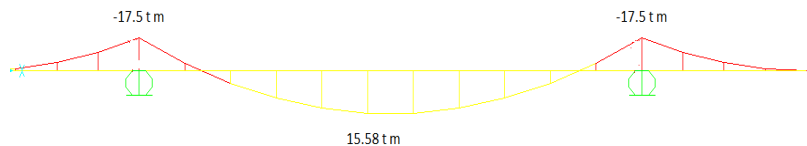


Fig. X-3 Moments fléchissant à l'ELU

- **Moment à l'ELS :**

$$Q_{ch} = 6,48 \text{ t/ml}$$

$$M \text{ (mi travée)} = 11,542 \text{ Tm}$$

$$M \text{ (appui)} = -12,96 \text{ Tm}$$

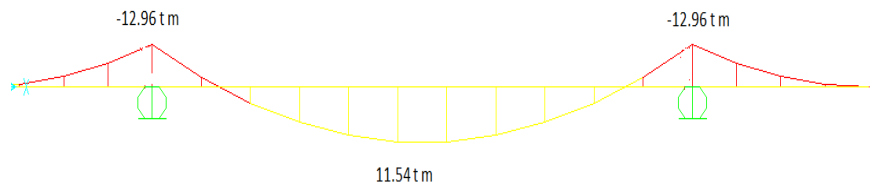


Fig. X-4 moments fléchissant à l'ELS

- **Section équivalente :**

$$S_{\text{équi}} = S_{ch} \Leftrightarrow 1,8 A = (0,75 \times 1,8) + (1,8 + 1,6) \times 0,375$$

$$\Leftrightarrow A = S_{\text{équi}} = 1,45 \text{ m}$$

La section équivalente  $S_{\text{équi}} = (1,45 \times 1,8)$

**Ferraillage du chevêtre :**

Longitudinalement, le chevêtre travaille en flexion simple.

Le ferraillage se fait par le logiciel Robot Expert.

$$\begin{cases} b = 180 \text{ cm} \\ h = 145 \text{ cm} \\ d_1 = d_2 = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{s1} = 3,84 \text{ cm}^2 \text{ (section sur appui)}$$

$$A_{s2} = 3,44 \text{ cm}^2 \text{ (section à mi travée)}$$

**La condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \text{ (Dans le cas de la flexion simple)}$$

$A_s$  : la section minimale de l'acier pour qu'il n'y ait pas ruine ;

b: la largeur de la section du béton ;

d : hauteur utile de la section du béton.

$$d=0,9.h$$

$$d=1.305 \text{ m}$$

$$A_s \geq 29,71 \text{ cm}^2$$

La section des aciers sera prise égale à la section minimale pour garantir la résistance de celle-ci.

$$A_s = 29,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 29,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ HA}20 + 4 \text{ HA}14 = 31,29 \text{ cm}^2 \text{ (aciers supérieurs)}$$

$$e_{h1} = 30 \text{ cm.}$$

$$A_{s2} = 29,71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ HA}20 + 4 \text{ HA}14 = 31,29 \text{ cm}^2 \text{ (aciers inférieurs)}$$

$$e_{h2} = 30 \text{ cm.}$$

$$e_v = 25 \text{ cm.}$$

#### Les armatures de construction :

La section des aciers de construction vaut 1/3 de la section totale des aciers (d'après le BAEL 91 version 99).

$$\Rightarrow A_{\text{cons}} = 9,90 \text{ cm}^2$$

On choisit 5 HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup> espacées de 40 cm.

#### Les armatures transversales :

$$A_t = A/3$$

$$A_t = 9,90 \text{ cm}^2$$

On choisit 5 HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup> espacées de 30 cm.

#### X-4.2. Etude et ferrailage du fut :

Le fut est assimilé à un poteau encastré, soumis aux efforts suivants :

- Le poids propre du chevêtre  $P_{\text{ch}} = 61,593 \text{ t}$
- Le poids propre du tablier  $G = 299,71/2 = 149,855 \text{ t}$
- Son poids propre  $P_{\text{fut}} = 32,25 \text{ t}$
- l'effort de freinage du système Bc  $F_{\text{Bc}} = 15 \text{ t}$
- l'effort de freinage du système A(L)  $F_{\text{A(L)}} = 18,69 \text{ t}$
- les surcharges maximales (D240)  $= 251,17/2 = 125,585 \text{ t}$
- l'effort sismique  $S_H = 0,2.61,59 + 74,92 = 90,32 \text{ t}$

- la force hydraulique.

**La force hydraulique aux PHE :**

$$F_{hy} = \gamma \cdot v + 1.2\gamma \cdot \Delta v$$

Avec :

$\gamma$  : densité de l'eau.

$v$  : volume de la pile immergée aux PBE.

$\Delta v$  : volume de la pile entre PHE et PBE.

$$\gamma = 1,2 \text{ t/m}^3$$

$$v = 0$$

$$\Delta v = \frac{\pi D^2}{4} (\text{PHE} - \text{PBE})$$

$$= \frac{\pi \times 1,5^2}{4} (985,438 - 981,74)$$

$$\Delta v = 6,534 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow P = 1,2 \times 0 + 1,2 \times 6,534$$

$$P = 7,84 \text{ t}$$

**La force hydraulique aux PBE :**

$$P = \gamma (v + \Delta v) - 1.2\gamma \cdot \Delta v$$

$$P = 1,2 \times (0 + 6,534) - 1,2 \times 1,2 \times 6,534$$

$$P = -1,568 \text{ t}$$

La force hydraulique aux PBE étant faible, dans ce cas elle est négligée.

Le poids propre  $G_T$ , supporté par le fut est égal à :

$$G_T = 149,855 + 61,593 + 32,25$$

$$G_T = 243,69 \text{ t}$$

$$N = (1 + K_v) G_T$$

$K_v$  : coefficient de la composante verticale du séisme.

$K_v = 0,06$  (pour un pont de deuxième classe situé dans la zone II<sub>a</sub>)

$$N = (1 + 0,06) \times 243,69$$

$$N = 258,31 \text{ t}$$

**X-4.3. Vérification vis-à-vis du flambement :**

**X-4.3.1. Introduction :**

Le flambement est un phénomène qui affecte les barres travaillant en compression simple, se manifestant par une déformation latérale de cette barre.

**X-4.3.2. Calcul de l'élanement  $\lambda$  :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$l_f$ : Longueur de flambement ;

$i$  : rayon de giration de la barre autour de l'axe de flambement.

$l_f = 0,7l_0$  pour une barre encastree d'un cote.

$$l_f = 0,7 \times 7,3$$

$$l_f = 5,11 \text{ m}$$

$$i = \frac{\phi}{4}$$

$$i = \frac{1,5}{4}$$

$$i = 0,375 \text{ m}$$

$$\lambda = 13,62 < 50 \text{ pas de risque de flambement}$$

**X-4.3.3 Combinaisons des charges :**

- **A l'ELU :**

$$N_{ELU} = 1,35G + 1,6Q$$

$$N_{ELU} = (1,35 \times 243,69) + (1,6 \times 125,585)$$

$$N_{ELU} = 529,91 \text{ t}$$

$$M_{ELU} = 1,6 \times 5,689 \times 9,05$$

$$M_{ELU} = 82,376 \text{ Tm}$$

**NB** : les efforts de freinage sont repartis sur les appareils d'appui.

$H$  : bras de levier de la force de freinage.

$H$  = epaisseur de la dalle + hauteur du fut + hauteur du chevete

$$H = 0,25 + 7,3 + 1,5$$

$$H = 9,05 \text{ m.}$$

**Nb** : l'effort retenu pour le calcul du moment est celui dont la valeur est la plus defavorable (entre la force de freinage du systeme A(L) et celui du systeme Bc).

- **A l'ELS :**

$$N_{ELS} = G + 1,2Q$$

$$N_{ELS} = 243,69 + 1,2 \times 125,585$$

$$N_{ser} = 394,392 \text{ t}$$

$$M_{ELS} = 1,2 \times 5,689 \times 9,05$$

$$M_{ELS} = 61,782 \text{ Tm}$$

- **A l'ELA :**

$$N_{ELA} = G + E + 0,2Q$$

E : force du séisme.

$$N_{ELA} = 258,311 + 0,2 \times 125,585$$

$$N_{ELA} = 283,428 \text{ t}$$

$$M_{ELA} = ((299,71 + 61,593) \times 0,2 \times 0,3793 + 5,689) \times 9,05$$

$$M_{ELA} = 299,54 \text{ Tm}$$

**Nb :** l'effort du séisme est réparti sur la pile au même titre que l'effort de freinage, les valeurs prises sont celles qui reviennent à chaque pile.

- **Ferraillage du fut :**

Le fût travaille en flexion composé du fait qu'il soit soumis à la fois à un moment fléchissant et un effort normal.

Le ferraillage se fait par l'abaque de Walther.

$$M = \max (M_{ELU}, M_{ELS}, M_{ELA})$$

$$M = 299,54 \text{ Tm}$$

$$N = \min (N_{ELU}, N_{ELS}, N_{ELA})$$

$$N = 283,428 \text{ t}$$

- **Ferraillage à l'ELA :**

$$\frac{M_{ELA}}{\pi D \beta_w R^2} = \frac{299,54 \cdot 10^{-2}}{\pi \cdot 1,5 \cdot 0,5625 \cdot 27}$$

$$= 0,04$$

$$\frac{N_{ELA}}{\pi \beta_w R^2} = \frac{283,428 \cdot 10^{-2}}{\pi \cdot 0,5625 \cdot 27}$$

$$= 0,06$$

L'enrobage  $h' = 5 \text{ cm}$ .

$$(0,06; 0,04) \Rightarrow \omega = 0,16$$

$$\omega = \frac{F_R}{\pi R^2} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$F_R = \frac{\pi R^2 \beta_w \omega}{\sigma_f}$$

$$F_R = 190,85 \text{ cm}^2$$

**Dispositions constructives:**

Le pourcentage géométrique  $\rho_g$  global est compris entre 0,5% et 3%.

Quant au pourcentage géométrique  $\rho_g$  des armatures disposées sur les zones tendues, ceci est compris entre 0,15% et 1,5% en zone II<sub>a</sub> (selon le règlement en vigueur, le RPOA 2008).

$$\rho_g = A_s / B$$

$A_s$  : section d'acier ;  $B$  : section du béton.  $\rho_g = 0,019085 / 1,767$

$\rho_g = 1,08\%$  vérifiée.

**Condition de non fragilité :**

Le ferrailage minimal d'une zone soumise d'un fut, soumise à la flexion simple est fixé à 1% de la section du fut.

$$A_{\min} = \frac{1 \times \pi \times 75^2}{100}$$

$A_{\min} = 176,71 \text{ cm}^2$  vérifiée.

On choisit :

24 HA32 = 192,96 cm<sup>2</sup> espacées de 16 cm

**Armatures transversales :**

Selon le RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

Min (24  $\phi_t$  ; 8  $\phi_L$  ; 0,25 d) Avec :

d: largeur utile ;

$\phi_L$ : Diamètre des armatures longitudinales ;

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

Min (24.1, 2 ; 8.3, 2 ; 0,25.135) = 25,6 cm

$$\phi_t = \phi_L / 3$$

$\phi_t = 12 \text{ mm}$  avec un espacement de 6,5 cm en zone de jonction et un espacement de 25,5 cm en zone courante.

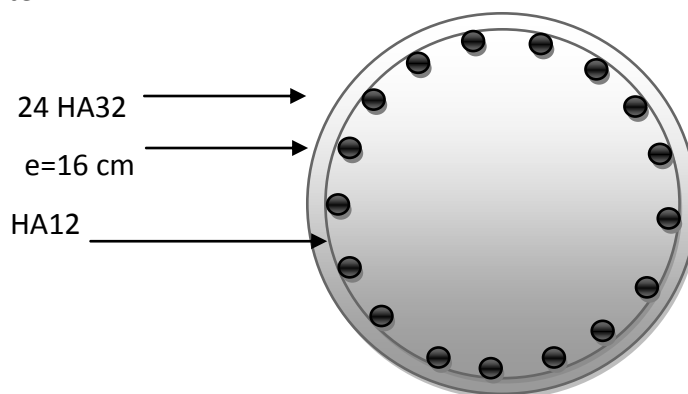


Fig. X-5 : Ferrailage de fut

**Etude et ferrailage de la semelle :**

La semelle est soumise aux efforts suivants :

- Le poids propre du tablier  $P_t=299,71$  t ;
- Le poids du chevêtre  $P_{ch}=61,593$  t ;
- Le poids des deux futs  $P_{fûts}=64,5$
- Le poids des terres sur la semelle  $P_{terres}=245,06$  t ;
- Les surcharges  $P_{sur}=251,17$  t
- La composante horizontale de l'effort sismique  $S_H=32,30$  t ;
- La composante verticale de l'effort sismique  $S_V=19,38$  t ;

**Résultats :**

Les résultats des efforts appliqués sur la semelle sont résumés dans le tableau suivant :

| Réaction (t)                     | Réaction (t) | Moment (Tm) |
|----------------------------------|--------------|-------------|
| Poids propre du tablier          | 299,71       | /           |
| Système A(L)                     | 214,9        | /           |
| Système Bc                       | 134,57       | /           |
| Convoi Mc120                     | 127,77       | /           |
| Convoi D240                      | 251,77       | /           |
| Deux trottoirs                   | 32,83        | /           |
| Poids propre du chevêtre         | 61,593       | /           |
| Poids propre des futs            | 64,5         | /           |
| Poids de la semelle              | 300          | /           |
| Poids des terres                 | 245,06       | /           |
| Composante horizontale du séisme | 55,06        | 608,41      |
| Composante verticale du séisme   | 16,517       | 182,512     |
| Force de freinage du Bc          | 5,689        | 62,863      |
| Force de freinage de A(L)        | 3,544        | 39,161      |

**Tab X-4 : Les résultats des efforts appliqués sur la semelle**

**Combinaisons des charges :**

$G_T$ : la réaction induite par le poids propre du tablier, celui du chevêtre, celui des deux futs et celui de la semelle.

