

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2020



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع...../2020

## Mémoire de Master

Filière : TRAVAUX PUBLICS  
Spécialité : VOIES ET OUVRAGES D'ART

## Thème

**Etude d'un passage supérieur routier en béton  
Pré-contraint de la ville de Bouchegouf-Wilaya  
de Guelma.**

Etudiant :  
**TOURECHE NADHIR**

Encadreur :  
**Dr : Med-Nabil Houhou.**

Année universitaire : 2019 – 2020

## DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail: A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma Chère mère. A mon meilleur ami mon père, le plus beau et bon de tous les Pères ; a mes sœurs.*

*Nous tenons aussi à remercier notre encadreur Mr : Med-Nabil Houhou pour son suivi et ses conseils durant l'établissement de ce travail.*

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements aux enseignants du département de Génie Civil de l'Université de Biskra,*

*Comme je tiens a remercier tous mes amis et toute la promotion de master V.O.A 2020.*

## Résumé

Cette étude s'intéresse à l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint (cas du passage supérieur Evitement de la ville de Bouchegouf Wilaya de Guelma) . La raison de cette étude est l'existence d'un obstacle sur la voie existante précédemment en raison de la traversée de la liaison routière entre la ville de Bouchegouf . Dans ce cas là, on a fait une étude pour la continuité de l'ancienne route qui existe auparavant, où la solution est la réalisation d'un pont sur la route mentionné précédemment. Cette étude comporte le pré-dimensionnement de la largeur du tablier et les poutres portant la dalle, le calcul des charges, surcharges et les efforts longitudinaux dans le pont. La même procédure de calcul a été faite pour le sens transversal. Une modélisation numérique a été tenté par le code de calcul SAP 2000 avec la comparaison entre les résultats obtenus avec ceux obtenus par la méthode de Guyou Massonnet pour introduire l'effet du moment défavorable sur les nombres des câbles en précontrainte. Ensuite, on a calculé le ferrailage de la dalle, du chevêtre, des piles et de la semelle.

**Mots-clés** : Poutre en béton précontraint par post-tension, la méthode de G-Massonnet, Hourdis (la dalle), chevêtre, pile, semelle, SAP2000.

# Table des matières

## CHAPITRE I

### PRESENTATION DE PROJET

|                                                                |    |
|----------------------------------------------------------------|----|
| <b>I-1-INTRODUCTION</b> .....                                  | 2  |
| <b>I-2-Présentation de l'ouvrage</b> .....                     | 2  |
| <b>I-2-1-Tracé en plan</b> .....                               | 3  |
| <b>I-2-2-profil en long</b> .....                              | 3  |
| <b>I-2-3-profil en travers</b> .....                           | 4  |
| <b>I-3-données naturel</b> .....                               | 4  |
| <b>I-3-1-Les données topographique</b> .....                   | 4  |
| <b>I-3-2-géologique locale</b> .....                           | 4  |
| <b>I-3-3-reconnaissance géotechnique du site</b> .....         | 6  |
| <b>I-4-Les caractéristiques principales de l'ouvrage</b> ..... | 10 |

## CHAPITRE II

### CONCEPTION GÉNÉRALE

|                                                                                             |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>II-1-INTRODUCTION</b> .....                                                              | 12 |
| <b>II-2-1ère VARIANTE: PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT A TRAVEE INDEPENDANTES</b> ..... | 12 |
| <b>II-2-1-Pré-dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension</b> .....  | 12 |
| <b>II-2-2-Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par post-tension</b> ..... | 13 |
| <b>II-3-2ème VARIANTE : PONT MIXTE A POUTRES METALLIQUES</b> .....                          | 15 |

|                                                                                      |           |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| II-3-1-Pré dimensionnement de la poutre.....                                         | 15        |
| <b>II-4-LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES POUR CHAQUE TYPE DE<br/>VARIANTE.....</b> | <b>17</b> |
| II-4-1-1 <sup>ère</sup> variante : pont a poutres en béton précontraint .....        | 17        |
| II-4-1-1-Les avantages.....                                                          | 17        |
| II-4-1-2-Les inconvénients.....                                                      | 18        |
| II-4-2-2 <sup>ème</sup> Variante : pont mixte.....                                   | 18        |
| II-4-2-1-Les avantages.....                                                          | 18        |
| II-4-2-2-Les inconvénients.....                                                      | 18        |
| <b>II-5-ANALYSE MULTICRITERES.....</b>                                               | <b>19</b> |
| <b>II-6-LES EQUIPEMENTS D'UN PONT.....</b>                                           | <b>19</b> |

### **CHAPITRE III**

#### **CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**

|                                                                |           |
|----------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>III-1-1-le béton.....</b>                                   | <b>24</b> |
| III-1-1-1-la résistance à la compression et à la traction..... | 24        |
| III-1-1-2-la résistance à la traction.....                     | 24        |
| III-1-1-1-Déformation instantanées et différées du béton.....  | 24        |
| III-1-1-4-Déformation du béton.....                            | 25        |
| III-1-1-5-Contraintes admissibles .....                        | 25        |
| III-1-1-6-Contrainte admissible à la compression .....         | 25        |
| III-1-1-7-Qualités attendues d'un béton pour ouvrages .....    | 25        |
| <b>III-1-2-L'acier .....</b>                                   | <b>26</b> |
| III-1-2-1-Acier actifs.....                                    | 26        |

III-1-2-2-Acier passives.....27

## CHAPITRE IV

### CARACTÉRISTIQUES DU TABLIER

**IV-1- Pré-dimension de la poutre.....29**

IV-1-1-La hauteur .....29

IV-1-2-LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESION.....29

IV-1-3-Epaisseur de l'âme.....30

IV-1-4-Le talon.....30

**IV-2-DETERMINATION DU NOMBRE DU POUTRES PAR TRAVEE.....31**

**IV-3-Epaisseur de l'hourdis.....31**

**IV-4-Les caractéristiques de l'ouvrage.....32**

**IV-5- Caractéristiques géométriques des poutres.....32**

IV-5-1-Notation.....33

IV-5-2-Caractéristiques géométriques des poutres.....33

## CHAPITRE V

### CALCUL DES CHARGES, SURCHARGES ET EFFORTS LONGITUDINAUX

**V-1-Introduction.....43**

**V-2-Les charges permanentes.....43**

V-2-1-Poids propre des poutres .....44

V-2-2-Poids propre des dalle.....44

V-2-3-Poids propre des revêtement et l'étanchéité.....44

V-2-4-Poids propre du Trottoir.....45

V-2-5-Poids totale du tablier .....46

V-2-6-Moment fléchissant.....46

|                                                                       |           |
|-----------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>V-3-Surcharges des ponts routiers : fascicule 61 titre II.....</b> | <b>46</b> |
| V-3-1-Caractéristiques du pont.....                                   | 46        |
| V-3-2-Système de charge A(l).....                                     | 47        |
| V-3-3-Système de charge B.....                                        | 48        |
| V-3-3-1-Système Bc.....                                               | 48        |
| V-3-3-2-Système Bt.....                                               | 50        |
| V-3-4-Système militaires $M_{c_{120}}$ .....                          | 52        |
| V-3-5-Convoi D240.....                                                | 53        |
| V-3-6-Surcharge sur trottoirs.....                                    | 53        |
| V-3-7-Vent.....                                                       | 53        |
| V-3-8-Température.....                                                | 54        |
| V-3-9-Forces de freinage .....                                        | 54        |
| V-3-9-Le séisme.....                                                  | 54        |

## CHAPITRE VI

### REPARTITION TRANSEVERSALE DES EFFORTS

|                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| VI -1.Les méthodes utilisent.....                                   | 57        |
| VI -2.Choix de la méthode.....                                      | 57        |
| VI-3.Application à notre projet.....                                | 57        |
| <b>VI -4. Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET) .....</b> | <b>58</b> |
| VI -4-1-Principes fondamentaux de la méthode.....                   | 58        |
| VI -4-2-Position active des poutres.....                            | 59        |
| <b>VI -5-Détermination des paramètres de calcul.....</b>            | <b>60</b> |

## CHAPITRE VII

### Modélisation de tablier

|                                                                                       |           |
|---------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>VII-1-Introduction.....</b>                                                        | <b>69</b> |
| VII-1.1. Analyse statique linéaire.....                                               | 70        |
| VII-1.2. Analyse P-Delta.....                                                         | 70        |
| <b>VII-1-3.Les étapes de calcul se résument en ce qui suit.....</b>                   | <b>70</b> |
| VII-1-4.Analyse statique non linéaire.....                                            | 71        |
| VII-1-5.Analyse dynamique.....                                                        | 71        |
| VII-1-5-1.Analyse modale.....                                                         | 72        |
| VII-1-5-2.Analyse modale spectrale.....                                               | 72        |
| VII-1-5-3. Analyse dynamique temporelle.....                                          | 72        |
| <b>VII-2. Modélisation.....</b>                                                       | <b>73</b> |
| VII-2-1.Les étapes de Modélisation.....                                               | 73        |
| VII-2.1.1. Choix de l'unité.....                                                      | 73        |
| VII-2.1.2. Création de la structure.....                                              | 74        |
| VII-2.1.3. Introduire les coordonnées de la structure.....                            | 74        |
| VII-2.1.4. Choix du matériau.....                                                     | 75        |
| VII-2.1.5. Choix de type d'élément .....                                              | 75        |
| VII-2.1.6. Modélisation du tablier.....                                               | 78        |
| VII-2.1.7. Déclaration des charges et surcharges.....                                 | 78        |
| VII-2.1.8. Choix les combinaisons pour l'ELU et l'ELS pour toutes les surcharges..... | 79        |
| VII-2.1.9. Tracer les poutres : Draw→ Draw Frame / Câble/Tendon.....                  | 80        |
| <b>VII-3. Définir les surcharges routières.....</b>                                   | <b>80</b> |
| VII-3.1. Détermination les surcharges A(l).....                                       | 80        |



|                                                                  |           |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| VII-3.2. Détermination les surcharges de trottoir.....           | 81        |
| VII-3.3. Détermination les surcharges de système Bc.....         | 82        |
| VII-3.4.Détermination les surcharges de système Bt.....          | 83        |
| VII-3.5.Détermination les surcharges de système $M_{c120}$ ..... | 83        |
| VII-3.6. Détermination les surcharges de système $D_{240}$ ..... | 84        |
| <b>VII-4. Analyse de système .....</b>                           | <b>84</b> |
| <b>VII-5. Comparaison des résultats.....</b>                     | <b>86</b> |

## **CHAPITRE VIII**

### **ETUDE DE LA PRECONTRAINTE**

|                                                                            |           |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>VIII-1-INTRODUCTION.....</b>                                            | <b>88</b> |
| <b>VIII-2-PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE.....</b>                            | <b>88</b> |
| <b>VIII-3-PRECONTRAINTE PAR POST TENSION .....</b>                         | <b>88</b> |
| <b>VIII-4-PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION .....</b>              | <b>88</b> |
| VIII-4-1.Calcul du nombre de câble.....                                    | 90        |
| VIII-4-2Vérification de la borne supérieure de précontraint .....          | 92        |
| VIII-4-3-Calcul des caractéristiques géométriques nettes et homogènes..... | 92        |
| <b>VIII-4-4-Détermination du nombre de câble à l'about .....</b>           | <b>93</b> |
| <b>VIII-4-5- vérification des contraint normales (à mi- travée) .....</b>  | <b>94</b> |
| <b>VIII-4-6-vérification des contraint en service.....</b>                 | <b>96</b> |
| VIII-4-6- position des câbles.....                                         | 100       |
| VIII-5- calcul des pertes.....                                             | 101       |
| VIII-5-1- pertes instantanées.....                                         | 101       |
| VIII-5-2- pertes différées.....                                            | 103       |