- **A l'ELS (Cas normal) :**

$$N_{ELS} = G + Q$$

$$N_{ELS} = 725,803 + 251,77 + 245,06$$

$$N_{ELS} = 1222,633 \text{ t}$$

$$M_{ELS} = 18,689 \times 11,05$$

$$M_{ELS} = 206,5 \text{ Tm}$$

- **A l'ELA :**

$$N_{ELA} = G + E + 0,2Q$$

$$N_{ELA} = 725,803 + 17,98 + 3,695 + 3,87 + 18 + 245,06 + (0,2 \times 251,77)$$

$$N_{ELA} = 1064,765 \text{ t}$$

$$M_{ELA} = (299,71 \times 0,2 \times 11,05) + (61,593 \times 0,2 \times 10,05) + (64,5 \times 0,2 \times 5,65) + (300 \times 0,2 \times 1)$$

$$M_{ELA} = 919,046 \text{ Tm}$$

**Les efforts appliqués sur les pieux :**

Chaque pieu (plus exactement le fût) est soumis à la fois à un effort normal et un moment fléchissant.

Ainsi, l'effort normal revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

Avec :

n: nombre de pieux ;

N : l'effort maximum du aux charges et surcharges ;

$M_x$  : le moment fléchissant suivant l'axe  $XX'$  ;

$M_y$  : le moment fléchissant suivant l'axe  $YY'$  ;

y : l'entraxe entre deux pieux suivant l'axe  $YY'$  ;

x : l'entraxe entre deux pieux suivant l'axe  $XX'$ .

Cette formule est valable si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La déformation de l'ensemble pieu/semelle est proportionnelle à la charge, autrement dit, si la charge est importante la déformation en est de même ;
- La semelle est infiniment rigide ;
- Les pieux sont identiques, ce qui implique les propriétés mécaniques.

**Calcul des efforts aux conditions normales :**

$$N_1 = \frac{1222,633}{8} + \frac{206,5}{8 \times 1,7^2}$$

$$N_1 = 171,79 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1222,633}{8} - \frac{206,5}{8 \times 1,7^2}$$

$$N_2 = 143,89 \text{ t}$$

**Calcul des efforts aux conditions sismiques :**

$$N_1 = \frac{1064,765}{8} + \frac{919,046}{8 \times 1,7^2}$$

$$N_1 = 172,846 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1064,765}{8} - \frac{919,046}{8 \times 1,7^2}$$

$$N_2 = 91,094 \text{ t}$$

**Ferraillage de la semelle :**

Le ferraillage de la semelle se fait par la méthode des bielles, tel que recommandé par le document SETRA (appuis de tablier PP73).

**Présentation de la méthode des bielles :**

La méthode des bielles exige que la semelle soit en béton armé.

Cette méthode suppose que les charges appliquées sur la semelle via les points d'appui (murs ou poteaux dans notre cas) sont transmises soit au sol de fondation ou bien aux pieux par des bielles obliques, dont l'obliquité détermine à la base de la semelle, les efforts qui y sont appliqués et qui doivent être équilibrés par les barres d'acier.

Ainsi, la poussée de la ferme est équilibrée par les armatures inférieures constituant le tirant.

Une fois cette conception adoptée, il n'y a lieu de prévoir d'étriers dans la semelle.

**Condition de l'application de la méthode :**

Afin de pouvoir appliquer cette méthode, il y a lieu de satisfaire les conditions suivantes :

- L'angle d'inclinaison des bielles par rapport à l'horizontale est au moins égal à 45°
- L'épaisseur de la semelle  $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$ , l et b étant respectivement l'entraxe entre les pieux et le diamètre du fût ;

$$\begin{aligned} \tan \alpha &= \frac{h}{l/2 - b/4} \\ &= \frac{2}{1,7 - 0,375} \end{aligned}$$

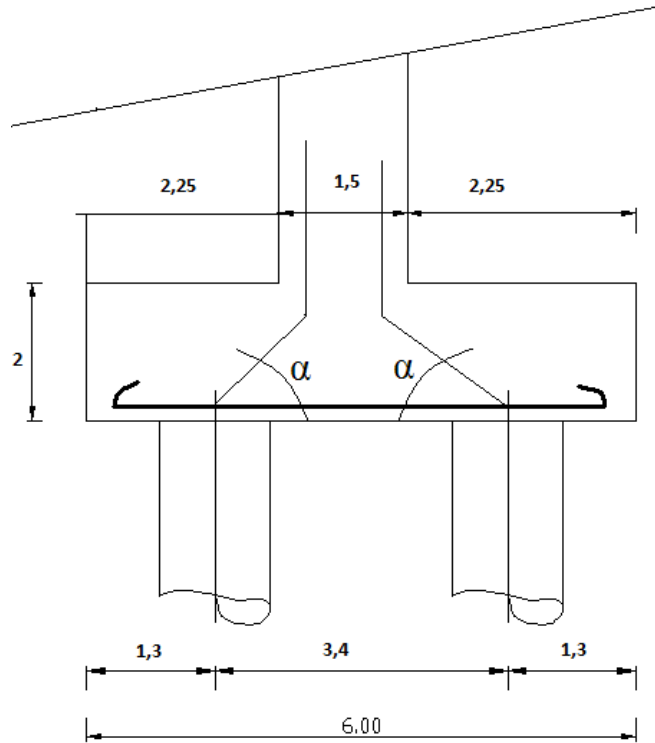
**Dimensions de la semelle**

Tan  $\alpha=1,509 \Rightarrow \alpha=56,47^\circ \geq 45^\circ$  vérifié.

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$$

$2m \geq 1,7 - 0,375 = 1,325m$  vérifié.

Les deux conditions sont satisfaites, la méthode des bielles est applicable.



**Fig. X-6 : Dimensions de la semelle**

**Calcul de la section d'acier aux conditions normales :**

$$\sigma_{adm} = \sigma_e \times \frac{2}{3}$$

$$\sigma_{adm} = 266,66 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{adm}} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$A_s = \frac{171,79 \times 10^{-2}}{266,66} \times \frac{1,325}{2}$$

$$A_s = 42,68 \text{ cm}^2$$

**Calcul de la section d'acier aux conditions sismiques :**

$$\sigma_{adm}=400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_{adm}} \times \frac{l}{h}$$

$$A_s = \frac{172,846 \times 10^{-2}}{400} \times \frac{1,325}{2}$$

$$A_s = 28,627 \text{ cm}^2$$

**Nb:** l'Etat Limite de Service (ELS) est plus défavorable que l'ELA, la semelle est dimensionnée à l'ELS.

$$A_s = 42,68 \text{ cm}^2$$

On choisit: 9 HA25=44,18 cm<sup>2</sup>.

**L'espaceur s<sub>t</sub>:**

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Avec :

n : nombre des barres ;

φ : Diamètre du pieu ;

d: enrobage.

$$S_t = \frac{1,2 + 2 - 0,10}{8}$$

$$S_t = 38,75 \text{ cm}$$

On prend:

$$S_t = 40 \text{ cm.}$$

**Les armatures de répartition:**

La section minimale des aciers de répartition est fixée à A/3 (recommandation du service SETRA, piles et culées PP73).

$$A_t = \frac{A_s}{3}$$

$$A_t = \frac{42,68}{3}$$

$$A_t = 14,22 \text{ cm}^2.$$

On choisit: 8 HA16=16,08 cm<sup>2</sup> espacées de 15 cm.

**Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Les armatures longitudinales sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur pourcentage par mètre de longueur est égal au moins au tiers de la section des armatures des poutres (A<sub>s</sub>).

Ainsi, ces armatures sont disposées afin de répartir les efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

De plus, si les pieux les plus éloignés du centre de l'appui sont situés au-delà des nus du fût dans le sens de la longueur de l'appui, la présence de ces armatures est importante quant à la justification de la méthode des bielles.

$$A_2 = A_s / 3$$

$$A_2 = 14,22 \text{ cm}^2$$

On choisit : 8 HA16 = 16,08 cm<sup>2</sup> espacées de 15 cm.

#### Armatures longitudinales supérieures :

Leur pourcentage est fixé à 1/10 de la section d'acier des poutres ( $A_s$ ).

$$A_1 = A_s / 10$$

$$A_1 = 4,268 \text{ cm}^2$$

On prend: 4 HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> espacées de 20 cm.

### X-4.4 Etude des pieux :

#### Introduction :

La compagnie d'essais engagée, essentiellement des sondages mécaniques par rotation sur des profondeurs de 18 à 18,5 m, visant la reconnaissance du site a donné les résultats suivants :

Les matériaux récupérés étaient des schistes calcaires peu altérés ayant une bonne résistance pour une profondeur de 6,2 à 11 m ainsi que des TVO

D'où des pieux résistants par pointe et par frottement latéral sont envisagés bien que la résistance par frottement latéral soit négligée du fait de la présence de TVO, sujet de risques d'affouillement.

Au-dessous de 11 m, les matériaux étaient des roches ayant un RDC moyen de 15,15 MPa et un RQD de 60% ainsi qu'un degré de météorisation de type II.

#### Détermination de la capacité portance d'un pieu :

Les essais effectués donnent une capacité portante nominale de l'ordre de 162,91 t.

Ainsi, la capacité portante du pieu est donnée par la formule suivante :

$$C_p = 162,91 \times \phi$$

$$C_p = 162,91 \times 1,2$$

$$C_p = 195,49 \text{ t}$$

Pour des raisons de symétries (afin qu'il y ait une distribution uniforme, chose essentielle pour l'application de la méthode des bielles) on opte pour 8 pieux d'entraxe de 3,4 m.

**Détermination des sollicitations sur un pieu :**

Un pieu est considéré comme étant un élément flexible, son comportement est caractérisé par l'équation différentielle suivante :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u y = 0$$

Avec:

b: diamètre du pieu;

C<sub>u</sub> : module de réaction du sol ;

y : déplacement en tête du pieu ;

La solution α de l'équation est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, calculé par la méthode de WARNER.

Les pieux sont encastrés en tête, par conséquent, ces derniers travaillent comme étant une console.

Les déplacements sont nuls (rotations).

**Calcul de λ :**

E : module d'élasticité du béton, E=11000<sup>3</sup>√f<sub>c28</sub>

$$E = 3,3 \times 10^4 \text{ MPa}$$

I : inertie du pieu

$$I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$I = \frac{\pi 1,2^4}{64}$$

$$I = 0,1017 \text{ m}^4$$

$$C_u = 10000 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4EI}}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1,2 \cdot 100}{4 \cdot 3,3 \cdot 0,1017 \cdot 10^4}}$$

$$\lambda=0,307 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$$\lambda L=0,307 \times 15$$

$$\lambda L=4,61$$

L étant la profondeur du pieu.

**Calcul de l'effort tranchant en tête du pieu :**

- **A l'ELS (condition normale) :**

La force de freinage  $F_H=18,689 \text{ t}$  (relevant du système A(L))

La force P, revenant à chaque pieu est égale à  $F_H/8=2,33 \text{ t}$ ,  $P=2,33 \text{ t}$ .

- **A l'ELA (condition sismique) :**

La composante horizontale du séisme  $S_H=0,2G$ .

$$S_H=145,1606 \text{ t}$$

La force ainsi reprise par chaque pieu est égale à  $S_H/8=18,14 \text{ t}$ .

**Calcul des moments (par la formule de WARNER) :**

La méthode de WARNER donne la valeur du moment fléchissant en différents points par la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{M}{\lambda} + \frac{p}{\lambda^2} \times \chi_{\theta p}$$

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times M + \frac{p}{\lambda} \times \chi_{\theta p}$$

M : moment en tête du pieu ;

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement.

$\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta p}$  sont données par l'abaque de WARNER en fonction de  $\lambda L$

$$M(z)=0 \Rightarrow M = -\frac{\chi_{\theta p}}{\chi_{\theta M}} \times \frac{p}{\lambda}$$

**Détermination des coefficients  $\chi_{\theta p}$  et  $\chi_{\theta M}$  :**

- $\lambda L=4 \Rightarrow \chi_{\theta p}=1,26$  ( $\chi_{\theta M}=1,54$ )
- $\lambda L=4,61 \Rightarrow \chi_{\theta p}=1,317$  ;  $\chi_{\theta M}=1,573$
- $\lambda L=6 \Rightarrow \chi_{\theta p}=1,45$  ;  $\chi_{\theta M}=1,65$
- **A l'ELS (conditions normales) :**

$$P=2,33 \text{ t/pieu} \Rightarrow M = -5,73 \text{ Tm}$$

- **A l'ELA (conditions sismiques) :**

$$P=8,14 \text{ t/pieu} \Rightarrow M = -44,63 \text{ Tm}$$

Les valeurs des coefficients  $\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$  en fonction de Z, tirées des abaques de WARNER, sont résumées dans le tableau X-5:

| Z                 | 0,1L | 0,2L | 0,3L | 0,4L | 0,5L | 0,6L | 0,7L  | 0,8L  |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| $\chi_{\theta M}$ | 0,85 | 0,56 | 0,31 | 0,13 | 0,1  | 0    | -0,05 | 0,05  |
| $\chi_{\theta P}$ | 0,29 | 0,32 | 0,25 | 0,17 | 0,03 | 0,03 | -0,05 | -0,03 |

Tab X-5 : Coefficients  $\chi_{\theta M}$  . $\chi_{\theta P}$  En fonctions de Z

**Détermination des moments le long du pieu :**

- **A l'ELS (conditions normales) :**

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times M + \left(\frac{p}{\lambda}\right) \times \chi_{\theta P}$$

$$M(z) = -5,73 \times \chi_{\theta M} + \left(\frac{2,33}{0,35}\right) \times \chi_{\theta P}$$

$$M(z) = -5,73 \times \chi_{\theta M} + 6,65 \times \chi_{\theta P}$$

- **A l'ELA (conditions sismiques) :**

$$M(z) = -44,63 \times \chi_{\theta M} + \left(\frac{18,14}{0,35}\right) \times \chi_{\theta P}$$

$$M(z) = -44,63 \times \chi_{\theta M} + 51,81 \times \chi_{\theta P}$$

Les valeurs du moment le long du pieu sont représentées sous forme de tableau:

| Cas | 0,1L    | 0,2L   | 0,3L   | 0,4L   | 0,5L   | 0,6L | 0,7L   | 0,8L   |
|-----|---------|--------|--------|--------|--------|------|--------|--------|
| C.N | -2,942  | -1,080 | -0,114 | -0,386 | -0,374 | 0    | -0,046 | -0,486 |
| C.S | -22,911 | -8,414 | -0,883 | 3,006  | -2,909 | 0    | -0,359 | -3,786 |

Tab X-6 : Moments fléchissant de pieu en fonctions de Z

**Nb :** les résultats des moments sont exprimés en Tm.

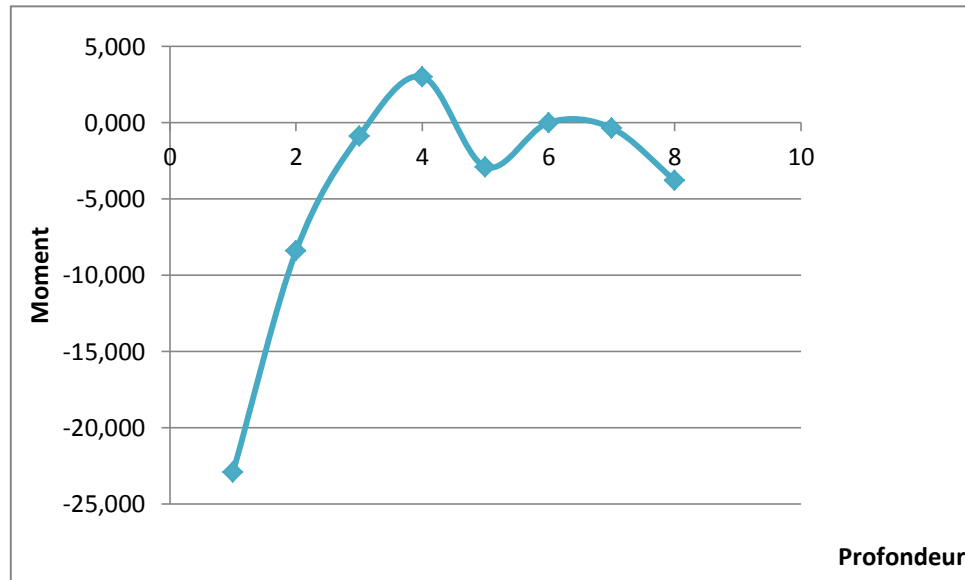


Fig. X-7 : Diagramme du moment aux conditions sismiques

Les conditions sismiques sont les plus défavorables, d'où le pieu sera ferrillé vis-à-vis de ces conditions, avec  $M_{max} = -22,911 \text{ Tm}$ .

Aussi, le pieu sera ferrillé en flexion déviée composée puisque il est sujet de sollicitations provenant des deux moments et d'un effort normal.

$$N_{min} = 91,094 \text{ t.}$$

$$M_{max} = -44,63 \text{ Tm.}$$

Le ferrillage se fait à l'aide de l'abaque de WALTHER.

$$\frac{M_{ELA}}{\pi D \beta_w R^2} = \frac{44,63 \cdot 10^{-2}}{\pi \cdot 1,20 \cdot 36,27} = 0,012$$

$$\frac{N_{ELS}}{\pi \beta_w R^2} = \frac{91,094 \cdot 10^{-2}}{\pi \cdot 0,36,27} = 0,024$$

Pour une situation préjudiciable, on prend un enrobage de 5 cm.

$$(0,024; 0,012) \Rightarrow \omega = 0,04$$

$$\omega = \frac{F_R}{\pi R^2} \cdot \frac{\sigma_f}{\beta_w}$$

$$F_R = \frac{\pi R^2 \beta_w \omega}{\sigma_f}$$

$$F_R = 30,53 \text{ cm}^2$$

**Condition minimale:**

La section minimale de l'acier dans les zones fléchies du pieu est égale à 1% de la section de ce dernier.

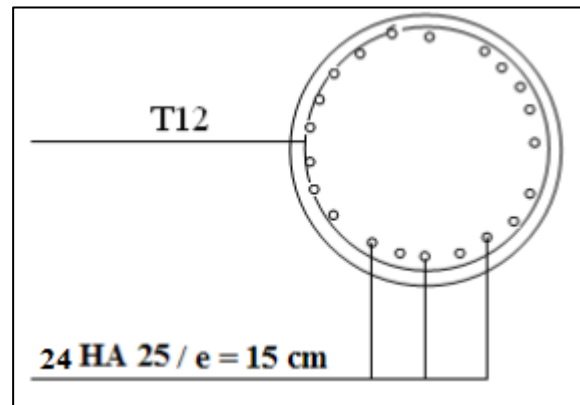
$$A_{\min} = \frac{1 \times \pi \times 60^2}{100}$$

$$A_{\min} = 113,09 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = 113,09 \text{ cm}^2$

On choisit 24 HA25 = 117,84  $\text{cm}^2$

L'espacement  $e = 13 \text{ cm}$ .



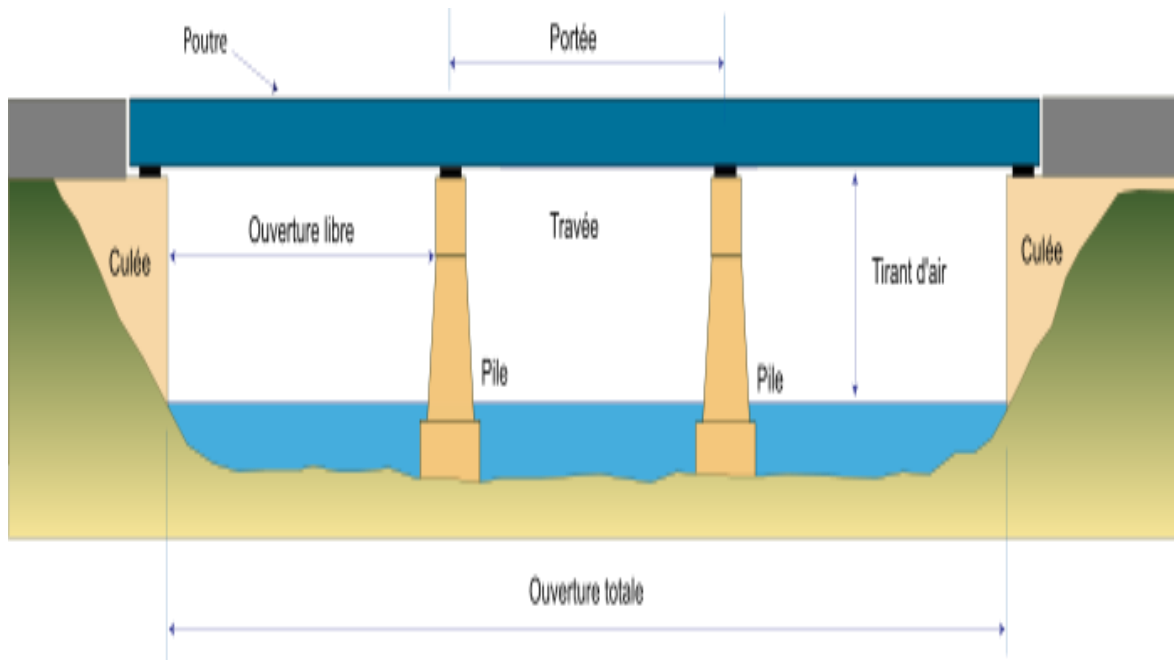
**Fig. X-7 : Ferrailage de la semelle**

Pour ce qui est des armatures transversales, on prend des cercles de HA12 espacés de 20 cm dans les zones courantes et 15 cm dans les zones jonction.

## XI- Etude de la culée :

### XI-1.1 Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme un 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.



**Fig. XI-1 : Schéma représentant la culée**

L'ouverture entre les deux culées du pont est appelée : **Ouverture totale**

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

### XI-1.2. Choix du type de culée :

Vu les données géotechniques du site, on a opté pour une culée fondée sur pieux. La culée comporte les éléments constitutifs suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.

- Deux murs en retours qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et assurer la fixation du joint de chaussée.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition. qui limite les tassements de chaussée et assurée le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route a un milieu rigide qui est le pont.

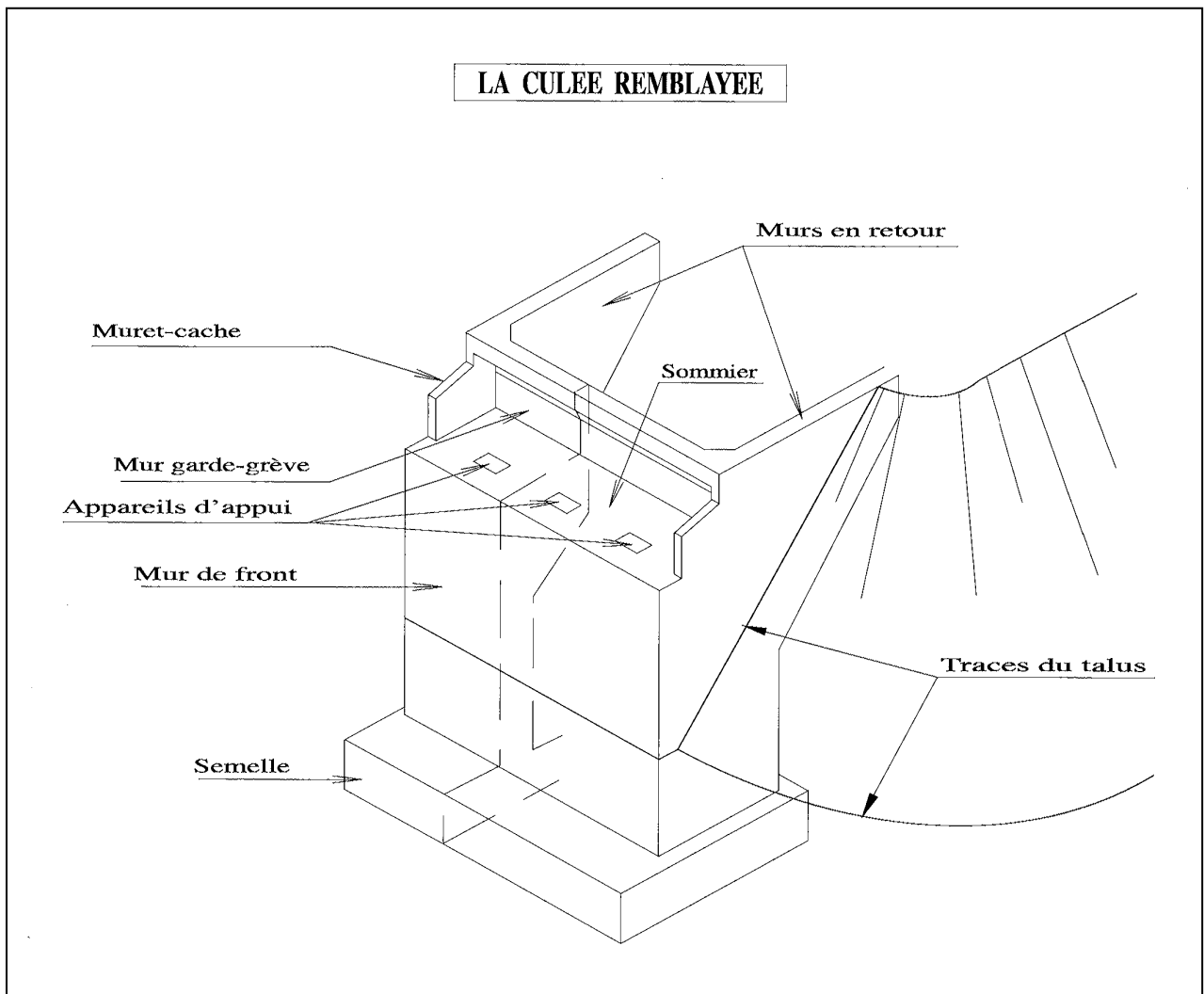


Fig. XI-2 : Schéma représentant la culée remblayée

### XI-1.3. Implantation des culées

La hauteur de la culée sera évaluée par la formule suivante

$$T_{H \text{ culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des cotes définissant la position des culées sont mentionnées dans le tableau suivant :

| Désignation              | Culée1      | Culée2  |
|--------------------------|-------------|---------|
| Point kilométrique       | 000 + 612.8 | 000+738 |
| Côte projet (m)          | 100.75      | 99.92   |
| Côte TN (m)              | 94.86       | 94.15   |
| Côte de la fondation (m) | 91.655      | 90.824  |
| Hauteur de la culée (m)  | 7,43        | 7,43    |

TabXI-1 : Implantation des culées

## XI-2. Pré- dimensionnement :

Appuyant sur les documents pp73 de SETRA et au ouvrages "projet et construction des ponts" nous obtenons le pré dimensionnement suivant

### XI-2.1. Mur garde grève :

- **Hauteur :**

$H =$  hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + hauteur du dé d'appui + hauteur de la dalle

$$H = 1.80 + 0.092 + 0.15 + 0.25 + 0.08 = 2.147 \text{ m.}$$

On prend  $H = 2.4 \text{ m}$

- **Epaisseur :**

Selon SETRA :  $e = \max(0,3 \text{ m} ; h/8) \rightarrow e = 0,3 \text{ m.}$

### XI-2.2 Mur frontal

- **Hauteur :**

$H =$  hauteur de la culée – hauteur du mur garde grève

$$H = 6.13 \text{ m.}$$

- **Epaisseur :**  $e_{mf} = 1,2 \text{ m.}$
- **Longueur :**  $= 10 \text{ m.}$

**XI-2.3. Dalle de transition :**

- **Longueur** : elle est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \text{Min} [6m ; \text{Max} (4m ; 0,6H)].$$

**Avec : H** : hauteur de remblais = **8.53 m** Donc : **L = 5.1 m**

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, et ancrée dans le corbeau d'appuis par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **10%**.

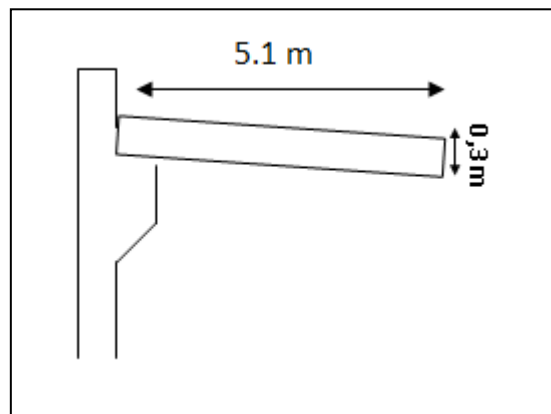
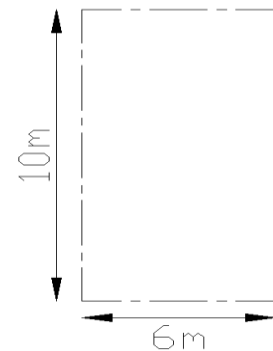


Fig. XI-3. Pré dimensionnement de la dalle de transition.