## CHAPITER IX

### ETUDE DE L'HOUDIS

|                                                                                 |            |
|---------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>IX-1-Etude de la flexion.....</b>                                            | <b>107</b> |
| <b>IX-2-Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU.....</b>             | <b>108</b> |
| IX- 2-1- Sous charges permanentes.....                                          | 108        |
| IX-2-2- Sous surcharges.....                                                    | 108        |
| <b>IX-3-Calcul des efforts tranchants.....</b>                                  | <b>115</b> |
| IX-3.1.) Sous une charge repartie.....                                          | 115        |
| IX-3.2.) Sous une charge localisé.....                                          | 115        |
| <b>IX-4-Ferraillage de la dalle.....</b>                                        | <b>117</b> |
| IX-4.1.-calcul des armatures a L'ELU.....                                       | 117        |
| IX-4.2.-calcul des armatures a L'ELS.....                                       | 118        |
| IX-4.3.) plan de Ferraillage de la dalle.....                                   | 119        |
| <b>IX-5-Vérification des contraintes.....</b>                                   | <b>120</b> |
| <b>IX-6-Vérification de non poinçonnement sous charge localisée.....</b>        | <b>120</b> |
| <b>IX-8-Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant.....</b> | <b>120</b> |

## CHAPITRE X

### CONCEPTON ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

|                                                                                 |            |
|---------------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>X-1-Pré dimensionnement de la pile.....</b>                                  | <b>123</b> |
| <b>X-2-Charges et surcharges.....</b>                                           | <b>124</b> |
| X-2.1.- charges permanentes.....                                                | 124        |
| X-2.2.- Répartition des surcharges sur la pile ( calcul les réaction max) ..... | 124        |
| X-2.3- Effort horizontaux.....                                                  | 126        |
| <b>X-3-Vérification de la stabilité de la pile.....</b>                         | <b>126</b> |
| <b>X-4-Calcul des sollicitations dans chaque élément.....</b>                   | <b>127</b> |

|                                                                          |     |
|--------------------------------------------------------------------------|-----|
| X-4.1.) La chevêtre.....                                                 | 127 |
| X-4.1.1.) Calcul les moments fléchissant et efforts tranchant à ELU..... | 128 |
| X-4.1.2.) Calcul les moments fléchissant et efforts tranchant à ELS..... | 128 |
| X-4.1.3) Ferrailage du chevêtre.....                                     | 129 |
| X-4.2.) le fut.....                                                      | 131 |
| X-4.2.1) vérification de flambement du fut.....                          | 131 |
| X-4.2.2) charges horizontales.....                                       | 131 |
| X-4.2.3) Evaluation des charges et surcharges.....                       | 131 |
| X-4.2.4) ferrailage du fut .....                                         | 131 |
| X-4.3) la Semelle.....                                                   | 133 |
| X-4.3.1) calcul de la réaction des pieux .....                           | 133 |
| X-4.3.2) Ferrailage de la semelle.....                                   | 134 |

## Liste des Figures

### CHAPITRE I

#### PRESENTATION DE PROJET

|                                                             |   |
|-------------------------------------------------------------|---|
| FIG-I.1.photo sur le terrain.....                           | 2 |
| FIG -I.2.l'évitement de la ville de bouchegouf.....         | 3 |
| FIG –I.3.Profil en long de l'ouvrage de bouchegouf.....     | 3 |
| FIG –I-4- Profil en travers de l'ouvrage de bouchegouf..... | 4 |
| FIG -5Carte géologique de Bouchegouf au 1/50 000.....       | 5 |
| FIG-6-Plan d'implantation de l'investigation in situ.....   | 7 |

## CHAPITRE II

### CONCEPTION GÉNÉRALE

|                                                                      |    |
|----------------------------------------------------------------------|----|
| FIG.II. 1-la géométrie de la poutre par post-tension section I.....  | 14 |
| FIG.II. -2-Coupe transversale de la poutre métallique section I..... | 17 |

## CHAPITRE III

### Caractéristique des matériaux

|                                                              |  |
|--------------------------------------------------------------|--|
| FIG -1-la géométrie de la poutre par post-tension section I. |  |
| FIG -2-Coupe transversale de la poutre métallique section I. |  |
| FIG -3--Tableau : : analyse multicritères                    |  |

## CHAPITRE IV

### Caractéristiques de tablier

|                                                                     |    |
|---------------------------------------------------------------------|----|
| FIG.IV.1: coupe transversale d'une poutre.....                      | 29 |
| FIG.IV -2--Coupe transversal de tablier.....                        | 31 |
| FIG.IV-3- Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée..... | 34 |
| FIG.IV-4- Coupe transversale de la poutre d'about à mi travée.....  | 38 |

## CHAPITRE V

### Calcul les charges et les surcharges

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| FIG V-1-1-Détail de trottoir..... | 45 |
| FIG-V-2-: Système BC.....         | 49 |
| FIG- V- 3-Système bt.....         | 51 |

|                                      |           |
|--------------------------------------|-----------|
| <b>FIG V-4- Système - MC120.....</b> | <b>52</b> |
|--------------------------------------|-----------|

|                                        |           |
|----------------------------------------|-----------|
| <b>FIG- V-5-:D<sub>240</sub> .....</b> | <b>53</b> |
|----------------------------------------|-----------|

## **Chapitre VI**

### **Répartition transversale**

|                                                                                                                                         |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VI-1 : principe de répartition transversale pour un pont à poutre avec entretoises intermédiaires (méthode de courbons).....</b> | <b>56</b> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                                                                                               |           |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VI-2 :principe de répartition transversale pour un pont à poutre sans entretoises intermédiaires ( méthode de Guyon Massonet).....</b> | <b>56</b> |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                           |           |
|-------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VI -3 - poutre équivalent.....</b> | <b>62</b> |
|-------------------------------------------|-----------|

## **CHAPITRE VII**

### **MODELISATION DU TABLIER**

|                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.1 Bibliothèque des structures du SAP 2000.....</b> | <b>69</b> |
|---------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                          |           |
|--------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.1- choix le type de model selon le type de structure.....</b> | <b>73</b> |
|--------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                   |           |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.2- introduire les coordonnées de la structure.....</b> | <b>74</b> |
|-------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                  |           |
|------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.3- choix le matériau et son caractéristiques.....</b> | <b>75</b> |
|------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                |           |
|------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.4- Choix de type d'élément.....</b> | <b>75</b> |
|------------------------------------------------|-----------|

|                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.5- introduire la géométrie d'about de la poutre.....</b> | <b>76</b> |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                     |           |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.6- introduire la géométrie médiane de la poutre.....</b> | <b>76</b> |
|---------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                        |           |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.7- introduire la géométrie à mi-travé de la poutre.....</b> | <b>77</b> |
|------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                  |           |
|--------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.8- choix du type de la dalle.....</b> | <b>78</b> |
|--------------------------------------------------|-----------|

|                                                                              |           |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.9- suite d'assemblage la poutre entre l'about et médiane.....</b> | <b>77</b> |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                               |           |
|---------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.10- déclaration des charges et surcharges.....</b> | <b>78</b> |
|---------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                            |           |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Fig VII.11- définir les combinaisons des charges et surcharges.....</b> | <b>79</b> |
|----------------------------------------------------------------------------|-----------|

|                                                                                             |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Fig VII.12-</b> définir les combinaisons des charges et surcharges.....                  | 79 |
| <b>Fig VII.13-</b> Vue 3D du tablier.....                                                   | 80 |
| <b>Fig VII.14-</b> introduire la valeur de surcharge A(l).....                              | 80 |
| <b>Fig VII.15-</b> introduire la valeur de surcharge de trottoir.....                       | 81 |
| <b>Fig-16-</b> introduire la valeur de poids propre de trottoir.....                        | 81 |
| <b>Fig VII.17-</b> introduire la valeur de surcharge les essieux avant de système Bc.....   | 82 |
| <b>Fig VII.18-</b> introduire la valeur de surcharge les essieux arrière de système Bc..... | 82 |
| <b>Fig VII.19-</b> introduire la valeur de surcharge les essieux du système Bt.....         | 83 |
| <b>Fig VII.20-</b> introduire la valeur de surcharge du système $M_{c120}$ .....            | 83 |
| <b>Fig VII.21-</b> introduire la valeur de surcharge du système $D_{240}$ .....             | 84 |
| <b>Fig VII.22-</b> Tableau d'analyse.....                                                   | 85 |
| <b>Fig VII.23-</b> Spécification les charges et surcharges pour analyser.....               | 84 |
| <b>Fig VII.24-</b> La spécification des DDL.....                                            | 84 |

## **CHAPITRE VIII**

### **Etude de précontraint**

|                                                                    |     |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Fig VIII -1-</b> Contraint totale à 50% de mise en tension..... | 95  |
| <b>Fig VIII -2-</b> Contraint total à 100% de mise en tension..... | 96  |
| <b>Fig VIII-3-</b> Contraint total sous G et p.....                | 97  |
| <b>Fig VIII-4-</b> Contraint totale Sous $D_{240}$ .....           | 98  |
| <b>Fig VIII-5-</b> Contraint totale sous (Bc).....                 | 98  |
| <b>Fig VIII-6-</b> Contraint totale sous ( $M_{c120}$ ).....       | 99  |
| <b>Fig VIII-7-</b> Contraint totale sous(AI).....                  | 100 |
| <b>Fig VIII-8-</b> Tracé des câbles.....                           | 100 |

## **CHAPITRE IX**

## ETUDE DE L'HOURDIS

|                                                                                        |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Fig IX-1.</b> Diagramme du moment longitudinal.....                                 | 107 |
| <b>Fig IX-2.</b> Système D240.....                                                     | 109 |
| <b>Fig IX-3.</b> Système Bc.....                                                       | 109 |
| <b>Fig IX-4.</b> Système Mc120.....                                                    | 112 |
| <b>Fig IX-5.</b> Ferrailage principale de la dalle coupe longitudinale de tablier..... | 119 |
| <b>Fig IX-6.</b> Ferrailage principale de la dalle coupe transversale de tablier.....  | 119 |

## CHAPITRE X

### CONCEPTON ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

|                                                                   |     |
|-------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Fig X-1.</b> schémat d'un pile.....                            | 123 |
| <b>Fig X-2.</b> chevêtre.....                                     | 127 |
| <b>Fig X-3.</b> Ferrailage du fut.....                            | 133 |
| <b>Fig X-4.</b> Ferrailage de la semelle – nappe inférieure.....  | 135 |
| <b>Fig X-5.</b> Ferrailage de la semelle – nappe supérieure ..... | 136 |

### Liste des Tableaux :

## CHAPITRE I

### Présentation de projet

|                                                               |    |
|---------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tab-I-1.</b> récapitulatif.....                            | 7  |
| <b>Tab-I.2.</b> les résultats de Sondage carottés.....        | 9  |
| <b>Tab-3.</b> les résultat de les mesures piézométrique ..... | 9  |
| <b>Tab-4.</b> les résultats de l'essai présiométrique.....    | 10 |

## CHAPITRE II

### CONCEPTION GENERALE

**Tab.II.1** .analyse multicritères

### **CHAPITRE III**

#### **Caractéristique des matériaux**

### **CHAPITRE IV**

#### **Caractéristiques du tablier**

|                                                                                                        |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tab.IV-1-</b> Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée.....                             | 35 |
| <b>Tab.IV-2-</b> Caractéristiques géométriques de la poutre mi travée avec hourdis.....                | 36 |
| <b>Tab.IV-3-</b> Caractéristique géométrique DE POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURDIS.....           | 37 |
| <b>Tab.IV-4-</b> Caractéristiques géométriques de la poutre about à mi travée.....                     | 39 |
| <b>Tab.IV-5-</b> Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée..... | 40 |
| <b>Tab.IV-6-</b> Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée..... | 41 |

### **CHAPITRE V**

#### **Calcul les charges et les surcharges**

|                                                    |    |
|----------------------------------------------------|----|
| <b>Tab v-1-</b> Valeurs du coefficient $a_1$ ..... | 47 |
| <b>Tab v-2-</b> Valeur de $V_0$ .....              | 47 |
| <b>Tab v-3-</b> Valeur de $A(l)$ .....             | 48 |
| <b>Tab v-4-</b> donnant le coefficient $bc$ .....  | 49 |
| <b>Tab v-5-</b> Valeur de $B_c$ .....              | 50 |
| <b>Tab v-6-</b> Valeurs du coefficient $bt$ .....  | 51 |
| <b>Tab v-7-</b> Valeurs de $B_t$ .....             | 52 |