**XI-2.4. Semelle :**

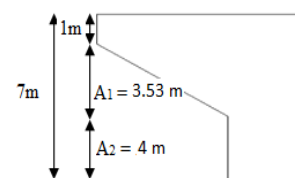
- Epaisseur :  $e=1,50$  m.
  - Largeur :  $B=5.8$ m.
  - Longueur :  $L= 10$  m.
  - Ancrage : 1,91 m.
- Béton de propreté : 0,10 m



**XI-2.5. Mur en retour :**

Fig XI-2 Dimension de la semelle

- Epaisseur : elle varie entre 30 cm et 45 cm pour un bon ferrailage et un bon bétonnage. On prend 40 cm.
- Longueur : varie entre 5 m et 8 m → on prend 7m.
- Hauteur : 8.53m celle de la culée



### XI-2.6. Le corbeau :

Fig XI-3 Dimensionne mur en retour

- Hauteur :  $H_1 = 0,3$  m.
- Hauteur :  $H_2 = 0,3$  m.
- Epaisseur :  $E_f = 0,3$  m.

Longueur :  $L = 9.4$  m

### XI-2.7. Sommier d'appuis :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en pace des vérins pour changer ces derniers.

- longueur du sommier  $L =$  largeur du pont = **10m**.
- Largeur du sommier  $l =$  **1.1 m**.

L'appareil d'appui ne doit pas être implanté trop près du bord extérieur du sommier,  $d \geq 20$  cm, on prend  $d =$  **25 cm**.

L'espace ménagé entre l'about du tablier et le mur garde grève, espace destiné à faciliter l'accès pour question de visite et d'entretien. Pour les grands ouvrages, il est couramment de 50 à 60, donc on prend **50 cm**.

### XI-2.8. Culée avec cotation :

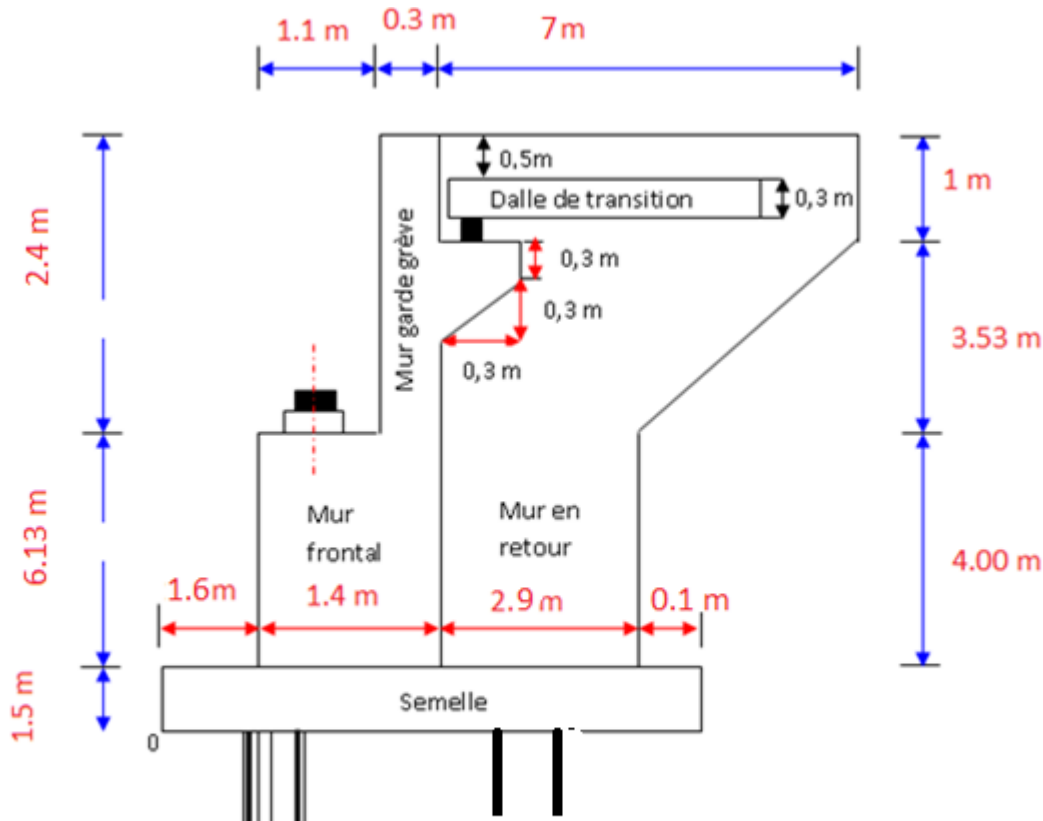


Fig. XI-4 : Dimensionnement de la culée

**XI-3. Calcul de coefficient de poussée :**

**XI-3.1 Principe de calcul :**

Dans les conditions normales

$$K_a = \text{tg}^2 (\pi / 4 - \varphi / 2)$$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule : Selon RPOA 2008

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta (1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}})^2} \quad \text{avec}$$

$\varphi$  : angle de frottement interne ( $\varphi=30^\circ$ )

$\beta$  : inclinaison de la culée  $\beta=0^\circ$

$\delta$  : angle de frottement remblai-culée. (Sol -béton)  $\delta=0$ .

$\theta$  : angle entre la direction du séisme et la verticale:  $\theta = \text{arctg} (\frac{kh}{1 \pm kV})$

- Effort sismique horizontal :  $H_s = k_h \cdot G$
- Effort sismique vertical :  $H_s = (1 \pm k_v) \cdot G$ .

En conditions sismique on prend :

Zone IIa

$$\Rightarrow K_h = A = 0.25 \text{ (RPOA 2008)}$$

Pont de deuxième groupe

D'où :

$$K_v = 0.3k_h = 0.075$$

Pour les conditions normales :  $K_v = k_h = 0 \Rightarrow K_{ah} = 0.33$

**XI-3.2. Récupération des coefficients :**

| Action du séisme             | $k_h$ | $K_v = 0.3k_h$ | $\theta^\circ$ | $K_{ah}$ |
|------------------------------|-------|----------------|----------------|----------|
| Cas normale                  | 0     | 0              | 0              | 0.33     |
| Séisme (vertical+horizontal) | 0.20  | 0.06           | 10,68          | 0.46     |
| Séisme (vertical-horizontal) | 0.20  | -0.06          | 12,01          | 0.48     |

Tab XI-2 : Les coefficients de poussée K

**XI-3.4 Poussée des surcharges de remblai :**

L'intensité  $q = 1t/m^2$ , qu'on majore par 20%.

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = 1/2 K (1 \mp k_v) \cdot \gamma H^2 L$$

Avec  $\gamma = 1.80t/m^3$ . (poids volumique).

**XI-4. Calcul des sollicitations :**

**XI-4.1. Charges verticaux :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

| désignation              | P                | PK <sub>n</sub> | P (1+Kv) | V/0   | H/0   | M <sub>R</sub> | M <sub>S</sub> |
|--------------------------|------------------|-----------------|----------|-------|-------|----------------|----------------|
| Mur garde grève          | C.N :16.2        | 0               | 16.2     | 8.83  | 0.15  | 2.43           | 0              |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 3.24            | 17.172   | 8.83  | 0.15  | 2.575          | 28.60          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 3.24            | 15.228   | 8.83  | 0.15  | 2.284          | 28.60          |
| Corbeau                  | C.N :3.04        | 0               | 3.04     | 8.79  | 0.133 | 0              | 0.404          |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 0.608           | 3.22     | 8.79  | 0.133 | 5.344          | 0.428          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 0.608           | 2.857    | 8.79  | 0.133 | 5.344          | 0.379          |
| Mur en retour 1          | C.N :10.5        | 0               | 10.5     | 9.53  | 3.5   | 0              | 36.75          |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 2.1             | 10.56    | 9.53  | 3.5   | 20.01          | 36.96          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 2.1             | 9.87     | 9.53  | 3.5   | 20.01          | 34.54          |
| Mur en retour 2          | C.N :26.20       | 0               | 26.20    | 9.509 | 2.9   | 0              | 75.98          |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 5.24            | 27.77    | 9.509 | 2.9   | 49.82          | 80.53          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 5.24            | 24.62    | 9.509 | 2.9   | 49.82          | 71.39          |
| Mur en retour 3          | C.N :8.7         | 0               | 8.7      | 3.5   | 1.45  | 0              | 12.61          |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 1.74            | 9.22     | 3.5   | 1.45  | 6.09           | 13.37          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 1.74            | 8.178    | 3.5   | 1.45  | 6.09           | 11.85          |
| Mur de front             | C.N :193.09      | 0               | 193.09   | 4.56  | 0.7   | 135.16         | 0              |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 38.61           | 204.67   | 4.56  | 0.7   | 143.26         | 176.06         |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 38.61           | 181.50   | 4.56  | 0.7   | 127.05         | 176.06         |
| Semelle                  | C.N :225         | 0               | 225      | 0.75  | 0     | 0              | 0              |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 45              | 238.5    | 0.75  | 0     | 33.75          | 0              |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 45              | 211.5    | 0.75  | 0     | 33.75          | 0              |
| Poids des terres sur DDT | C.N :40.5        | 0               | 40.5     | 9.69  | 2.85  | 0              | 115.42         |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 8.1             | 42.93    | 9.69  | 2.85  | 78.48          | 122.35         |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 8.1             | 38.07    | 9.69  | 2.85  | 78.48          | 108.49         |
| Dalle de transition      | C.N :34.42       | 0               | 34.42    | 9.05  | 2.85  | 0              | 98.09          |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 6.884           | 36.06    | 9.05  | 2.85  | 62.30          | 102.77         |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 6.884           | 32.35    | 9.05  | 2.85  | 62.30          | 92.19          |
| Remblai sur semelle 1    | C.N :406.62      | 0               | 406.62   | 5.265 | 1.5   | 0              | 609.93         |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 81.32           | 431.10   | 5.265 | 1.5   | 428            | 646.65         |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 81.32           | 382.22   | 5.265 | 1.5   | 428            | 573.33         |
| Remblai sur Semelle 2    | C.N :28.8        | 0               | 28.8     | 2     | 2.2   | 57.6           | 0              |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 5.76            | 30.52    | 2     | 2.2   | 61.04          | 11.52          |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 5.76            | 27.07    | 2     | 2.2   | 54.14          | 11.52          |
| Tablier                  | C.N :84.92       | 0               | 84.92    | 7.83  | 0.6   | 50.95          | 0              |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 16.984          | 90.015   | 7.83  | 0.6   | 54.01          | 132.98         |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 16.984          | 79.82    | 7.83  | 0.6   | 47.89          | 132.98         |
| TOTAL                    | C.N :            | 0               | 1077.99  | /     | /     | 246.14         | 948.78         |
|                          | H+V <sup>+</sup> | 215.5           | 1141.7   | /     | /     | 944.67         | 1352.28        |
|                          | H+V <sup>-</sup> | 215.5           | 1013.28  | /     | /     | 919.16         | 1169.8         |

Tab XI-3 : Calcul des sollicitations

### XI-4.2. Charges horizontales :

#### - Calculs des poussées dues aux terres

$$P = 1/2 K_{ah} \times \gamma_r \times (1 \pm k_v) \times L \times H_p^2$$

| Désignation                      | P  | V/0  | MR     |
|----------------------------------|--|------|--------|
| Mur garde grève +<br>mur frontal | $0.3 \times 0.33 \times 1.8 \times 8.53^2 \times 8.4 = 108.91$ | 3.96 | 431.28 |
|                                  | $0.3 \times 0.46 \times 1.8 \times 8.53^2 \times 8.4 = 151.81$ | 3.96 | 601.16 |
|                                  | $0.3 \times 0.48 \times 1.8 \times 8.53^2 \times 8.4 = 158.42$ | 3.96 | 627.36 |
| Semelle                          | $0.3 \times 0.33 \times 1.8 \times 10 \times 1.5 = 2.67$       | 0.5  | 1.335  |
|                                  | $0.3 \times 0.46 \times 1.8 \times 10 \times 1.5 = 3.726$      | 0.5  | 1.863  |
|                                  | $0.3 \times 0.48 \times 1.8 \times 10 \times 1.5 = 3.888$      | 0.5  | 1.944  |

Tab XI-4 : Calcul des poussées dues aux terres

#### - Calculs des poussées dues aux surcharges

$$P = 1.2 \times K_{ah} \times (1 \pm k_v) \times H \times L$$

| Désignation                      | P  | V/0   | MR     |
|----------------------------------|--|-------|--------|
| Mur garde grève +<br>mur frontal | $0.33 \times 1.2 \times 8.4 \times 8.53 = 28.37$ | 5.765 | 163.55 |
|                                  | $0.46 \times 1.2 \times 8.4 \times 8.53 = 39.55$ | 5.765 | 228    |
|                                  | $0.48 \times 1.2 \times 8.4 \times 8.53 = 41.27$ | 5.765 | 237.92 |
| Semelle                          | $0.33 \times 1.2 \times 1.5 \times 10 = 5.94$    | 0.75  | 4.455  |
|                                  | $0.46 \times 1.2 \times 1.5 \times 10 = 8.28$    | 0.75  | 6.21   |
|                                  | $0.48 \times 1.2 \times 1.5 \times 10 = 8.64$    | 0.75  | 6.48   |

Tab XI-5 : Calcul des poussées dues aux surcharges

Le tableau suivant récapitule les moments et les efforts globaux.

| Désignation | condition        | PKh   | P (1+Kv) | MR      | MS     |
|-------------|------------------|-------|----------|---------|--------|
| TOTAL       | C.N :            | 0     | 1077.99  | 846.68  | 948.78 |
|             | H+V <sup>+</sup> | 215.5 | 1141.7   | 1781.9  | 944.67 |
|             | H+V <sup>-</sup> | 215.5 | 1013.28  | 1792.86 | 919.16 |

Tab XI-6 : Tableau récapitulatif des efforts (poids propre + poussée) sollicitant la culée

#### Remarque :

Lorsqu'on a des fondations profondes, les conditions de renversement, de glissement ne sont pas prises en compte car les pieux empêchent tous types de non stabilité de la fondation.

**XI-4.3 Surcharges d'exploitation :**

| Désignation | N(T)   | H(T) | V/0 | H/0  | M <sub>S</sub> (T.m) | M <sub>R</sub> (T.m) | M <sub>T</sub> (T.m) |
|-------------|--------|------|-----|------|----------------------|----------------------|----------------------|
| A(l)        | 117.79 | 13   | 0.9 | 7.78 | 106.01               | 101.14               | 4.87                 |
| BC          | 97.79  | 15   | 0.9 | 7.78 | 71.81                | 116.7                | 44.89                |
| MC120       | 104    | /    | 0.9 | /    | 93.6                 | /                    | 93.6                 |
| D240        | 173.42 | /    | 0.9 | /    | 156.07               | /                    | 156.07               |
| ST          | 9.06   | /    | 0.9 | /    | 8.154                | /                    | 8.154                |

Tab XI-7 : Tableau récapitulatif des efforts des surcharges

**XI-4.4. Combinaisons d'action à l'E.L.S :**

|           |  | N(t) | H(t)  | M<br>stab | M<br>renv | M <sub>s</sub> /<br>M <sub>r</sub> | H<br>/N.tgf | Mo    |
|-----------|--|------|-------|-----------|-----------|------------------------------------|-------------|-------|
| G+1,2A(l) | G <sub>fav</sub> +1,2(A(l) +S sur remblais +S sur Trottoir)  | 1204 |       | 3607      |           | 6.78                               | 0.6         | 48.24 |
|           | G <sub>déf</sub> +1,2(freinage A(l) +Poussée S sur remblais) |      | 146   |           | 532       |                                    |             |       |
| G+1,2Bc   | G <sub>fav</sub> +1,2(Bc+S sur remblais +S sur Trottoir)     | 1206 |       | 3565      |           | 6.51                               | 0.6         | 64.92 |
|           | G <sub>déf</sub> +1,2(FreinageBc+ Poussée S sur remblais)    |      | 148.7 |           | 547       |                                    |             |       |
| G+Mc120   | G <sub>fav</sub> +Mc120+1,2(S sur remblais+S sur trottoir)   | 1192 |       | 3574      |           | 8.29                               | 0.5         | 60.18 |
|           | G <sub>déf</sub> +1,2Poussé S sur remblais                   |      | 130.7 |           | 431       |                                    |             |       |
| G+D240    | G <sub>fav</sub> +D240+1,2S sur remblais                     | 1286 |       | 3658      |           | 8.48                               | 0.5         | 46.50 |
|           | G <sub>déf</sub> +1,2PousséeS sur remblais                   |      | 130.7 |           | 431       |                                    |             |       |

Tab XI-8 : Combinaisons de charges

**XI-3.6. Détermination de nombre de pieux :**

L'effort le plus défavorable est données par :

G + D240

D'où : N = 1286 T

D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu de 1m qui travaille par frottement et par pointe, a une Capacité portante nominale de 166

Le calcul nous donne une capacité portante d'un pieu de 1.2m :  $166 \Phi = 166 \times 1.2 = 200t$

D'où le nombre de pieu est :  $N = 1286/200$

$N = 6.43$

Donc on prend : **8 pieux**

## XI-5. Etude et ferrailage de la culée

### XI-5.1 Mur garde grève

#### - Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

#### - Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.
- De la réaction de la dalle de transition.

#### - Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

#### - Poussée des terres

Elle est donnée par la formule suivante:  $P_t = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} \times P_t \times h = \frac{1}{6} K_a \times \gamma \times h^3 \quad \text{Avec}$$

$K_a$ : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \tan^2 (\pi / 4 - \varphi / 2)$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$  : Poids volumique des terres.

$h = 2.4 \text{ m}$  : Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 30^\circ$  : Angle de frottement interne du sol

$$M_t = 1.368 \text{ t.m /ml}$$

#### - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA"PP73 appuis de tabliers", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort

nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face Arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

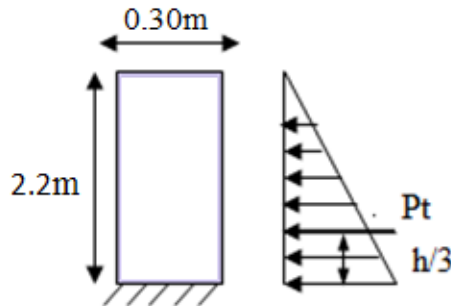


Fig. XI-6 : Poussée des terres sur le mur GG

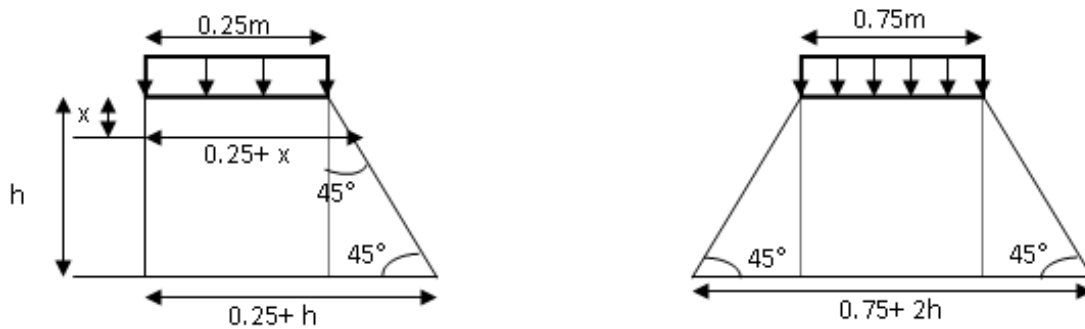


Fig. XI-7 : Poussée de la charge locale située en arrière de mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule

$$M_p = \frac{12 \times K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0.25+x)}$$

$K = K_a \times b_c \times \gamma \times \delta$  Coefficient de pondération.  $\delta = 1,6$  à ELU et  $1,2$  à ELS.

$b_c = 1.1$  : coefficient de pondération du système Bc.

$\gamma = 1.0585$  : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.333$ .

$h = 2.4m$ .

$$K_{ELS} = 0,33 \times 1,1 \times 1,0585 \times 2.4 \times 1,2 = 1.106$$

$$K_{ELU} = 0,33 \times 1,1 \times 1,0585 \times 2,4 \times 1,6 = 1.475$$

$$M_p = \frac{12 \times K}{0,75 + 2h} [-x + 2,45 \ln(0,25 + x)]$$

$$ELU: M_p = 10.76 \text{ tm/ml.}$$

$$ELS: M_p = 8.058 \text{ t.m/ml.}$$

- **Moment dû à la force de freinage : (PP73 appuis de tablier)**

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admis une répartition des efforts suivant des directions inclinées à  $45^\circ$  à partir du bord du rectangle d'impact.

$$l_f = 0,25 + 2h = 5.05 \text{ m}$$

$$M_f = \frac{6 \times h}{0,25 + 2h} \times \gamma = 2.85 \times \gamma \quad \gamma: \text{Coefficient de pondération}$$

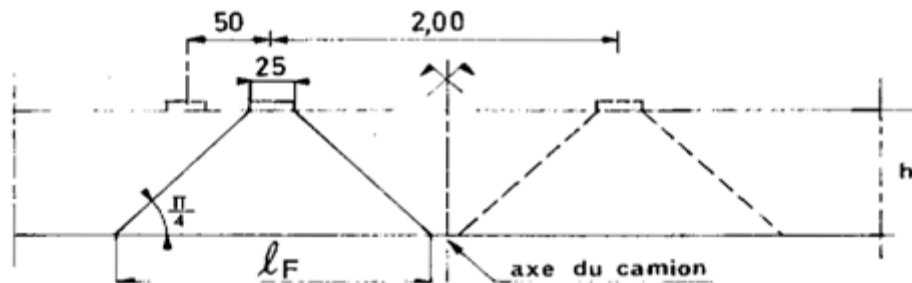
$$ELU: \gamma = 1.6 \quad M_f = 4.56 \text{ t.m/ml.}$$

$$ELS: \gamma = 1.2 \quad M_f = 3,42 \text{ t.m/ml.}$$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35M_t + (M_p + M_f) = 17.16 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 12.84 \text{ t.m/ml.}$$



- **Ferraillage**
- **Verticalement : à ELU à l'aide de la calculatrice Robot Expert B.A**

Le ferraillage se fait en flexion simple sur une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1 \text{ m}; d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 19.9 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 7HA20 ; e=17cm pour } A_s = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

(Pas d'acier comprimé) mais pour les armatures de construction.

On prend

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A'_s = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 7HA12 ; e=17cm pour } A'_s = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 16,2 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ avec } \eta = 1,6 \text{ (HA)}$$

$$\sigma_{st} = 207.31 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.65 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = 127.84 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 207.31 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\sigma_{sc} = 3.196 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

**- Horizontalement**

D'après les documents (SETRA PP73 appuis de tabliers -ferraillage type -),

On disposera **HA10 tous les 15 cm****- Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s = 21.99 \geq 0.23 \times 1 \times 0.27 \times \frac{2.22}{400} = 3.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

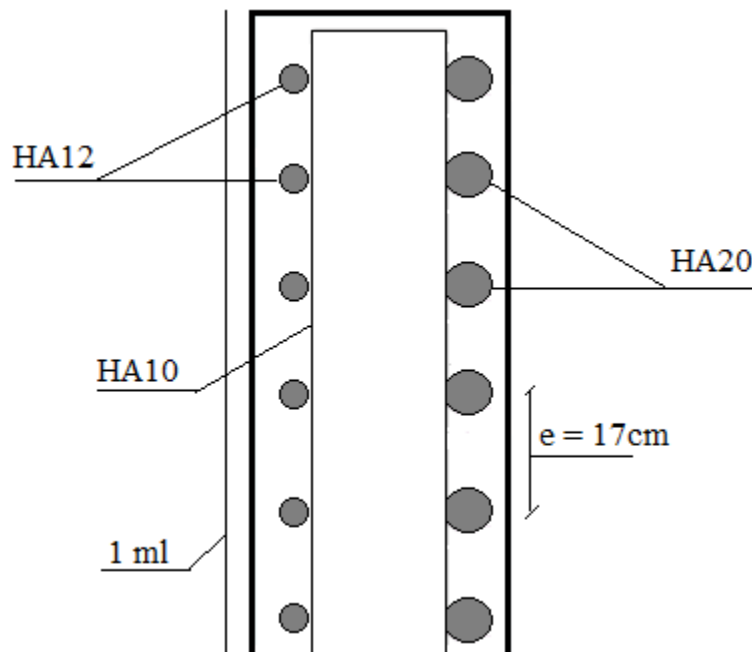


Fig. XI-9 : Ferraillage de mur garde grève

### XI-5.2. La dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

- **Evaluation des efforts**
- Poids de la dalle de transition :  $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}$ .
- Poids du remblai :  $g_2 = 1,8 \times 0.7 \times 1 = 1.26 \text{ t/m}$ .
- Poids propre du revêtement :  $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}$ .
- Poids total:  $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.186 \text{ t/m}$ .
- Surcharges :  $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}$ .

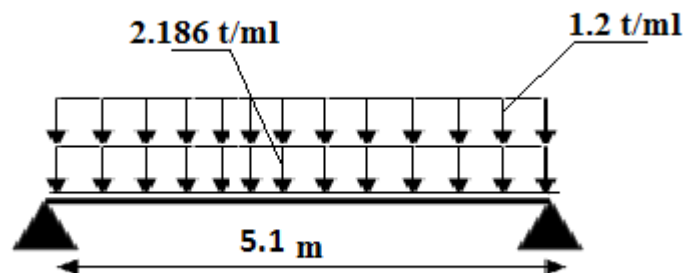


Fig. XI-10 : Dalle de transition

|                              | Charge (t/m) | M ( t.m/ml) | T (t/ml) |
|------------------------------|--------------|-------------|----------|
| <b>Charges permanentes G</b> | 2.186        | 7.10        | 5.574    |
| <b>Surcharge Q</b>           | 1,2          | 3.90        | 3.06     |

Tab XI-9 : Eléments de réduction au D.D.T

- **Combinaison des efforts**

- **ELU :**

$$M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_q = 15.82 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_q = 12.42 \text{ t /ml.}$$

- **ELS:**

$$M_{ELS} = M_G + 1.2 M_q = 11.78 \text{ t.m /ml.}$$

$$T_{ELS} = T_G + 1.2 T_q = 9.246 \text{ t /ml.}$$

- **Ferraillage à l'ELU:**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.27 \text{ m}.$$

Le ferraillage et la vérification à ELS à l'aide de la calculatrice Robot Expert B.A.

**As = 21cm<sup>2</sup>/ml.** Soit : **7HA20** pour As = 21.99 Cm<sup>2</sup>/ml.

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec (As : section des armatures tendus).}$$

$$A_s = 21.99 \geq 0.23 \times 0.27 \times 1 \times \frac{2.22}{400} = 3.446 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Nappe supérieure**

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{7HA12 pour } A_s = 7.98 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = V_u / bd = 0.1242 / 0,27 = 0,46 \text{ MPa.}$$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa} ; 0,15 f_{c28}/\gamma_b] = 3.52 \text{ MPa.}$  Pour les fissurations préjudiciable ou très Préjudiciable.

$\tau'_s > \tau_u$  **Condition vérifiée**

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u \times b}{0.8 \times f_e}$$

$S_t \leq \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 24,3 \text{ cm.}$  Soit **St = 20 cm.**

$$A_t \geq 20 \times 0,143 = 2.86 \text{ cm}^2.$$

**Pourcentage minimal:**

$$\frac{A_s}{S_T} \leq \frac{0.4 \times b}{f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0.10 \text{ cm.}$$
 Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$  et  $A_t > 2 \text{ cm}^2.$

Soit **3 cadres de HA12/ml** pour **As = 2.81 cm<sup>2</sup>**

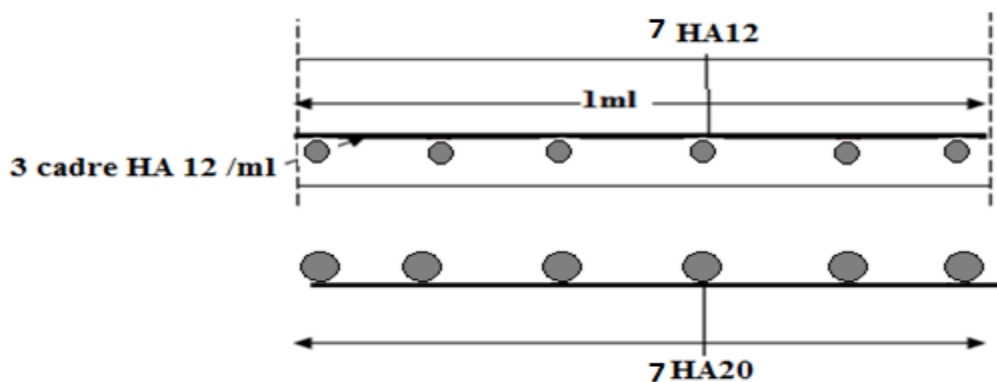


Fig. XI-11 : Ferraillage de la dalle de transition

**XI-5.3 Corbeau :****- Evaluation des charges et surcharges**

- Réaction due à la dalle de transition:

$$R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5.1 \times 2,5 / 2 = \mathbf{1.912 \text{ t/ml.}}$$

- Réaction des poids des terres :

$$R_2 = qL / 2 = 0.7 \times 5.1 \times 1,8 / 2 = \mathbf{3.21 \text{ t/ml.}}$$

- Réaction due au revêtement :

$$R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5.1 \times 2,2 / 2 = \mathbf{0,448 \text{ t/ml.}}$$

- Réaction due au poids propre du corbeau :

$$R_4 = \mathbf{0.3375 \text{ t/ml.}}$$

- Réaction due aux surcharges sur remblai :

$$R_5 = qL / 2 = 5.1 \times 1,2 / 2 = \mathbf{3.06 \text{ t/ml.}}$$

**Bilan****- Réactions :**

$$R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = \mathbf{12.87 \text{ t/ml.}}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = \mathbf{9.57 \text{ t/ml.}}$$

**- Moments:**

$$M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,133 = \mathbf{1.711 \text{ t.m/ml.}}$$

$$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,133 = \mathbf{1.272 \text{ t.m/ml.}}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de la calculatrice Robot Expert B.A.