## CHAPITRE VI

### Répartition transversale

|                                                                                                     |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>VI -Tab-1</b> -tableau donnant les valeurs de $k$ .....                                          | 60 |
| <b>VI -Tab-2</b> -les valeurs de $k_0$ pour $\theta=0.786$ .....                                    | 64 |
| <b>VI -Tab-3</b> -les valeurs de $k_1$ pour $\theta=0.786$ .....                                    | 64 |
| <b>VI -Tab-4</b> -les valeurs de $k\alpha$ pour $\theta=0.786$ .....                                | 65 |
| <b>VI -Tab-5</b> -Les valeurs de $k\alpha$ pour les positions actives des poutres.....              | 65 |
| <b>VI -Tab-6</b> -les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges..... | 66 |
| <b>VI -Tab-7</b> -les combinaisons à l'E.LU.....                                                    | 66 |
| <b>VI -Tab-8</b> -les combinaisons à l'E.LS.....                                                    | 67 |

## CHAPITRE VI

### Modalisation de Tablier

|                                                  |    |
|--------------------------------------------------|----|
| <b>Tab.VI.1</b> .Comparaison des résultats ..... | 86 |
|--------------------------------------------------|----|

## CHAPITRE VIII

### ETUDE DE PRECONTRAIT

|                                                                                            |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tab VIII-1</b> -dilatations des câbles .....                                            | 89  |
| <b>Tab VIII -2</b> - caractéristique géométrique de la section à mi-travée.....            | 90  |
| <b>Tab VIII -3</b> - Caractéristique Nettes et Homogène (Section mi travée).....           | 93  |
| <b>Tab VIII -4</b> - Caractéristique Nettes et Homogène (Section d'about).....             | 93  |
| <b>Tab VIII -5</b> - Tableau récapitulatif de $y_i$ et $\alpha_i$ en fonction de $X$ ..... | 101 |

|                                                                        |     |
|------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tab VIII -6-</b> pertes dues au frottement.....                     | 102 |
| <b>Tab VIII -8-</b> pertes dues au recul d’ancrage.....                | 103 |
| <b>Tab VIII -9-</b> pertes dues au raccourcissement élastique.....     | 103 |
| <b>Tab VIII -10-</b> pertes récapitulatif des pertes instantanées..... | 103 |
| <b>Tab VIII -11-</b> pertes dues à la relaxation des aciers.....       | 104 |
| <b>Tab VIII -12-</b> pertes dues au fluage de béton.....               | 105 |
| <b>Tab VIII -13-</b> Tableau récapitulatif des pertes différées.....   | 105 |
| <b>Tab VIII -14-</b> Tableau récapitulatif des pertes différées .....  | 105 |

## **CHAPITRE IX**

### **ETUDE DE L’HOURDIS**

|                                                                            |     |
|----------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tab IX-1-</b> Interpolation du moment dans rectangle (A .A1.A2.A3)..... | 110 |
| <b>Tab IX-2-</b> Interpolation du moment dans rectangle (B .B1.B2.B3)..... | 110 |
| <b>Tab IX-3-</b> Interpolation du moment dans rectangle (D .D1.D2.D3)..... | 111 |
| <b>Tab IX-4-</b> Interpolation du moment dans rectangle (C .C1.C2.C3)..... | 112 |
| <b>Tab IX-5-</b> Interpolation du moment M1 M2 pour (M120).....            | 113 |
| <b>Tab IX-6-</b> Interpolation du moment M1 M2 pour (Br).....              | 113 |
| <b>Tab IX-7-</b> Combinaison des charges à l’ELU.....                      | 114 |
| <b>Tab IX-8-</b> Combinaison des charges à l’ELS.....                      | 115 |
| <b>Tab-9 IX-</b> Combinaison des efforts tranchants.....                   | 116 |

## **CHAPITRE X**

### **CONCEPTON ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE**

|                                                 |     |
|-------------------------------------------------|-----|
| <b>Tab X-1-</b> Les charges d’exploitation..... | 126 |
|-------------------------------------------------|-----|

---

# *CHAPITRE I*

## *PRESENTATION DE PROJET*

---

## **1-INTRODUCTION :**

- un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc on distingue également comme ècoduc ou ècopont des passages construits ou (réservés) dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongique, ets. De traverser des obstacles construits par l'être humaine ou résultant de ses activités.les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art. Leur construction relève de génie civil.

## **2-Présentation de l'ouvrage :**



**Fig.I.1.Photos sur le terrain**

Notre ouvrages c'est une passage supérieure franchissant la route de bouchegouf\_wilaya de Guelma vers Annaba et évitée le dédoublement de la RN 16 entre la limite de la wilaya de Souk-Ahras et l'échangeur autoroute EST\_OUEST sur 42 Km.

## 2-1-Tracé en plan :

Le tracé de dédoublement de la RN 16 entre la limite de la wilaya de SOUK AHRAS et l'échangeur autoroute EST\_OUEST sur 42 Km est reproduit ci-dessous sur une photo <Google Earth> avec la localisation de l'emplacement approximative de l'ouvrage d'art réalisé dans le cadre de l'évitement de la ville de bouchegouf.

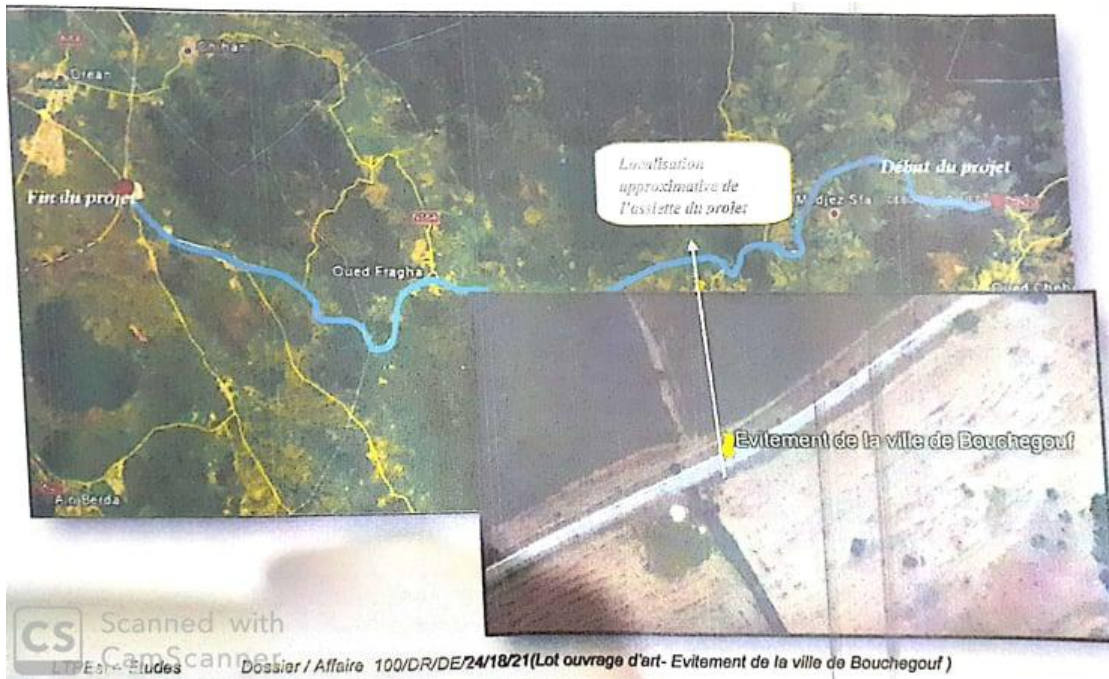


Fig.1.2.La de l'évitement de la ville de boucheouf

## 2-2-profil en long :

Le profil en long de notre ouvrage et représente un pente de -0,5%.

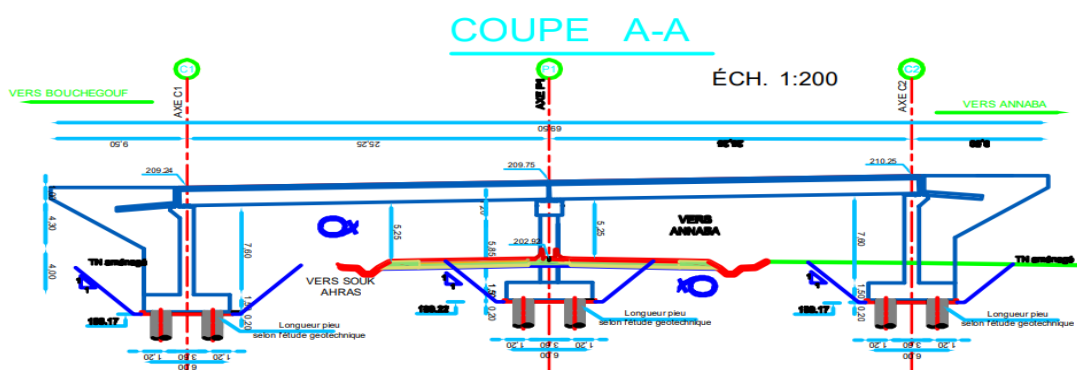


Fig.1.3.Le profil en long de l'ouvrage de boucheouf



- **m<sup>3</sup>**: dépôts du Pontien qui se superposent transgressivement sur les roches du crétacé et du paléogène. Composés par des molasses subdivisées en deux parties :
  - A la base, on observe les conglomérats gravélo\_blocageux bien cimentés par les sels et les carbonates. Le ciment constitue 90% de la roche.
  - Plus haut, 40m composée de lentilles et d'intercalations de conglomérats et de grés stratifiés.
- Quaternaire d'âge rhodanien forment deux terrasses :
  - **q<sup>6</sup> première terrasse** : alluvions constitués de sable argileux, d'argiles et de graviers.
  - **q<sup>5-6</sup> deuxième terrasse** : dépôts d'éluvions et alluvions composés d'éboulis de grés numidiens.
- **N<sup>4</sup> Barrémien de la série Tellienne allochtone** : constitué de l'argile bleu verdâtre. Et argiles foncées finement litées qui passent à des marnes en plaquettes fines à intercalations de calcaires.



**Fig.1.5. Carte géologique de Bouchegouf au 1/50 000**

## Légende :

**q<sup>6</sup> : Rhabien** : sables, sables argileux, gravier de rivage de la première terrasse (de la haute plaine d'inondation).

**q<sup>5-6</sup> : soltanien-Rharbien** : Sables, sables argileux, gravier de rivage de la deuxième terrasse.

**q<sup>4</sup> : tensiftien** : argiles, limons, sables, gravier de rivage de la troisième terrasse.

**m<sup>3</sup> : Pontien** : conglomérats et grés gravelo\_blocageux fortement cimentés.

**n<sub>t</sub><sup>4</sup> : barrémien** : marnes argileuses bleu verdâtres.

## 3-3-reconnaissance géotechnique du site :

### A-In situ :

Selon le programme établi par la SETS, dans le cadre de ce projet, le L.T.P/Est a procédé à l'exécution de :

- **Deux(2) sondages carottés de 20,00m de profondeur chacun avec prélèvement d'échantillons de sol** qui ont soumis aux différents essais physique, mécanique et chimiques.
- **Un(01) sondage préssiométrique, atteignant la même profondeur, avec des essais préssiométrique réalisés chaque 1.00m.**
- Le sondage préssiométrique SP 01 a fait l'objet de pose de piézomètre.

L'investigation in situ a été implantée au droit de chaque appui selon le plan d'implantation envoyé par la SETS joint ci-après.