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}; b_0 = 1 \text{ m}; h = 0.6 \text{ m.}$$

$$A_s = 0.73 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**- Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e \quad (\mathbf{A_s : section des armatures tendus})$$

$$\mathbf{A_s > 0,23 \times 1 \times 0.6 \times 2,22 / 400 = 7.659 \text{ cm}^2}$$

Donc  $\mathbf{A_s = 7.659 \text{ cm}^2}$ . On prend la section minimale :  $\mathbf{7 \text{ HA } 12 = 7.92 \text{ cm}^2}$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 2.64 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{4 \text{ HA } 10} \text{ pour } A'_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

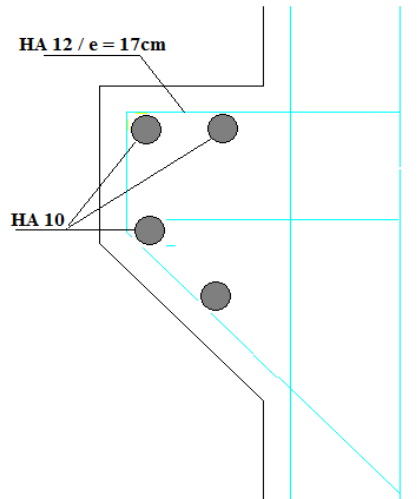


Fig. XI-12 : Ferrailage de corbeau

**XI-5.4 Ferrailage mur en retour**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

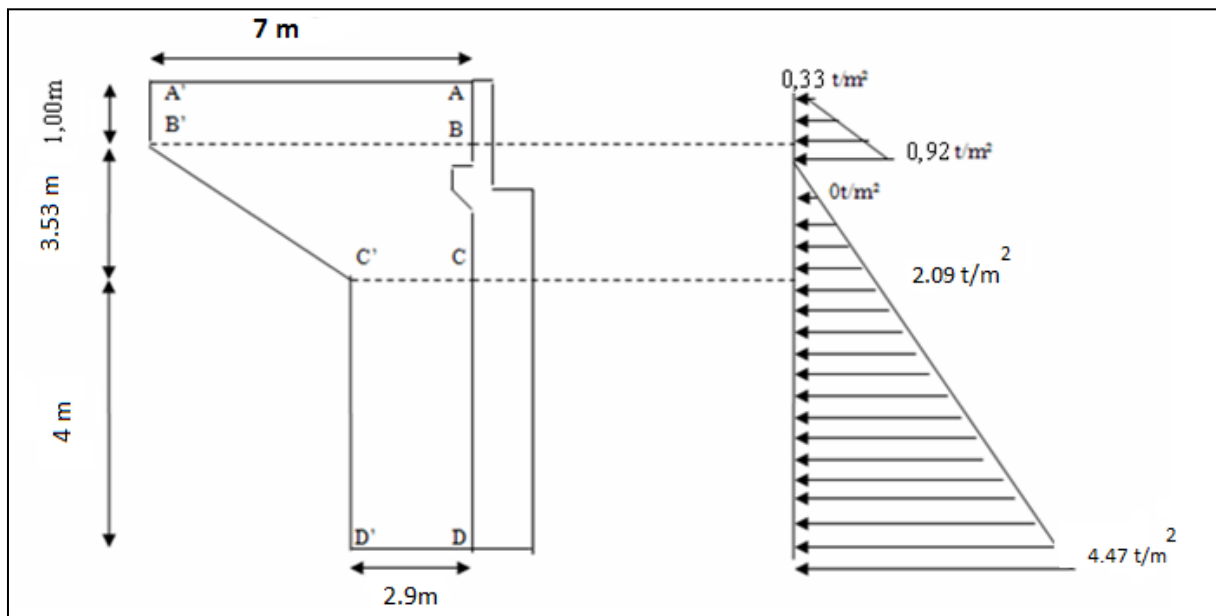


Fig. XI-13 : Efforts de poussées sur le mur en retour trouvée par la suite

**Calcul des pressions**

$$P = K_a (q + \gamma h)$$

Avec:  $K_a = 0.33$

$$q = 1,00 \text{ t/m}^2.$$

- **pression au-dessus de la dalle de transition**
- pour  $h = 0 \text{ m}$  :  $p_0 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 0,00) = 0,33 \text{ t/m}^2$
- pour  $h = 1 \text{ m}$  :  $p_1 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 1,00) = 0,92 \text{ t/m}^2$
- **pression au-dessous de la dalle de transition**
- pour  $h = 0,00 \text{ m}$  :  $p_0 = 0,33 \times 1,8 \times 0,00 = 0,00 \text{ t/m}^2$
- pour  $h = 3,53 \text{ m}$  :  $p_1 = 0,33 \times 1,8 \times 3,53 = 2,09 \text{ t/m}^2$
- pour  $h = 7,53 \text{ m}$  :  $p_2 = 0,33 \times 1,8 \times 7,53 = 4,472 \text{ t/m}^2$
- **Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 4t et une charge horizontales de 2t.

#### - Efforts horizontaux

- Poussée des terres :

$$P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (8,53)^2 \times 1] = \mathbf{21.8 \text{ t /ml.}}$$

- Poussée des surcharges sur remblai :

$$P_{sr} = 1,2 \times 8,53 \times 0,333 \times 1 = \mathbf{3.40 \text{ t /ml.}}$$

- Poussée de la surcharge concentrée (2t) :

$$P_{sc} = 2 \times 1,2 = \mathbf{2,4 \text{ t.}}$$

- **Les moments :**

- Poussée des terres :

$$M_t = 21,8 \times \frac{1}{3} \times (8,53) = \mathbf{61.98 \text{ t.m /ml.}}$$

- Poussée des surcharges sur remblai :

$$M_{sr} = 3,4 \times 2,84 = \mathbf{9.656 \text{ t.m /ml.}}$$

- Poussée de la surcharge concentrée :

$$M_{sc} = 2,4 \times 8,53 = \mathbf{20.47 \text{ t.m.}}$$

- **Les combinaisons :**

- ELU :  $M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 (M_{sr} + M_{sc}) = \mathbf{131.87 \text{ t.m /ml.}}$

- ELS :  $M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_{sr} + M_{sc}) = \mathbf{98.13 \text{ t.m /ml.}}$

-

- **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur :

$$P_G = 1 \times 0,5 \times 8.53 \times 2,5 = \mathbf{10.65 \text{ t /ml.}}$$

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) :

$$P_{sc} = 4 \times 1,2 = \mathbf{4,8 \text{ t.}}$$

- Poids propre de la superstructure:

$$P_{su} = \mathbf{0,3 \text{ t/ml.}}$$

- **Les moments :**

- Poids propre du mur :

$$M_G = 10.65 \times (8.53/2) = \mathbf{45.42 \text{ t.m /ml.}}$$

- Poids propre de la superstructure:

$$M_{su} = 0,3 \times 0,3 = \mathbf{0,09 \text{ t.m/ml.}}$$

- Poussée de la surcharge concentrée :

$$M_{sc} = 4,8 \times 8.53 = \mathbf{40.94 \text{ t.m.}}$$

- **Les combinaisons :**

- ELU :
- MELU**
- = 1.35 (M
- <sub>G</sub>
- + M
- <sub>su</sub>
- ) + 1.6 M
- <sub>sc</sub>
- =
- 126.94 t.m /ml.**

- ELS:
- MELS**
- = (M
- <sub>G</sub>
- + M
- <sub>su</sub>
- ) + 1.2 M
- <sub>sc</sub>
- =
- 94.63 t.m /ml.**

**Le ferrailage:****a. Ferrailage horizontal :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELS:

$$M_{ELU} = \mathbf{131.87 \text{ t.m /ml.}} \quad M_{ELS} = \mathbf{98.13 \text{ t.m /ml.}}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 18.18 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA20/ml}} \text{ pour } A_s = 18,85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A's = A_s / 3 = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{6 \text{ HA12/ml}} \text{ pour } A's = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- 
- Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2}) = \mathbf{207,3 \text{ MPa.}}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{16,2 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_{bc} = 10,3 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 16,2 \text{ MPa.} \text{ Vérifie.}$$

$$\sigma_s = 205 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 207,3 \text{ MPa.} \text{ Vérifie.}$$

**b. Ferrailage vertical:**

$$A_s = 18,18 / 4 = 4,54 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA12/ml}} \text{ pour } A_s = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

**c. Ferrailage de suspension :**

$$M_{ELU} = 80,53 \text{ t.m /ml. } M_{ELS} = 60,15 \text{ t.m /ml .}$$

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1\text{m ; } d = 0,27 \text{ m.}$$

$$A_s = 15,01 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5 \text{ HA20/ml pour } A_s = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A's = A_s / 3 = 5,23 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA12 pour } A's = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

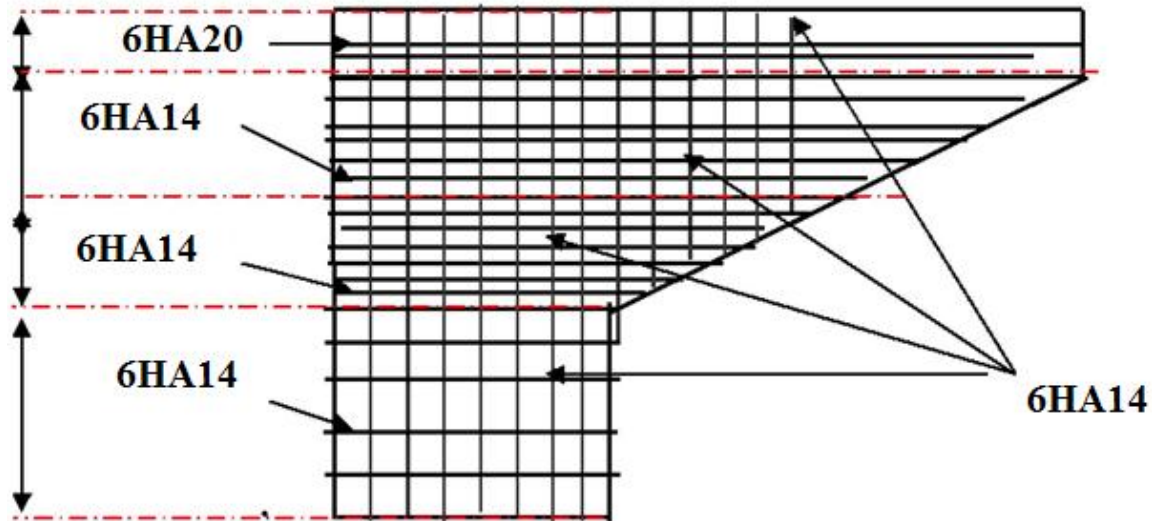


Fig. XI-14 : Ferrailage mur en retour

**XI-5.5 Le mur frontal**

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

| Désignation            | N (t)        | H (t)        | $\epsilon_H N$<br>(t) | $(1+\epsilon_V).N$<br>(t) | $Z_v$<br>(m) | $Z_h$<br>(m) | C. N         |              | C. S         |              |
|------------------------|--------------|--------------|-----------------------|---------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|                        |              |              |                       |                           |              |              | MN<br>(t.m)  | MH<br>(t.m)  | MN<br>(t.m)  | MH<br>(t.m)  |
| PPT                    | 84.92        | /            | 16.98                 | 90.01                     | 6.33         | 0.1          | /            | 8.49         | 107.5        | 9.00         |
| MGG                    | 16.2         | /            | 3.24                  | 17.172                    | 7.33         | 0.4          | /            | 6.48         | 23.74        | 6.86         |
| Mur frontal            | 193.1        | /            | 38.62                 | 204.68                    | 3.06         | 0            | /            | 0            | 118.2        | 0            |
| Mur en retour          | 45.4         | /            | 9.08                  | 48.124                    | 5.094        | 3.11         | /            | 141.2        | 46.21        | 149.6        |
| Poids (ddt)            | 34.42        | /            | 17.21                 | 36.48                     | 7.55         | 3.75         | /            | 129.1        | 129.9        | 136.8        |
| Corbeau                | 3.04         | /            | 0.608                 | 3.22                      | 7.03         | 1.05         | /            | 3.129        | 4.27         | 3.381        |
| Dés d'appuis           | 0.24         | /            | 0.048                 | 0.25                      | 3.21         | 0.2          | /            | 0.048        | 0.154        | 0.05         |
| Poids des terres (ddt) | 40.5         | /            | 8.1                   | 42.93                     | 8.18         | 3.75         | /            | 151.9        | 66.25        | 161.0        |
| P. terre sur MGG+MF    | /            | 108.9        | /                     | /                         | 2.46         | /            | 267.9        | /            | /            | /            |
| P. surcharges          | /            | 28.3         | /                     | /                         | 4.26         | /            | 120.5        | /            | /            | /            |
| Freinage               | /            | 15           | /                     | /                         | 3.21         | /            | 48.15        | /            | /            | /            |
| <b>Totale</b>          | <b>417.8</b> | <b>152.2</b> | <b>93.88</b>          | <b>442.86</b>             | <b>/</b>     | <b>/</b>     | <b>436.5</b> | <b>440.3</b> | <b>496.2</b> | <b>466.7</b> |

Tab XI-10 : Valeurs des sollicitations

- Effort à la base de la voile

| Les conditions normales |              |              | Les conditions sismiques |               |              |
|-------------------------|--------------|--------------|--------------------------|---------------|--------------|
| M (t. m)                | N (t)        | H (t)        | M (t. m)                 | N (t)         | H (t)        |
| <b>3.8</b>              | <b>417.8</b> | <b>152.2</b> | <b>29.5</b>              | <b>442.86</b> | <b>93.88</b> |

Tab XI-11 : Effort à la base de la voile

Le calcul se fait par un mètre linéaire donc

L'E.L.S

| Les conditions normales |              |              | Les conditions sismiques |               |              |
|-------------------------|--------------|--------------|--------------------------|---------------|--------------|
| M (t. m)                | N (t)        | H (t)        | M (t. m)                 | N (t)         | H (t)        |
| <b>0.38</b>             | <b>41.78</b> | <b>15.22</b> | <b>2.95</b>              | <b>44.286</b> | <b>9.388</b> |

Tab XI-12 : Sollicitations à l'ELS

L'E.L.U

| Les conditions normales |       |       | Les conditions sismiques |       |       |
|-------------------------|-------|-------|--------------------------|-------|-------|
| M (t. m)                | N (t) | H (t) | M (t. m)                 | N (t) | H (t) |
| 0.513                   | 56.40 | 20.54 | 3.98                     | 59.78 | 12.67 |

Tab XI-13 : Sollicitations à l'ELU

- **Condition normale :**

$b=100\text{cm}$  ;  $h=140\text{cm}$

- **Ferraillage :**

- **Verticalement**

$M_u = 0.513\text{t.m/ml}$

$N_u = 56.40\text{t/ml}$

La section est soumise à la flexion composée.