**Tableau.I.1. récapitulatif**

| Sondage N° | Nature de la reconnaissance | X      | Y       | Prof (m) | équipement |
|------------|-----------------------------|--------|---------|----------|------------|
| SC01       | Sondage carotté             | 377884 | 4037950 | 20       | -          |
| SC02       | Sondage carotté             | 377849 | 4037931 | 20       | -          |
| SP01       | Sondage préssiométrique     | 387877 | 4037943 | 20       | piézomètre |



Fig.I.7. Plan d'implantation de l'investigation in situ

## Conclusion :

- La reconnaissance géométrique de l'ouvrage d'art sur oued Sfa, établie dans le cadre du marché relatif à l'étude géotechnique du dédoublement de la RN 16 entre la limite de la wilaya de Souk-haras et l'échangeur autoroute Est=ouest sur 42Km N<sup>0</sup> 07/2018, a mis en évidence de formations sédimentaires caractérisées par la présence des formations géologiques entrecoupées par les sondages carottés :
  - Argile verdâtre oxydée qui se débite en plaquettes
  - Argile grisâtre compacte et gypseuse

Le toit de ces formations est recouvert par une couche de terre végétale dont l'épaisseur varie entre 1.00m et 1.50m.

- Les mesures piézométriques effectuées sur site, ont indiqué un niveau d'eau variant de (-9.81 m) à (-9.85).
- Les résultats obtenus à partir des essais pressiométriques donnent des valeurs de modules de déformation (E) et de pression limites (pl) assez élevées en surface à très élevées en profondeur (fin de sondage).

- Entre 1.00m et 4.00m :

$$7.80 \leq pl \text{ (bars)} \leq 21.40$$

$$231.8 \leq E \text{ (bars)} \leq 326.3$$

- Entre 5.00m et 8.00m :

$$30.50 \leq pl \text{ (bars)} \leq 48.50$$

$$387.0 \leq E \text{ (bars)} \leq 625.4$$

- Entre 9.00m et 20.00m :

$$48.50 \leq pl \text{ (bars)} \leq 49.10$$

$$1097.7 \leq E \text{ (bars)} \leq 1067.16$$

- Les résultats des essais de laboratoire réalisés conformément au programme géotechnique établi par le BET indiquent un sol dense, fin, humide très humide, peu plastique très plastique et gonflant.

## Recommandation :

- Pour des fondation profondes réalisées sur des pieux forés ayant un diamètre de 1.00m, ancrés à une profondeur D=8.00m dans la formation argileuse, la force portante totale est de 390t.
- Le pourcentage des sulfates est à l'état de traces, ce qui indique un sol non agressif.

NB : Des analyses chimique réalisés sur les échantillons prélevés au doit de sondage SC02 et les essais de gonflement libre à l'odomètre sont en cours de réalisation. Les résultats feront l'objet d'un rapport complémentaire.

## Les tableau qui exprimer les résultat des essais de Sondage :

Tab.I.2. les résultats de Sondage carottés

*\* Description lithologique des sondages carottés:*

| <i>Sondage N°</i> | <i>Profondeur (m)</i> | <i>Lithologie</i>                                         |
|-------------------|-----------------------|-----------------------------------------------------------|
| <i>01</i>         | <i>00.00 – 01.00</i>  | <i>Terre végétale</i>                                     |
|                   | <i>01.00 – 17.00</i>  | <i>Argile verdâtre oxydée qui se débite en plaquettes</i> |
|                   | <i>17.00 – 20.00</i>  | <i>Argile grisâtre compacte et gypseuse</i>               |
| <i>02</i>         | <i>00.00 – 01.50</i>  | <i>Terre végétale</i>                                     |
|                   | <i>01.50 – 15.00</i>  | <i>Argile verdâtre oxydée qui se débite en plaquettes</i> |
|                   | <i>15.00 – 20.00</i>  | <i>Argile grisâtre compacte et gypseuse</i>               |

*\* Mesures piézométriques.*

*Les mesures piézométriques enregistrées sur site, ont mis en évidence un niveau d'eau variant entre (-9.81) m et (-9.85) m :*

| <i>Sondage N°</i> | <i>Profondeur des niveaux d'eaux (m)</i> | <i>Dates des lectures</i> |
|-------------------|------------------------------------------|---------------------------|
| <i>SP 01</i>      | <i>09.81</i>                             | <i>09.07.2018</i>         |
|                   | <i>09.85</i>                             | <i>05.08.2018</i>         |

**Tab.I.3. les résultats de l'essai préssiométrique**

*\* Résultats de l'essai préssiométrique*

| Prof (m) | SP 01   |          |          |           |           |        | Etat de consolidation                | Lithologie                         |
|----------|---------|----------|----------|-----------|-----------|--------|--------------------------------------|------------------------------------|
|          | E (bar) | PL (bar) | PF (bar) | PL* (bar) | PF* (bar) | E/PL   |                                      |                                    |
| 01       | 231.8   | 7.90     | 2.60     | 7.80      | 2.60      | 29.34  | Sur-consolidé                        | Terre végétale                     |
| 02       | 326.3   | 16.80    | 3.30     | 16.60     | 3.30      | 19.42  |                                      | Argile verdâtre                    |
| 03       | 273.1   | 17.80    | 3.10     | 17.50     | 3.10      | 15.34  | Normalement consolidé                | oxydée qui se débite en plaquettes |
| 04       | 288.5   | 21.80    | 9.60     | 21.40     | 9.60      | 13.23  |                                      |                                    |
| 05       | 625.4   | 31.00    | 13.90    | 30.50     | 13.90     | 20.17  | Sur-consolidé                        |                                    |
| 06       | 387.0   | 39.10    | 12.70    | 38.50     | 12.70     | 9.90   | Normalement consolidé                |                                    |
| 07       | 591.7   | 48.20    | 13.80    | 47.60     | 13.80     | 12.28  |                                      |                                    |
| 08       | 552.4   | 49.20    | 23.70    | 48.50     | 23.70     | 11.23  |                                      |                                    |
| 09       | 1639.6  | 49.30    | 38.90    | 48.50     | 38.90     | 33.26  |                                      |                                    |
| 10       | 2794.0  | 49.60    | 30.90    | 48.70     | 30.90     | 56.33  | Sur-consolidé                        |                                    |
| 11       | 1097.3  | 49.60    | 48.60    | 48.60     | 48.60     | 22.12  |                                      |                                    |
| 12       | 4506.7  | 50.00    | 39.00    | 48.90     | 39.00     | 90.13  |                                      |                                    |
| 13       | 3899.6  | 50.10    | 48.90    | 48.90     | 48.90     | 77.84  |                                      |                                    |
| 14       | 5965.3  | 50.30    | 49.00    | 49.00     | 49.00     | 118.59 |                                      |                                    |
| 15       | 6559.6  | 50.40    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 130.15 |                                      |                                    |
| 16       | 10671.6 | 50.60    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 210.90 |                                      |                                    |
| 17       | 8085.5  | 50.60    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 159.79 |                                      |                                    |
| 18       | 9589.8  | 50.70    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 189.15 |                                      |                                    |
| 19       | 10489.7 | 50.80    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 206.49 |                                      |                                    |
| 20       | 8638.0  | 50.90    | 49.10    | 49.10     | 49.10     | 169.71 | Argile grisâtre compacte et gypseuse |                                    |

**4-Les caractéristiques principales de l'ouvrage :**

- La portée de l'ouvrage.....25,25m
- Longueur de poutre précontraint.....25,70m
- Hauteur de poutre.....1,30m
- Le nombre des poutres.....7 poutre
- L'entre axe des poutres.....1,50m
- Largeur de la chaussée .....7m
- Largeur du trottoir .....1.20M

---

# *CHAPITRE II*

---

---

## *CONCEPTION GENERALE*

---

### 1-INTRODUCTION :

La conception des ponts c'est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

Si pour ce la nous avons proposé les deux variantes suivantes:

- Pont a poutres en béton précontraint a travées indépendantes.
- Pont mixte à poutres métalliques.

## **2- 1ère VARIANTE: PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAIT A TRAVEE INDEPENDANTES**

Il est possible de réalisé des tabliers à l'aide des poutres en précontrainte par post tension ou bien par pré-tension solidarisée par une dalle de couverture colée on place des coffrages perdus non participant.

### **2-1- Pré-dimensionnement de la poutre en béton précontraint par pré tension:**

Selon un document de SETRA

#### **a. Entraxe entre deux poutres:**

$$1,0 \leq d \leq 1,5 \text{ m}$$

On fixe l'entraxe  $d = 1,5 \text{ m}$ .

#### **b. Le nombre des poutres:**

$$N = \frac{La}{d}$$

$La$  : largeur total du pont

$$La = 10,40 \text{ m}$$

$$N = \frac{10,40}{1,5}. \text{ Donc } N = 6,93$$

#### **c. La hauteur des poutres:**

$$0,8 \leq H t \leq 1,60 \text{ m}$$

On fixe la hauteur des poutres  $H t = 1,30 \text{ m}$ .

#### **d. L'épaisseur de l'âme:**

$$E \geq 14 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $E = 18 \text{ cm}$ .

#### **e. La largeur de talon:**

on prend  $Et = 44 \text{ cm}$

#### **f. L'épaisseur de l'hourdis:**

$Eh \geq 15 \text{ cm}$ . Justification ou poinçonnement par charge concentré

On prend une épaisseur  $Eh = 20 \text{ cm}$ .

### **2-2- Pré dimensionnement de la poutre en béton précontraint par post-tension :**

**a. Elancement de poutres :**

$$\frac{L}{22} \leq H_t \leq \frac{L}{16}$$

On a  $L = 25,70 \text{ m}$  d'où  $1,13 \leq H_t \leq 1,56$

$$H_t = 1,30 \text{ m}$$

**b. Nombre des poutres :**

Le nombre des poutres est déterminé par formule suivante :

$$N = \frac{La}{d} + 1 \quad \text{avec:}$$

$La$  : c'est entraxe entre les poutres d'extrémité égale 15,50 m

$d$  : entraxe entre deux poutres  $1,50 \leq d \leq 2,50$

On prend  $d = 1,50 \text{ m}$

Donc :  $N = 7$  poutres

**c. La largeur de la table de compression  $b$  :**

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

$0,78 \leq b \leq 0,91$  on prend  $b = 0,80 \text{ m}$

**d. Epaisseur de la table de compression :**

$e_c 12 \leq e_c \leq 15$  on prend  $e_c = 15 \text{ cm}$

**e. La largeur de talon  $L_t$  :**

$15 \leq L_t \leq 80$  on prend  $L_t = 50 \text{ cm}$

**f. Epaisseur de talon et On prend**  $e_t = 15 \text{ cm}$

**g. Epaisseur de l'âme en travée  $b_0$  :**

$18 \leq b_0 \leq 25$  on prend  $b_0 = 20 \text{ cm}$

**Epaisseur de l'âme à l'about  $b_0$  :**

$25 \leq b_0 \leq 35$  on prend  $b_0 = 30 \text{ cm}$

**h. Goussets:**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armateurs d'acier et les câbles de précontrainte ( $45^{\circ} \leq \alpha \leq 60^{\circ}$ )

➤ **Goussets du talon :**

En travée:  $\alpha_3=53^{\circ} \rightarrow e_3=20\text{cm}$

A l'about :  $e_3=13\text{cm}$

➤ **Goussets de la table de compression :**

En travée:  $\alpha=12^{\circ} \rightarrow e_1=6\text{cm}$

A l'about:  $\alpha_2=45^{\circ} \rightarrow e_2=5$

i. **Hourdis :**

$$20 \leq H_h \leq 30$$

On fixe  $H_h=20\text{ cm}$

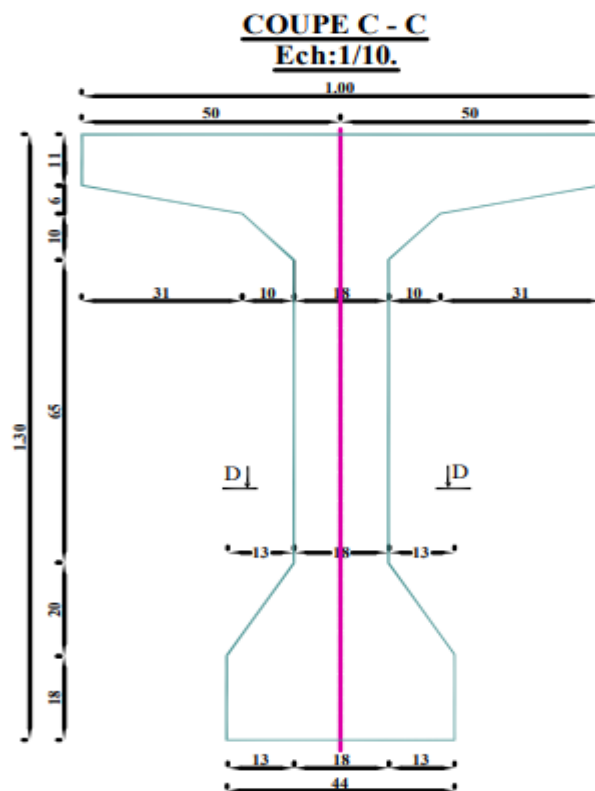


Fig.II.1.la géométrie de la poutre par post-tension section I.

**3. 2ème VARIANTE : PONT MIXTE A POUTRES METALLIQUES :**



### **3-1- Pré dimensionnement de la poutre :**

#### **a. Nombre de poutres (N) :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :  $N=L_a/d$

$L_a$  : Est la largeur du tablier égale à 10,20 m.

On fixe l'espacement :  $d = 1.5$  m

$N = 10.20/1.5 = 6.8$  on prendra :

$N = 7$  poutres

#### **b. Elancement de poutres**

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de  $L/25$  ce qui nous donne  $h = 1$  m.

#### **c. Epaisseur de l'âme des poutres**

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

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

On considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi-travée et sur appui :

- A mi -travée  $8 \leq e_a \leq 14$  mm
- Sur appui  $e_a \leq 20$  mm

On prend :

- Une épaisseur de 12 mm à mi travée.
- Une épaisseur de 15 mm sur appui.

#### **d. Semelles :**

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

- De résistance.
- D'instabilité.

#### **e. Semelle supérieure à mi-travée :**

La largeur de la semelle  $200 \leq L_{S-T} \leq 500 \text{ mm}$

L'épaisseur  $12 \leq e_{s-t} \leq 40 \text{ mm}$

- Une largeur de 200 mm
- Une épaisseur de 20 mm.

**f. Semelle supérieure sur appui**

La largeur de la semelle  $400 \leq L_{S-t} \leq 900 \text{ mm}$

L'épaisseur  $20 \leq e_{s-a} \leq 40 \text{ mm}$ , on prendra donc :

- Une largeur de 500 mm.
- Une épaisseur de 20 mm.

**g. Semelle inférieure à mi-travée :**

La largeur de la semelle  $300 \leq L_{S-t} \leq 600 \text{ mm}$

L'épaisseur  $20 \leq e_{s-t} \leq 40 \text{ mm}$ , on prendra donc :

- Une largeur de 500 mm.
- Une épaisseur de 20 mm

**h. Semelle supérieure sur appui :**

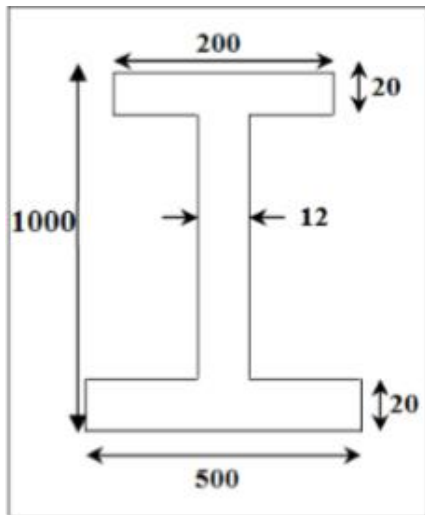
La largeur de la semelle  $600 \leq L_{S-A} \leq 1000 \text{ mm}$

L'épaisseur  $30 \leq e_{s-a} \leq 60 \text{ mm}$  on prendra

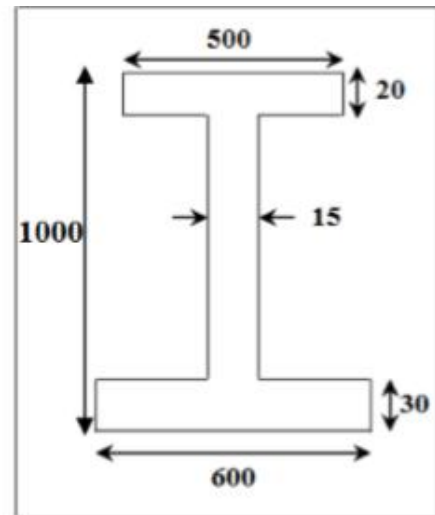
Donc

- Une largeur de 600 mm.
- Une épaisseur de 30 mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage. Pour un ouvrage d'importance, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines.



Coupe transversale poutre à mi-travée



Coupe transversale poutre sur appui

Fig.II.2.Coupe transversale de la poutre métallique section I.

#### 4. LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES POUR CHAQUE TYPE DE VARIANTE :

##### 4.1. 1<sup>ère</sup> variante : pont a poutres en béton précontraint

##### 4.1.1. Les avantages :

##### RESISTANCE STRUCTURELLE

L'utilisation de la technique du **précontraint en béton** permet de doter celui-ci d'une résistance plus élevée, apportant un effort de compression interne compensant l'effort de traction produit par les charges des éléments structurels.

##### DURABILITE DE LA CONSTRUCTION

L'un des grands avantages des **pièces précontraintes** est l'élimination de fissures et de craquelures dans toutes les étapes de charge. Cette absence de fissuration est synonyme d'une plus grande capacité de la structure à supporter les charges, impacts, vibrations et coups, tout en réduisant au minimum la possibilité de corrosion de l'acier, augmentant ainsi la durabilité de la construction.

##### ECONOMIES

L'utilisation de précontraints en béton permet de ménager de grandes lumières dans la construction grâce à la longueur des pièces, tout en permettant des économies de matériau et en apportant de la légèreté. Un exemple serait l'utilisation de **poutrelles précontraintes en béton** pour la clôture de toits dans des espaces très amples, comme des bâtiments industriels, qui permet une luminosité plus importante. Dans le cas de fermetures pour parkings par exemple, l'utilisation de plaques de béton donne lieu à une séparation plus importante de colonnes

porteuses, permettant de tirer un meilleur avantage de l'espace et de réaliser des économies substantielles en matériaux.

## **DESIGN**

Grâce aux **éléments précontraints en béton**, les éléments architectoniques obtenus sont plus efficaces et minces, et offrent une infinité de possibilités de construction.

## **HAUTES PRODUCTIONS**

Grâce à la technologie de **Tensyland**, la production en série de **poutrelles et dalles en béton** apportant des solutions à toutes les phases du processus, et permettant un meilleur contrôle de qualité, une réduction des coûts et une production élevée, offrant ainsi une réponse à des projets architecturaux de grande envergure.

## **RAPIDITE DE LA CONSTRUCTION**

Une plus grande rapidité de construction par le fait de pouvoir travailler en même temps sur différents fronts ou construire simultanément plusieurs parties de la structure ; ce qui en général comporte d'importants avantages économiques lors de l'analyse économique et financière complète des travaux.

### **4.1.2. Les inconvénients :**

- Le pont peut s'allonger ou rétrécir suivant la saison (froide ou chaude)
- La portée est limitée par la résistance des poutres.
- Obligation d'avoir régulièrement des points d'appuis stable (piles).

### **4.2. 2<sup>ème</sup> Variante : pont mixte:**

#### **4.2.1. Les avantages :**

- facilité à la construction
- durée d'installation réduite
- durable dans le temps
- c'est actuellement le type de tablier le plus économique
- réduction du tonnage d'acier

#### **4.2.2 Les inconvénients :**

- Le risque de flambement des pièces comprimées, et le risque du renversement ou le voilement lors du montage ainsi qu'en service.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

## **5. ANALYSE MULTICRITERES :**

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en quatre points importants

### **Tab.II.1 analyse multicritères :**

|                   | <b>PONT A POUTRES EN BETON<br/>PRECONTRAIT</b> |                     | <b>PONT MIXTE A<br/>POUTRES<br/>METALLIQUES</b> |
|-------------------|------------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------------|
|                   | <b>près tension</b>                            | <b>post tension</b> |                                                 |
| <b>Economie</b>   | +                                              | -                   | -                                               |
| <b>Entretien</b>  | +                                              | +                   | -                                               |
| <b>Esthétique</b> | +                                              | +                   | +                                               |
| <b>Exécution</b>  | +                                              | +                   | +                                               |

+ : Favorable.

- : Peu favorable

➤ D'après l'analyse multicritères (tableau.1.) et selon les critères de choix, nous avons choisis la variante N°01 (pont a poutre en béton précontrainte par près tension).

## **6. LES EQUIPEMENTS D'UN PONT:**

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des perrés, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appui, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

- 1 - ÉTANCHÉITÉ ET COUCHE DE ROULEMENT.
- 2 - JOINTS DE DILATATION.
- 3 - DISPOSITIFS DE RETENUE POUR LES **PONTS** ROUTIERS.
- 4 - CORNICHES.
- 5 - APPAREILS D'APPUI.
- 6 - ÉVACUATION DES EAUX..

### 1- étanchéité et couche de roulement :

- La **couche de roulement** qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres. Des indications sur ces questions sont données dans la documentation du Sétra (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements). Les principales techniques d'étanchéité en usage en France sont les suivantes :

- la **technique à base d'asphalte** (de 1 à 3 cm d'épaisseur) mise en œuvre « à chaud » (environ 200 °C) (figure 1) ;
- la **technique de la feuille préfabriquée monocouche ou complétée par une couche d'asphalte gravillonné** (figure 2) ;
- la **technique par « Moyens à haute cadence » (MHC)**, moyens permettant de mettre en œuvre simultanément le système d'étanchéité et une couche de roulement de 4 cm...

### 2 - JOINTS DE DILATATION :

Élément de maçonnerie incontournable, le joint de dilatation est utilisé principalement lors de la réalisation d'ouvrages en béton. Mais de quoi s'agit-il, concrètement ? Nous faisons le point sur l'utilité d'un joint de dilatation et sur son installation.

### 3 - DISPOSITIFS DE RETENUE POUR LES PONTS ROUTIERS :

Les dispositifs de retenue comprennent :

- les **garde-corps** ;
  - les **glissières** ;
  - les **barrières**.
- Les **garde-corps** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger (figure 7).
  - Les **glissières** sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.
    - Les **glissières souples** (figure 8) comportent des éléments linéaires portés par des poteaux ; lesquels reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.

- Les **glissières rigides** (figure 9), généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues. Compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.
- Enfin, les **barrières** sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction.
- La **norme NF EN 1317** (qui comporte 6 Parties, la Partie 6 correspondant aux garde-corps) fixe la classification des dispositifs de retenue des véhicules en fonction du niveau de sécurité selon le tableau 1.
- Pour le **dimensionnement des tabliers de ponts**, le projeteur a besoin de connaître l'intensité des efforts, éventuellement transmis à la structure porteuse par les dispositifs de retenue en cas de choc de véhicule. L'annexe nationale à la norme NF EN 1991-2 (Euro code 1 – Partie 2, actions dues au trafic sur les ponts) fixe l'intensité de ces efforts. Ils sont indiqués dans le tableau 2 reproduisant le tableau 4.9(n)(N) de...

#### **4 – CORNICHES :**

Une corniche est un [couronnement](#) continu en [saillie](#) d'un élément, d'un meuble ([armoie](#) par exemple) ou d'une construction. La fonction principale en est de rejeter les eaux de pluie loin de la façade.

#### **5 - APPAREILS D'APPUI :**

Les appareils d'appuis sont employés dans l'industrie du bâtiment, la construction de pont et le génie civil.

Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support.

→ Dans tous les cas ils permettent :

- la transmission des charges verticales.
- les rotations de la structure.
- les mouvements (ferroviaires...).

→ Ils évitent :

- la fissuration.
- la transmission des bruits et vibration

## **6 - ÉVACUATION DES EAUX :**

La bonne conception des évacuations des **eaux** de ruissellement est essentiel pour la sécurité de circulation sur les **ponts** et ouvrages d'art. Ces évacuations sont composées de collecteurs - installés en voussoirs ou en aérien sous la tablier de **pont** - et de chutes verticales.