Le ferraillage se fait par logiciel **ROBOT EXPERT** qui nous donne :

$A_{s1} = 14.00 \text{ (cm}^2\text{)}(\text{tendus})$

$A_{s2} = 14.00 \text{ (cm}^2\text{)} (\text{comprimé})$

D'après le B.A.E.L 99 Soit : 6HA20  $A_{s1}=18.85\text{cm}^2$

Soit : **6HA20  $A_{s1}=18.85\text{cm}^2$**

- **La condition de non fragilité**

$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 17.87 \text{ cm}^2$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On fait la vérification à L'E.L.S avec les deux conditions suivantes

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_s$$

$$A'_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 18.85 \text{ cm}^2 \quad M_{ser} = 11.22\text{t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.62\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 39.31\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.36\text{MPa} \quad (\text{La condition est vérifiée})$$

- **Condition sismique**

$M_u = 3.98\text{t.m /ml}$

$N_u = 59.73\text{t/ml}$

Le ferraillage se fait par logiciel **calcuette BA** qui nous donne :

$A_{s1} = 14,0 \text{ (cm}^2\text{)} (\text{tendus})$   $A_{s2} = 14,0 \text{ (cm}^2\text{)} (\text{comprimé})$

Donc la même section d'acier dans le cas normale.

$A_s = 18.85 \text{ cm}^2$ . On prend **6HA20**

- **Armature de construction :**

$A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Soit : **6HA12/ml** pour  $A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = V_u / bd = 0.20 / 1 \times 1.26 = 0.158 \text{ MPa}$

$\tau'_s = \inf [4 \text{ MPa}; 0,15 f_{c28}/1.15] = 3.52 \text{ MPa}$ . Pour les fissurations préjudiciable ou très Préjudiciable

$\tau'_s > \tau_u \Rightarrow$  **c'est Vérifié**

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u \times b}{0.8 \times f_e} = \frac{0.158 \times 1}{0.8 \times 400} = 0.049 \text{ cm}$$

$S_t < \min [0,9d ; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$ . Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq 25 \times 0,049 = 1.225 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{0.4 \times b}{0.8 \times f_e} = 0,4 \times 100 / 400 = 0,10 \text{ cm}$$

Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$  et  $A_t > 2.5 \text{ cm}^2$

Soit 2 cadre HA14/ml pour  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

- **Horizontalement à l'E.L.U**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec :

$M_u = 2.54 \text{ t.m/ml}$  ;  $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$  ;  $b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h = 1,4 \text{ m}$ .

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

Le calcul avec calculette BA nous donne :

$A_s = 14.92 \text{ cm}^2$  soit 8HA16/ml =  $16.08 \text{ cm}^2$

- **La condition de non fragilité :**

$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 17.87 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

**Armature de construction**

$A'_s = A_s / 3 = 4.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Soit : 4HA12/ml pour  $A'_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

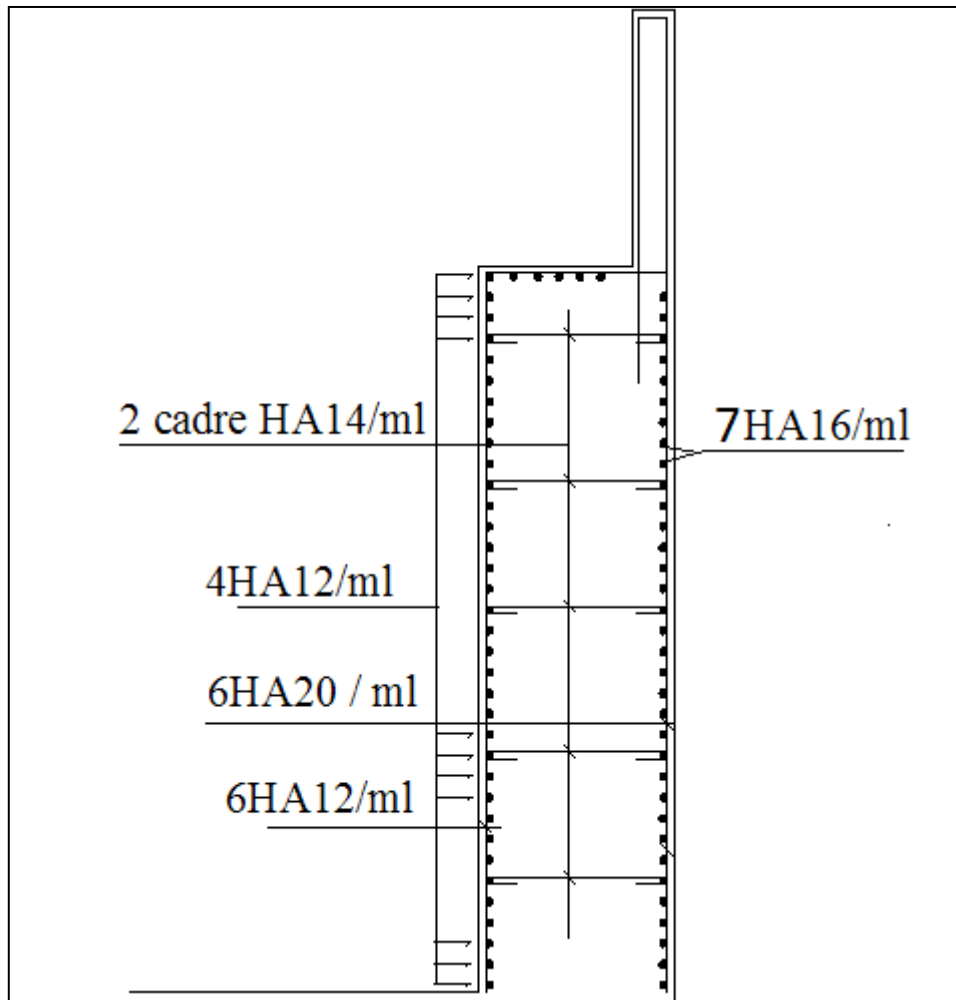


Fig. XI-15 : Ferrailage mur frontal

**XI-5.6. Etude et ferrailage de la semelle :**

- Caractéristique de la semelle:

- Longueur : L = 10m
- Largeur : B = 6m
- Epaisseur : E = 1,50m

- Evaluation des efforts agissants sur la semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas

| Désignation | condition        | PKh   | P (1+Kv) | MR      | MS     |
|-------------|------------------|-------|----------|---------|--------|
| TOTAL       | C.N :            | 0     | 1077.99  | 846.68  | 948.78 |
|             | H+V <sup>+</sup> | 215.5 | 1141.7   | 1781.9  | 944.67 |
|             | H+V <sup>-</sup> | 215.5 | 1013.28  | 1792.86 | 919.16 |

Tab XI-14 : Sollicitations agissants sur la semelle

- **Conditions normales:**

$$N_{\max} = 1077.99t.$$

$$M_{\max} = 948.78 - 846.78 = 102 \text{ t.m.}$$

- **Conditions sismiques:**

$$G (1 \pm 0.036)$$

$$N_{\max} = 1013.28t$$

$$M_{\max} = 919.16 - 1792.86 = -873.7t.m.$$

- **Détermination des nombres des pieux :**

$$n = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{1286}{200} = 6.43$$

On prend 8 pieux de 4 files

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante

$$N_i = \frac{N}{n} \mp \frac{M_x \times y}{\sum y^2} \mp \frac{M_y \times x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques
- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1286}{8} + \frac{46.5}{9.6} = 165.54 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1286}{8} - \frac{45.6}{9.6} = 156 \text{ t}$$

- **Condition sismique**

$$N_1 = 229.63t$$

$$N_2 = 93.51t$$

- **Vérification de soulèvement :**

$$R_{\min} = 89.10 > 0 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ferraillage de la semelle**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées:

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.2}{2} - \frac{1.4}{4}} = 1.2$$

$$\alpha = 50.19^\circ \text{ (c'est vérifié)}$$

$$h = 1.5\text{m}$$

$$\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1,25 \text{ m (c'est vérifié)}$$

- **Condition normale :**

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 267 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}'_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{L}{4}\right)}{h} = \frac{165.54 \times 10^2}{267} \times \frac{125}{150} = 51.66 \quad A_1 = 51.66 \text{ cm}^2$$

- **Condition sismique**

$$\bar{\sigma}_a = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{L}{4}\right)}{h} = \frac{229.63 \times 10^2}{400} \times \frac{125}{150} = 47.83 \quad A_2 = 47.83 \text{ cm}^2$$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale

$$A_s = 51.66 \text{ cm}^2$$

On prend **11HA25**  $\Rightarrow$  **A<sub>eff</sub> = 54 cm<sup>2</sup>**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur

(L) telle que :  $L = h + \varnothing_{\text{pieu}} = 160 + 120 = 280 \text{ cm}$

Donc en prend pour armatures transversales de la nappe inférieure

**7HA25 / ml ; e=17cm**



A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en HA14 espacées de 1 m.

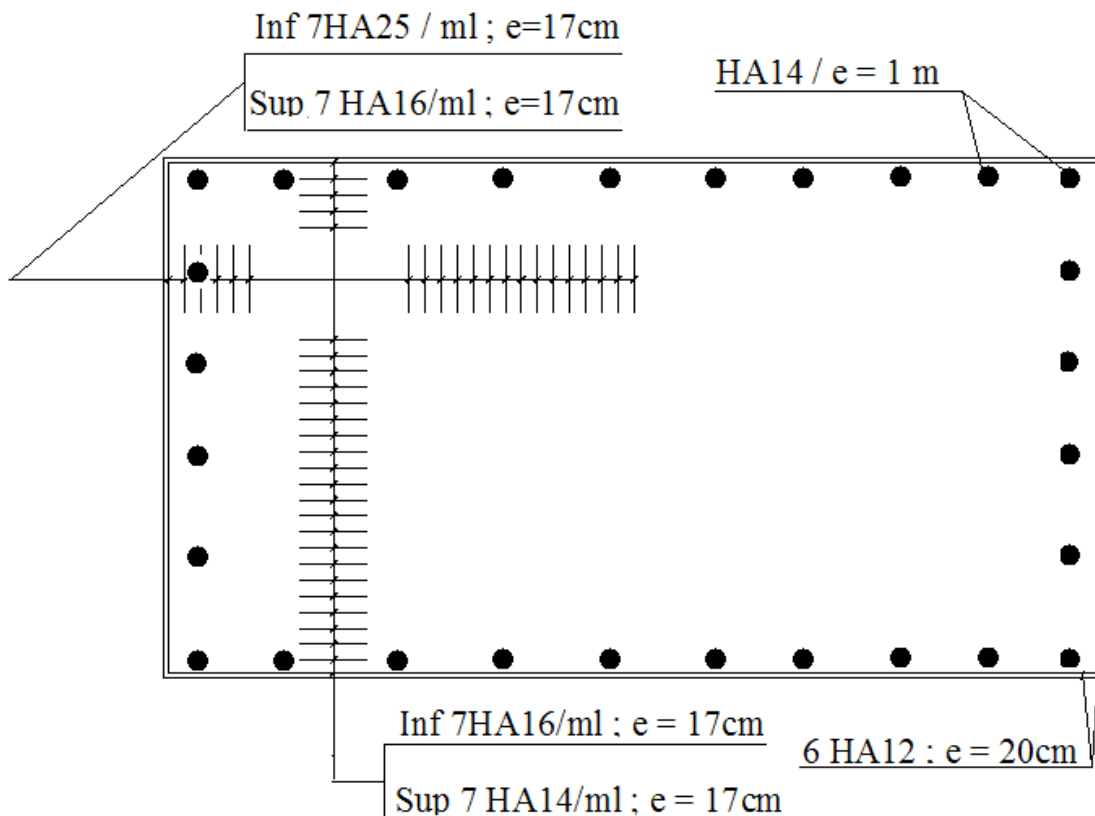


Fig. XI-17 : Ferrailage de la semelle

### XI-5.7. Etude et ferrailage des pieux :

#### - Action sur pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b y = 0$$

$b$  : diamètre du pieu

$C_U$  : module de réaction du sol

$y$  : déplacement en tête du pieu

La solution de cette équation est donnée par la formule :

$$\alpha = \frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$$

$\alpha$  : Longueur élastique du pieu.

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode WARNER

Notre pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

### Calcul de $\lambda$ :

$E$  : module d'élasticité du béton  $= 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.3 \times 10^4 \text{ MPa}$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 1.2^4}{64} = 0.1017 \text{ m}^4$$

$$C_u = 10000 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_u}{4 E I}}$$

$$\lambda = 0.3 \text{ m}^{-1}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

D'où la largeur  $\lambda L = 0.3 \times 12 = 3.6$  avec  $L = 12 \text{ m}$

- **Effort tranchant en tête du pieu**
- **Condition normale**

Freinage = 15 t.

Poussées des terres et surcharges : 145.89 t

$$H = 0.15 + 1.458 = \mathbf{1.608 \text{ MN}}. \text{ D'où : } P = \frac{H}{8}$$

$$\bar{P} = \mathbf{20.1 \text{ t/pieu}}.$$

- **Condition sismique :**

Séisme = 215.5 t.

Poussées des terres et surcharges : 212.21 t

$$H = 2.155 + 2.122 = \mathbf{4.277 \text{ MN}}. \text{ D'où : } P = \frac{H}{8} = 53.46$$

$$\bar{P} = \mathbf{53.46 \text{ t/pieu}}.$$

### Calcul des moments par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante

$$E I \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P}$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$ : Moment en tête du pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement =  $\frac{1}{\alpha}$

$$\lambda = 0.3 \text{ m}^{-1}$$

$\chi_{\theta M}$  Et  $\chi_{\theta P}$  Donnés par les abaques de WERNER en fonction de  $\lambda L$ .

$$M(z) = E I \theta_0 = \chi_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times \chi_{\theta P} = 0$$

$$\bar{M} = -\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}}$$

$$\begin{cases} \lambda L = 3 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,16 \quad \chi_{\theta M} = 1,43 \\ \lambda L = 4 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,26 \quad \chi_{\theta M} = 1,54 \end{cases}$$

$\lambda L = 3.6 \Rightarrow \chi_{\theta P} = 1,22 \quad \chi_{\theta M} = 1,496$  (Selon l'abaque de Warner) Condition normale : **20.1** t/pieu  $\Rightarrow \bar{M} = -54.63 \text{ t.m.}$

Condition sismique : **53.46** t/pieu  $\Rightarrow \bar{M} = -145.23 \text{ t.m.}$

Valeurs des coefficients  $\chi_{\theta P}$   $\chi_{\theta M}$  en fonction de Z : (Abaques de WARNER)

|                   | 0.1L | 0.2L | 0.3L | 0.4L | 0.5L | 0.6L | 0.7L | 0.8L |
|-------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\chi_{\theta M}$ | 0,98 | 0,91 | 0,74 | 0,47 | 0,37 | 0,2  | 0,11 | 0,04 |
| $\chi_{\theta P}$ | 0,31 | 0,56 | 0,65 | 0,6  | 0,5  | 0,33 | 0,19 | 0,08 |

Tab XI-15 : Détermination des moments tout le long du pieu

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{\theta P}$$

- Condition normale

$$M(z) = (\chi_{\theta M} \times -54.63) + \left(\frac{20.1}{0.3}\right) \times \chi_{\theta P}$$

- Condition sismique

$$M(z) = \chi_{\theta M} \times -145.23 + \frac{53.63}{0.3} \times \chi_{\theta P}$$

Le tableau suivant récapitule les moments en fonction de Z :

|            | 0.1L   | 0.2L   | 0.3L | 0.4L  | 0.5L  | 0.6L  | 0.7L  | 0.8L |
|------------|--------|--------|------|-------|-------|-------|-------|------|
| <b>C N</b> | -32.76 | -12.19 | 3.12 | 14.52 | 13.28 | 11.18 | 6.72  | 3.14 |
| <b>C S</b> | -86.9  | -32.05 | 8.72 | 39    | 35.54 | 29.94 | 17.98 | 8.49 |

Tab XI-16 : Moments fléchissant sur pieu

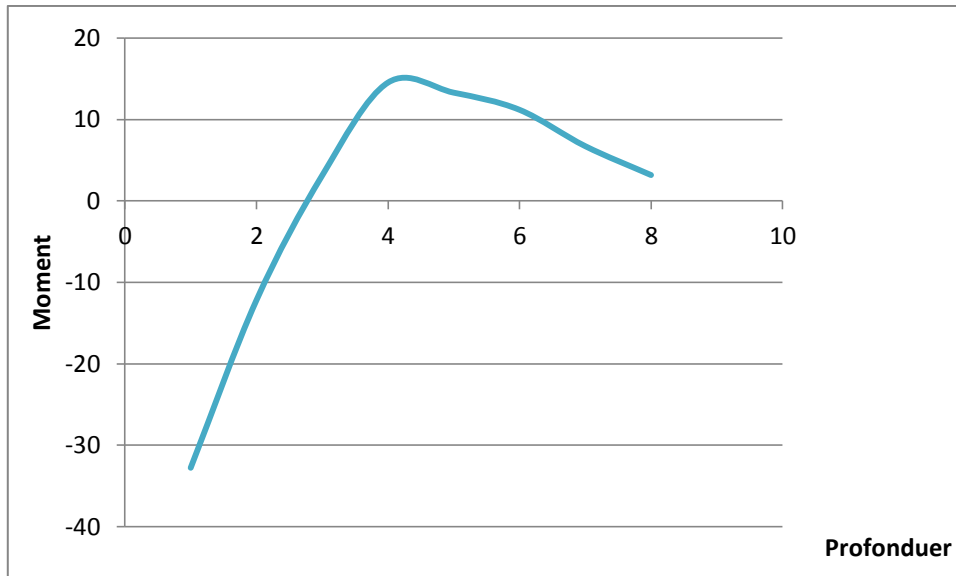


Fig. XI-18 : Diagramme des moments-condition normale

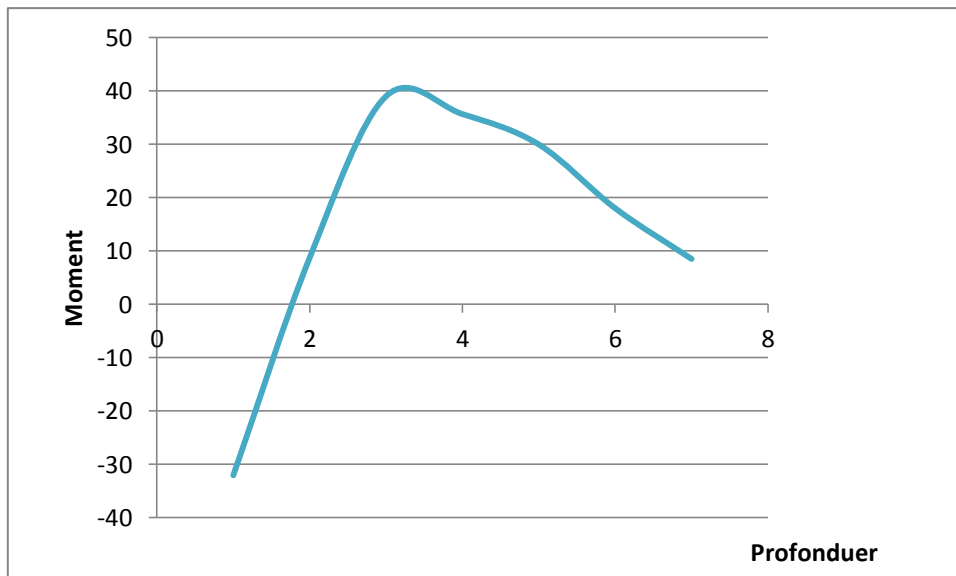


Fig. XI-19 : Diagramme des moments-condition sismique-

D'après les résultats donnés par les deux diagrammes des moments, on constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables :

**M max = -86.909 t.m** (Cas de 0.1 L)

**Ferraillage de pieu**

Le pieu est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée .on fait seulement le ferraillage du pieu le plus sollicité :

**Mr = 145.23tm**

**Nr = 229.63t**

Après lecture de la figure suivante nous avons les résultats suivants :

$$h' : D = 0.05/1.2 = 0.04$$

$h'$  : l'enrobage.  $D$  : diamètre de pieu.

$$N_r / \pi R^2 \beta_w = 0.075 \quad M_r / \pi R^2 D \beta_w = 0.039$$

$N_r$  : effort normal

$\beta$  : résistance du béton

En fonction des valeurs obtenues, on tire de l'abaque la valeur de  $\omega$ .

**(0.075, 0.039)** → Abaque de Walther  $\omega = 0.18$

$$F_r = \pi R^2 \beta_w \omega / \sigma_F = 137.34 \text{ cm}^2$$

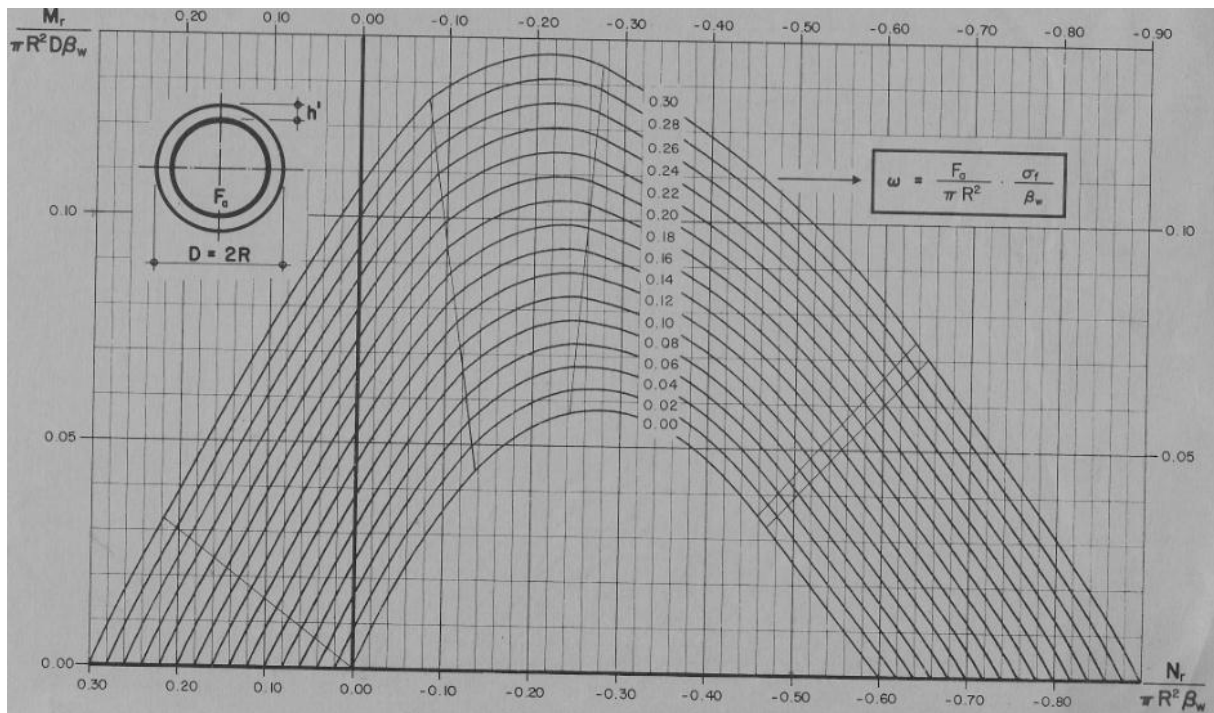


Fig.XI-20 : Abaque de Walther

- Condition de non fragilité

Le ferrailage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1 % de la section du pieu.

$$A_{\min} = \frac{1 \times 60^2 \times \pi}{100} = 113.04 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

On prend : **28 HA 25**,  $A_s = 137.44 \text{ cm}^2$ ;  $e = 9 \text{ cm}$

**Armatures transversales :**

On prendra des cercles hélicoïdales avec de **HA12** et un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

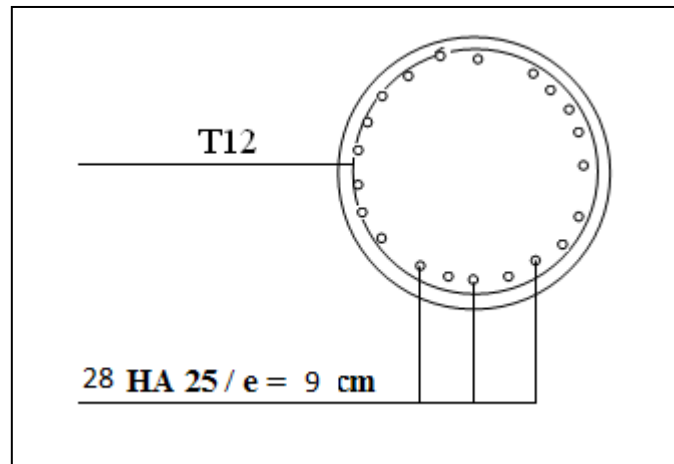


Fig. XI-21 : Ferrailage de pieu

**Conclusion générale :**

Ce travail de projet de fin d'étude fut un enrichissement conséquent, venant s'ajouter aux nombreuses connaissances acquises durant tout le cursus universitaire.

Aussi, on était confronté, tout au long de la période de préparation de ce projet, à la dure tâche dont fait face l'ingénieur, à savoir :

- Concevoir des variantes qui s'adaptent le maximum possible avec les différentes contraintes, naturelles, fonctionnelles, économiques du site.
- Justifier ses choix vis-à-vis des sollicitations auxquelles sera soumis l'ouvrage.
- Assurer la stabilité de l'ouvrage ainsi que chacune de ses parties pendant la réalisation et surtout durant toute sa période de vie.
- Assurer un confort, tel qu'aspiré par les usagers.

Le recours au calcul manuel, tel que proposé par l'encadreur, était d'une grande importance de par les nombreuses informations qu'on a acquises.

Enfin, cet humble travail constituera un support de taille devant nous servir dans nos carrières professionnelles ainsi qu'à la poursuite de ce long parcours.

# BIBLIOGRAPHIE

1. J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994.
2. J.A. CALGARO- M.VIRLOGEUX « Projet et construction des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1987.
3. M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
4. MANFRAD.A HIRT- ROLF BEZ « Construction métallique » notions fondamentales et méthodes de dimensionnement V 10 Traité de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de lausanne1994.
5. « Règles CM66 additif 80 » CITICM 2005.
6. Règle BAEL91 révisé. 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, CSTB 2000.
7. EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier, Décembre 1999.
8. EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixte acier et béton, Décembre1994.
9. Document SETRA : PONTS METALLIQUES ET MIXTES « Résistance à la fatigue » première Edition Mai 1996.
10. Document SETRA « PP73 (appuis des tabliers) » 1977.
11. Document SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté ». juillet 2007.
12. Fascicule 61 titre II : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et Les épreuves des ponts routes, Septembre 1976.
13. Fascicule 62 titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Décembre 1993.
14. Fascicule 61 titre V : Conception, calcul et épreuve des ouvrages d'art, juillet 1977.
15. Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
16. bulletin rédigée par M. THENOZ «calcul de hourdis de pont » document SETRA mai 1972.
17. travaux de construction des ponts en acier guide de maitre d'œuvre mars 2001.

## **LOGICIELS :**

1. Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010.
2. SAP 2000 V 14.
3. AUTOCAD 2008.
4. MICROSOFT