---

# Chapitre III

---

## Caractéristique des matériaux

## **1-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**

### **1-1-le béton :**

Dans ce qui suit, nous supposerons connues les notions de base sur la composition et les propriétés mécaniques du béton, et nous nous attacherons seulement à mettre en évidence les caractères spécifiques du matériau destiné à la précontraintes. □ résistance à la compression. □ déformabilité, instantanées et différée. □ résistance aux agents agressifs. Pour des applications particulières, on peut aussi chercher certaines qualités spéciales telles que faible masse volumique, faible conductivité thermique, bonne résistance à l'abrasion ...etc.

#### **1.1.1. la résistance à la compression et à la traction:**

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions i dailles. La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays. Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement;

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Au –delà de  $j=28$  jours, on admet pour les calculs de résistance que  $f_{cj} = f_{c28}$

#### **1.1.2. la résistance à la traction:**

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression  $f_c$  mais a la traction  $f_t$  joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes

$$F_{tj} = 0,6 + 0.06f_{cj}$$

#### **1.1.3. Déformation instantanées et différées du béton:**

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant .cependant, pour les valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à 50 % de la contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur  $E_{ij}$  du module instantané. Le module  $E_{ij}$  est fonction croissante de la résistance à la compression ; les règles BPEL donnent la relation suivante:

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

#### **1.1.4. Déformation du béton:**

La déformation du béton est donnée par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

V: coefficient de Poisson

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivant:

$\nu=0,2$  pour un béton non fissuré (ELS)

$\nu=0$  pour un béton fissure (ELU)

#### **1.1.5. Contraintes admissibles :**

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

#### **1.1.6. Contrainte admissible à la compression :**

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression

$$\text{Etat limite "ELU"} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique à 28 jours

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité

$\gamma_b$ : 1,5 situation durable ou transitoire

$\gamma_b$ : 1,15 situation accidentelle

#### **1.1.7. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages :**

Ses qualités sont

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différés la plus faible possible. Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

## **1-2-L'acier :**

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux natures différentes

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration

### **1-2-1-Aciers actifs :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute, résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons. La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calcules est données par la formule suivant :

$$P_o=(0,85f_{prg}0,95f_{peg}) \text{ Selon les règles de BPEL}$$

$f_{prg}$ : la limite de rupture garantie de l'aciers de précontrainte.

$F_{peg}$ : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

#### **a-La limite élastique :**

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résidence garantie à la rupture.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient

Tel que

$\chi_s=1$  situation accidentelle

$\chi_s=1,15$  situation durable ou transitoire

#### **b. Contrainte limite de traction :**

#### **c. Module d'élasticité de l'acier :**

$$E_s=2.10^5 \text{MPa}$$

#### **d. Module de Young :**

Le module d'élasticité longitudinal "E "des aciers de précontrainte est Pris égale à:

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons

#### **e. Diagramme contrainte déformation :**

\_Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

### **1-2-2-Aciers passives:**

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

#### **a-La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE 40 et FeE 50, la limite élastique de ces derniers sont respectivement 400 MPa et 500 MPa

#### **En fissuration peu nuisible :**

$$\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$$

#### **En fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 (n f_{tj})^{0,5} \right)$$

#### **En fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 (n f_{tj})^{0,5} \right)$$

Avec:

n=1 Treillis soudés et ronds lisses.

n=1,6 Aciers à haute adhérence.

---

# *Chapitre IV*

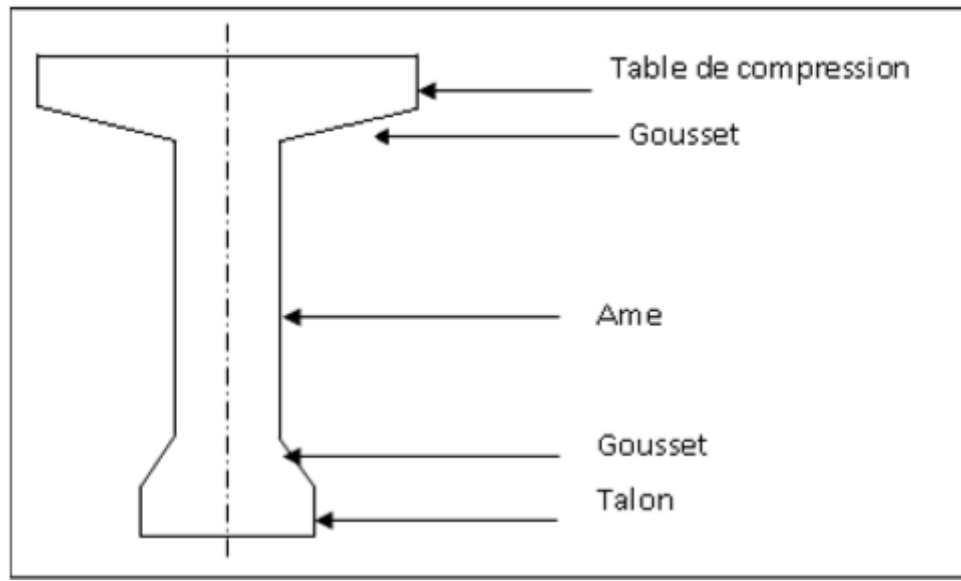
---

---

## *Caractéristiques du tablier*

---

## 1. Pré-dimension de la poutre:



**Figure IV.1:** coupe transversale d'une poutre

C'est caractéristique il donne après à partir de la portée libre entre appuis (L).

### 1.1 La hauteur :

Nous prenons la loi de **G.DREUX** pour un pont avec une portée  $L \geq 2$  m

La hauteur totale d'une section ( $H_t$ ) il donne par la formule :

$$\left(\frac{L}{20}\right) - 0,20 \leq H_t \leq \left(\frac{L}{20}\right) + 0,50$$

Dans notre portée  $L=25,25$  m donc  $1,06 \leq H_t \leq 1,76$

On a le choix de deux types de poutre on Té, la hauteur de 1,06m et 1,76m (poutres préfabriquées). Pour notre ouvrage ayant une portée de 25,25m limitée dans sa hauteur adopté  $H_t=1,30$ m.

### 1.2 LARGEUR DE LA TABLE DE COMPRESION:

On doit vérifier la condition suivante:

$b_0 \geq 0,6H_t$ , d'ou  $b_0 \geq 0,78$  donc on prend  $b_0=1$ m

### Epaisseur de la table de compression :

On prend  $e=20$  cm pour une bonne mise en place des armatures passives plus un gousset d'inclinaison de  $45^\circ$

La section médiane  $h_g = (10 \times 10)$  cm<sup>2</sup>

La section d'about  $h_g = (3 \times 3) \text{ cm}^2$

### 1.3 Epaisseur de l'âme :

On à dimension par respecté les conditions suivants:

- la résistance à l'effort tranchant.
- facilité de bétonnage et éventuellement la vibration.
- enrobage convenable des armatures de précontrainte.
- limitation de la contrainte de cisaillement à une valeur admissible, l'épaisseur d'âme est plus importante aux appuis puisque l'effort tranchant est maximum, contrairement au milieu de la poutre

On doit vérifier les conditions suivantes:

$$\text{GUYON: } b_0 = \frac{ht}{36} + 0,1 = \frac{130}{36} + 0,1 = 0,136 \text{ cm}$$

$$\text{DREUX: } b_0 \geq 9 + \frac{ht}{40} = 9 + \frac{120}{40} = 12 \text{ cm}$$

On prendra :

- En travée:  $b_0 = 15 \text{ cm}$
- Au niveau d'appuis :  $b_0 = 35 \text{ cm}$ .

### 1.4 Le talon :

Ces dimensions doivent être telles qu'on puisse y tous les câbles nécessaires dans l'axe de la travée et que les contraintes de compression à la construction n'excèdent pas la contrainte admissible

Sa largeur  $b_t$  est généralement comprise entre 40 et 70cm, et sa hauteur  $h_t$  compris habituellement entre 10 et 25 cm, donc on adopte

- La largeur  $b_t = 50 \text{ cm}$
- La hauteur et de  $h_t = 25 \text{ cm}$

Le talon présente un plan incliné (gousset), et la valeur de l'inclinaison est normalement comprise entre 1 et 3/2, ce qui est favorable à une bonne mise en œuvre du béton, et conduit à faciliter le relevage des câbles.

La pente du gousset est :  $\text{tg} \varnothing = (2 \cdot h_g / (h_t - b_0)) \leq 3/2$

Don on adopte :

$h_g = 10 \text{ cm}$  en section médiane

$h_g = 4 \text{ cm}$ , en section d'about



## 2. DETERMINATION DU NOMBRE DE POUTRES PAR TRAVEE :

Soit :

$n$  : Nombre des poutres par travée.

$m$  : Distance entre axes des poutres, elle est de l'ordre de 0.90m.

D'après le schéma suivant on a :

$$2.(e_{cor}+e_j+L_{tab}/2)+(n-1).m=L_D$$

Pour notre pont, on a:

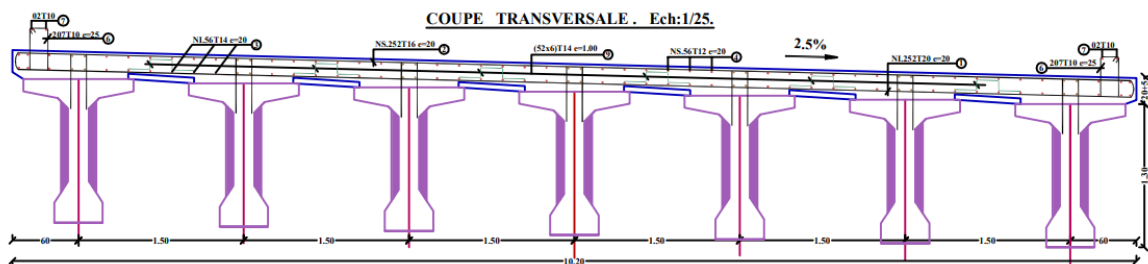
$$L_D=10,20m$$

$$e_{cor}=0,2m$$

$$e_j=0,04m$$

$$(n-1)1,5+2.(0,2+0,04+1/2)=7$$

On prendre:  $n=7$



**Fig.IV.2.Coupe transversal de tablier**

## 3. Epaisseur de l'hourdis :

Ils jouent le **rôle** d'éléments de coffrage pour la partie de plancher coulée en œuvre (dalle, nervure) et participent ou non à la résistance mécanique, à l'isolation thermique et phonique du plancher.

$$E \geq m/15$$

$E$  : L'épaisseur de hourdis.

$m$  : Entraxe des poutres.

$$\text{On a : } E \geq m/15 \rightarrow E \geq 150/15=10$$

Vu que notre pont est dépourvu d'entretoises, l'hourdis assure aussi l'entretoisement transversal d'où son épaisseur est augmentée.

On adopte une épaisseur de 20 cm.

**4. Les caractéristiques de l'ouvrage :**

- La portée de l'ouvrage.....25.25m
- Longueur des poutres précontraintes.....25,70m
- Hauteur des poutres.....1,30m
- Le nombre des poutres dans chaque travée.....7 poutres
- L'entre axe de poutres .....1,5m
- Largeur de la chaussée .....7m
- Largeur des trottoirs .....1,20m
- Largeur totale du pont .....10,40 m
- Épaisseurs du hourdis.....0.20m

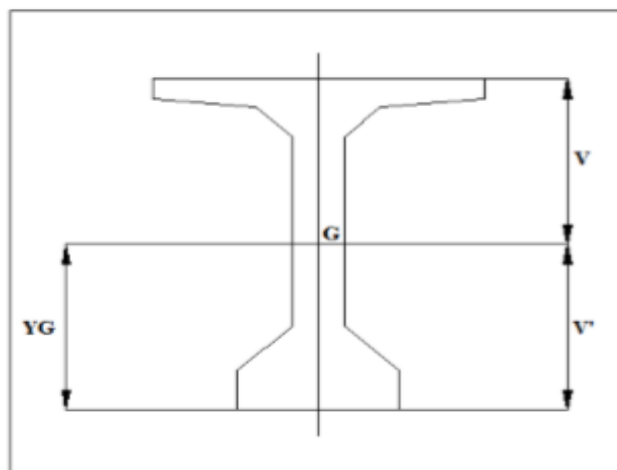
**5. Caractéristiques géométriques des poutres :**

**Notation :**

La surface totale de la poutre (ou poutre avec hourdis), est divisée en surfaces élémentaires. Pour le calcul du moment d'inertie, on utilise le théorème de Huggins annoncé comme suit:

Le moment d'inertie par rapport à un axe ( $\Delta$ ) parallèle à l'axe (x) passant par le centre de gravité est le moment d'inertie par rapport au (x) plus la surface multipliée par le carré de la distance entre les deux axes (x) et ( $\Delta$ ) ; on peut résumer le théorème dans l'expression suivante :

$$I (\Delta)=IG+Bi.Z_i^2$$



▪ **Notation :**

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I/(\Delta)$ : moment d'inertie par rapport à  $\Delta$

$S/(\Delta)$  : Moment statique de la section considérée par rapport à  $\Delta$ .

$V = \frac{S/(\Delta)}{B}$ : Distance du centre de gravité de la fibre inférieure

$I_0$  : moment d'inertie propre de la section considérée.

Pour une section rectangulaire  $I_0 = bh^3/12$

Pour une section triangulaire  $I_0 = bh^3/36$

$IG$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$A_i$  : aire de la section  $i$ .

$Y_i$  : position du c.d.g de la section  $i$  par rapport à l'axe.

La position du centre de gravité (c.d.g) de la poutre est donné par  $Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$

$B$  : section de la poutre.

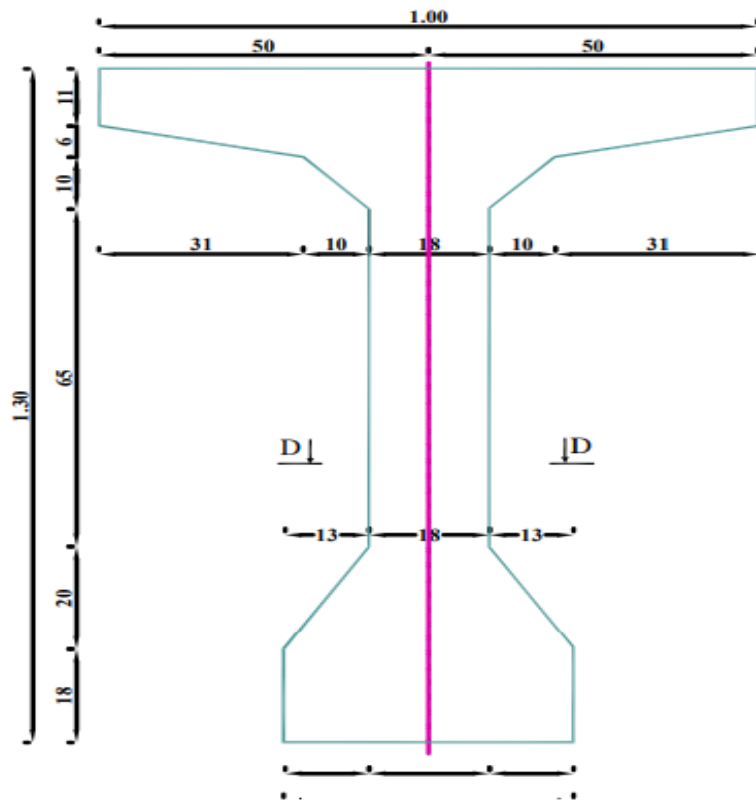
$B(\text{nette}) = B(\text{brute}) - 5\% B(\text{brute})$ .

$S/(\Delta) (\text{nette}) = S/(\Delta)(\text{brute}) - 5\% S/(\Delta) (\text{brute})$ .

$I/(\Delta) (\text{nette}) = I/(\Delta)(\text{brute}) - 10\% I/(\Delta)(\text{brute})$ .

$\rho = IG / (V \cdot V'' \cdot B)$

**5.1. Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée :**



**Fig.IV.3 Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée**

**Tab.IV.1.Caractéristique géométrique de la poutre à mi travée**

| Désignation |     | Dimension |                     |       |            |                                   |                         |
|-------------|-----|-----------|---------------------|-------|------------|-----------------------------------|-------------------------|
|             | x   | Y         | B(CM <sup>2</sup> ) | Z(cm) | S/Δ=BxZ    | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | i/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ |
| 1x1         | 100 | 11        | 1100                | 130   | 143000     | 18308333                          | 18451333                |
| 1x1         | 38  | 6         | 228                 | 116   | 26448      | 4942837                           | 4 969 285               |
| 1x1         | 18  | 95        | 1710                | 56,5  | 96615      | 270543                            | 367 158                 |
| 1x1         | 44  | 18        | 792                 | 9     | 7128       | 2673                              | 9 801                   |
| 1x2         | 31  | 6         | 168                 | 116   | 19488      | 4032314                           | 4 032 314               |
| 1x2         | 10  | 10        | 100                 | 108   | 10800      | 1049760                           | 1 060 560               |
| 1x2         | 13  | 20        | 260                 | 28    | 7280       | 23781                             | 31 061                  |
| B brute     |     |           | 4 358               |       |            |                                   |                         |
| B nette     |     |           | 4 140,1             |       |            |                                   |                         |
| S/Δ brute   |     |           |                     |       | 310 759    |                                   |                         |
| S/Δ nette   |     |           |                     |       | 295 221,05 |                                   |                         |
| I/Δ brute   |     |           |                     |       |            | 28 630 241                        | 28 921 512              |
| I/Δ nette   |     |           |                     |       |            | 27 198 728,95                     | 27 475 436,4            |

$$V'' = S/\Delta/B$$

$$V'' = 310\,759/4\,358 = 71,30\text{cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 130 - 71,30 = 58,7\text{cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$IG = 28\,921\,512 - 310\,759 = 28\,610\,753\text{cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times 28\,610\,753 = 25\,749\,677,7\text{cm}^4$$

$$\text{Le rendement géométrique : } \rho = IG / (V \times V' \times B)$$

$$\rho = 28\,610\,753 / (71,30 \times 58,7 \times 4\,358) = 1,56$$

$$\rho = 1,56$$

**5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis à mi travée :**

**Tab.IV.2 Caractéristiques géométriques de la poutre mi travée avec hourdis.**

|                 | Dimension |    |                     |        |           |                                   |                                      |
|-----------------|-----------|----|---------------------|--------|-----------|-----------------------------------|--------------------------------------|
|                 | x         | y  | B(cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=BxZ   | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> |
| section poutre  |           |    | 4 358               | 65     | 283 270   |                                   | 1225426503                           |
| Section hourdis | 150       | 25 | 3 750               | 142,5  | 534 375   | 36 170 507,8                      | 10887322851,6                        |
| B brute         |           |    | 8108                |        |           |                                   |                                      |
| B nette         |           |    | 7702,6              |        |           |                                   |                                      |
| S/Δ brute       |           |    |                     |        | 817645    |                                   |                                      |
| S/Δ nette       |           |    |                     |        | 776762,75 |                                   |                                      |
| I/Δ brute       |           |    |                     |        |           |                                   | 12112749354,6                        |
| I/Δ nette       |           |    |                     |        |           |                                   | 11507111886,9                        |

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 817645/8108 = 100,84 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 130 - 100,84 = 29,155 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$IG = 12112749354,6 - (817645 \times 100,84)$$

$$IG = 12030298032,8 \text{ cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times IG = 10827268229,5 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 12030298032,8 / (29,155 \times 100,84 \times 8108)$$

$$\rho = 0,504$$

### 5.3.Caractéristique géométrique DE POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURDIS :

**Tab.IV.3. Caractéristique géométrique DE POUTRE DE RIVE A MI-TRAVEE AVEC HOURDIS**

| Désignation     |     | Dimensi<br>on |                       |        |                |                                   |                                      |
|-----------------|-----|---------------|-----------------------|--------|----------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
|                 | x   | y             | B ( cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=BxZ        | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> |
| section poutre  |     |               | 4 358                 | 65     | 283 270        | 28 610 75<br>3                    | 47 023 303                           |
| Section hourdis | 110 | 25            | 2 750                 | 142,5  | 391 875        | 26 525 03<br>9                    | 82 367 226,5                         |
| B brute         |     |               | 7 108                 |        |                |                                   |                                      |
| B nette         |     |               | 6 752,6               |        |                |                                   |                                      |
| S/Δ brute       |     |               |                       |        | 675 145        |                                   |                                      |
| S/Δ nette       |     |               |                       |        | 641 387,7<br>5 |                                   |                                      |
| I/Δ brute       |     |               |                       |        |                |                                   | 129 390 529,5                        |
| I/Δ nette       |     |               |                       |        |                |                                   | 122 921 003,1                        |

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 675\,145 / 7\,108 = 94,98 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 155 - 94,98 = 60,02 \text{ cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V'$$

$$IG = 129\,390\,529,5 - (641\,387,75 \times 94,98)$$

$$IG = 68471521 \text{ cm}^4$$

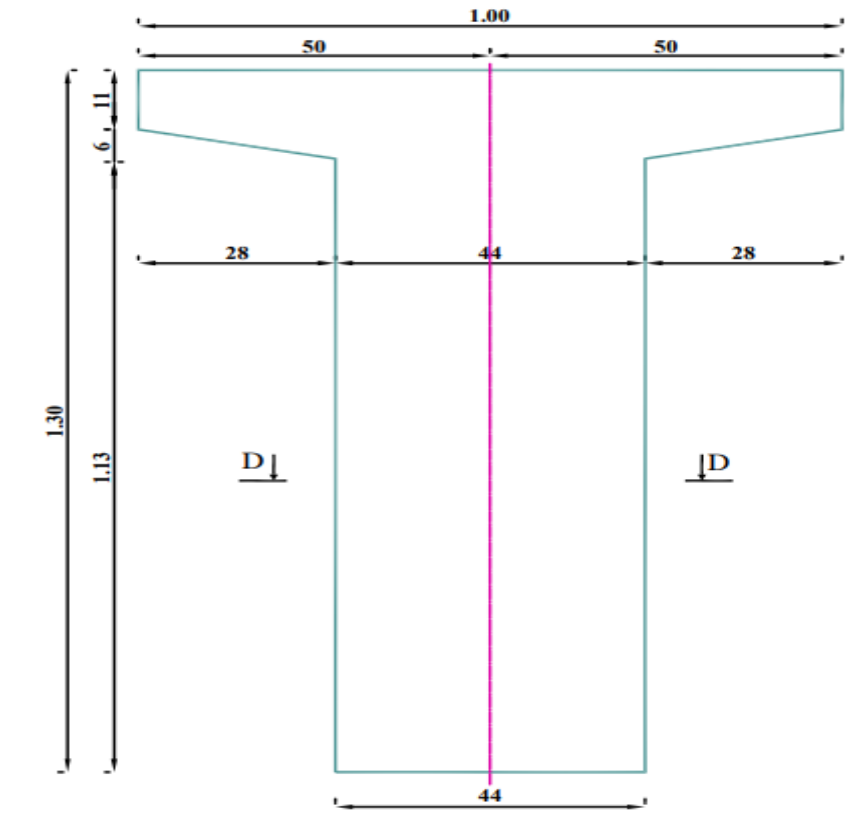
$$I_n = 0,9 \times IG = 61624368,90 \text{ cm}^4$$

$$\text{Le rendement géométrique: } \rho = IG / (V \times V' \times B)$$

$$\rho = 68471521 / (60,02 \times 94,98 \times 7108)$$

$$\rho = 0,68$$

.5.4. Caractéristiques géométriques de la poutre about à mi travée



**Fig.IV.4.Coupe transversale de la poutre d'about à mi travée**

$$V'' = S/\Delta/B$$

$$V'' = 342\,824,5/5\,409 = 63,38\text{cm}$$

$$V = h - V''$$

$$V = 130 - 63,38 = 66,62\text{cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V''$$

$$IG = 35119747,25 - (342\,824,5 \times 63,38)$$

$$IG = 13391530,44\text{cm}^4$$



$$I_n = 0.9 \times I_G = 1252377,36 \text{ cm}^4$$

Le rendement géométrique:  $\rho = I_G / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 13391530,44 / (66,62 \times 63,38 \times 5409)$$

$$\rho = 0,586$$

**Tab.IV.4. Caractéristiques géométriques de la poutre about à mi travée.**

| Désignation | Dimension |    |                       |        |            |                                   |                                      |
|-------------|-----------|----|-----------------------|--------|------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
|             | X         | Y  | B ( cm <sup>2</sup> ) | Z (cm) | S/Δ=BxZ    | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> |
| 1*1         | 100       | 11 | 1100                  | 124 ,5 | 136 950    | 16 081 509,3                      | 17786536,8                           |
| 1*1         | 38        | 6  | 228                   | 14     | 3 192      | 8 689,3                           | 53377,3                              |
| 1*1         | 32        | 95 | 3 040                 | 56,5   | 171 760    | 480 965,6                         | 10185405,6                           |
| 1*1         | 44        | 18 | 792                   | 9      | 7 128      | 2 673                             | 66825                                |
| 1*2         | 31        | 6  | 186                   | 116    | 21 576     | 4 032 314,6                       | 6536130,6                            |
| 1*2         | 3         | 3  | 9                     | 111,5  | 1 003,5    | 346 548,9                         | 458439,15                            |
| 1*2         | 6         | 9  | 54                    | 22,5   | 1 215      | 5 695,3                           | 33032,8                              |
| B brute     |           |    | 5 409                 |        |            |                                   |                                      |
| B nette     |           |    | 5 138,55              |        |            |                                   |                                      |
| S/Δ brute   |           |    |                       |        | 342 824,5  |                                   |                                      |
| S/Δ nette   |           |    |                       |        | 325 683,28 |                                   |                                      |
| I/Δ brute   |           |    |                       |        |            | 20958396                          | 35119747,25                          |
| I/Δ nette   |           |    |                       |        |            | 19910476,2                        | 33363759,88                          |

## 5.5. Caractéristique géométrique de la poutre section about rive avec hourdis:

**Tab.IV.5. Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée :**

| Désignation     | x   | Dimension<br>y | B( cm2)  | Z (cm) | S/Δ=BxZ    | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> |
|-----------------|-----|----------------|----------|--------|------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
| section poutre  |     |                | 5 409    | 63,38  | 342 822,4  |                                   | 35 119 615                           |
| Section hourdis | 150 | 25             | 3 750    | 142,5  | 534 375    | 36 170 508                        | 112 318 945,3                        |
| B brute         |     |                | 9 159    |        |            |                                   |                                      |
| B nette         |     |                | 8 701,06 |        |            |                                   |                                      |
| S/Δ brute       |     |                |          |        | 877 197,4  |                                   |                                      |
| S/Δ nette       |     |                |          |        | 833 337,53 |                                   |                                      |
| I/Δ brute       |     |                |          |        |            |                                   | 224 637 890,6                        |
| I/Δ nette       |     |                |          |        |            |                                   | 213 405 996,1                        |

$$\mathbf{V' = S/\Delta/B}$$

$$\mathbf{V' = 833\,337,53/9159 = 90,98\text{cm}}$$

$$V = h - v' = 150 - 90,98 = 59,02\text{cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V' =$$

$$IG = \mathbf{224\,637\,890,6 - (833\,337,53 \times 90,98)}$$

$$IG = 148\,820\,842\text{cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times IG = 133\,938\,757,8\text{cm}^4$$

Le rendement géométrique:  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 148\,820\,842 / (59,02 \times 90,98 \times 9\,159)$$

$$\rho = 0,492$$

**5.6. Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée :**

**Tab.IV.6. Caractéristiques géométriques de la poutre section d'about + hourdis à mi travée.**

| Désignation     | x   | Dimension | y  | B( cm2)  | Z (cm) | S/Δ=BxZ    | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | I/Δ=I <sub>0</sub> +BxZ <sup>2</sup> |
|-----------------|-----|-----------|----|----------|--------|------------|-----------------------------------|--------------------------------------|
| section poutre  |     |           |    | 5 409    | 63,38  | 342 822,4  | 1339153<br>0,44                   | 35 119 615                           |
| Section hourdis | 110 |           | 25 | 2 750    | 142,5  | 391 875    |                                   | 26 525 039                           |
| B brute         |     |           |    | 8 159    |        |            |                                   |                                      |
| B nette         |     |           |    | 7 751,05 |        |            |                                   |                                      |
| S/Δ brute       |     |           |    |          |        | 734 697,4  |                                   |                                      |
| S/Δ nette       |     |           |    |          |        | 697 962,53 |                                   |                                      |
| I/Δ brute       |     |           |    |          |        |            |                                   | 61 644 654                           |
| I/Δ nette       |     |           |    |          |        |            |                                   | 58 562 421,3                         |

$$V' = S/\Delta/B$$

$$V' = 734\,697,4/8\,159 = 90,04\text{cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 155 - 90,04 = 64,96\text{cm}$$

$$IG = I/\Delta - S/\Delta \times V$$

$$IG = 61\,644\,654 - (734\,697,4 \times 64,96)$$

$$IG = 13\,918\,711\text{cm}^4$$

$$I_n = 0,9 \times IG = 12\,526\,840\text{cm}^4$$

Le rendement géométrique:  $\rho = IG / (V \times V' \times B)$

$$\rho = 13\,918\,711 / (90,04 \times 64,96 \times 8\,159) \quad \rho = 0,291$$

---

# *Chapitre v*

---

---

*Calcul les charges et les  
surcharges*

---

## 1-introduction:

La descente des charges et le Principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, d'ont l'objectif étant de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteur de la structure.

Toute structure étant soumis a des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (Fondation).

Les charges si on à calculer est comme suit:

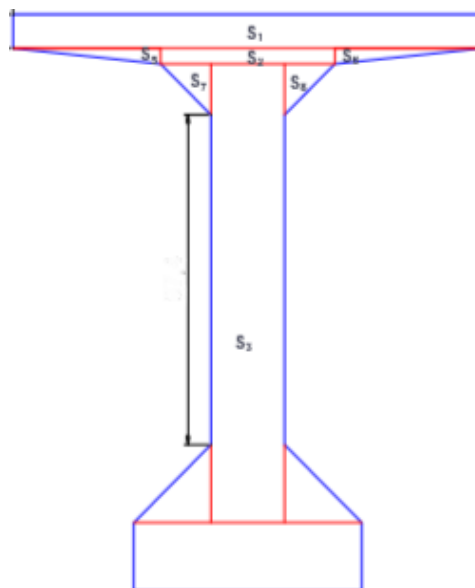
Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G ;

- ✓ La charge routière type A (I) ;
- ✓ La charge routière type : B (Bc, Bt) ;
- ✓ La charge militaire Mc120 ;
- ✓ Convoi exceptionnel : D240 ;
- ✓ Surcharges sur trottoirs : ST ;
- ✓ Vent w ;
- ✓ Température ;
- ✓ Force de freinage ;
- ✓ Séisme.

## 2. Les charges permanentes:

Les charges permanents, notes "G", comprend le poids propre des éléments porteurs, et les poids des éléments incorporés tels que : plafond, sol, enduits et revêtement.

Les cloisons légères sont prises en compte comme une charge permanente uniformément répartie de  $1 \text{ KN/m}^2$ .



## **2.1. Poids propre des poutres :**

On a pour la moitié de la poutre :

$$PS=PS_1+PS_2+PS_3+PS_4+PS_5+PS_6+PS_7+PS_8+PS_9+PS_{10}.$$

Psi= Li x poids volumique BP x la surface de Si

Tell que Li : longueur de la section

$$pS_1=1\times 0,11\times 2,5\times 1=0,275\text{t/ml}$$

$$pS_2=0,38\times 0,06\times 2,5\times 1=0,057\text{t/ml}$$

$$pS_3=0,95\times 0,18\times 2,5\times 1=0,4275\text{t/ml}$$

$$pS_4=0,44\times 0,18\times 2,5\times 1=0,198\text{t/ml}$$

$$pS_5=\frac{(0,31\times 0,06)}{2}\times 2,5\times 1=0,025\text{t/ml}$$

$$pS_6=\frac{(0,31\times 0,06)}{2}\times 2,5\times 1=0,025\text{t/ml}$$

$$pS_7=\frac{(0,10\times 0,10)}{2}\times 2,5\times 1=0,0125\text{t/ml}$$

$$pS_8=\frac{(0,10\times 0,10)}{2}\times 2,5\times 1=0,0125\text{t/ml}$$

$$pS_9=\frac{(0,13\times 0,20)}{2}\times 2,5\times 1=0,0325\text{t/ml}$$

$$pS_{10}=\frac{(0,13\times 0,20)}{2}\times 2,5\times 1=0,0325\text{t/ml}$$

Pour la totalité de la poutre: Ps poutre=1,0975t/ml

$$P_t=1,0975\times 7=7,6825\text{t/ml}$$

## **2.2. Poids propre des dalle:**

$$P_{dalle} = 0,25 \times 10 \times 2,5 \times 1 = 6,25 \text{ t/ml}$$

## **2.3. Poids propre des revêtement et l'étanchéité**

$$pL'\text{étanchéité} = 0,03 \times 10 \times 2,2 \times 1 = 0,66 \text{ t/ml}$$

$$p_{\text{revetement}} = 0,08 \times 7 \times 2,2 \times 1 = 1.232 \text{ t/ml}$$

## 2.4. Poids propre du Trottoir :

### Poid de trottoir :

$$P_{\text{trottoir}} = \frac{(0.17+0.20)}{2} \times 0,85 \times 2,5 \times 1 = 0,40 \text{ t/ml}$$

### Poids des Corniches :

$$P_1 = 0,20 \times 0,10 \times 2,5 = 0,05 \text{ t/ml}$$

$$P_2 = 0,65 \times 0,10 \times 2,5 = 0,1625 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{corniche}} = 0,05 + 0,1625 = 0,2125 \text{ t/ml}$$

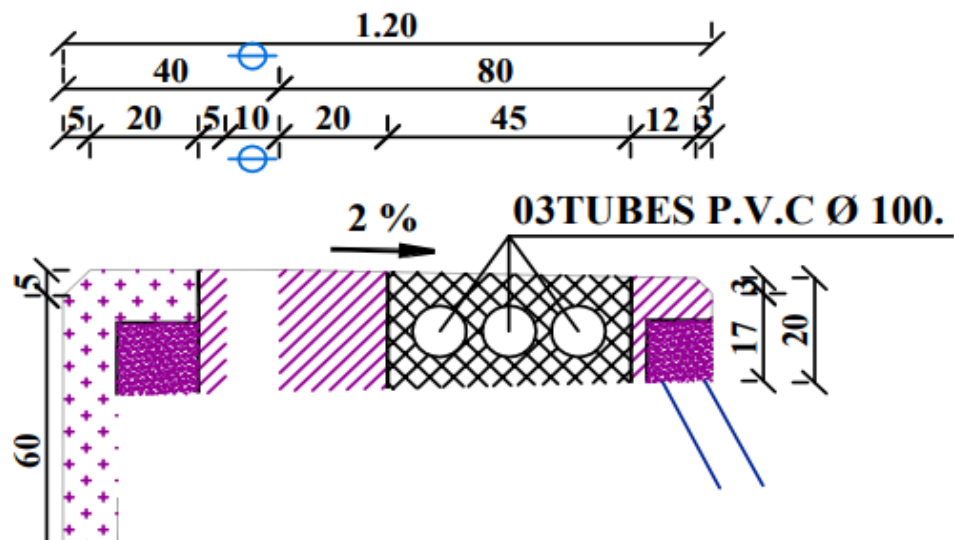


Fig.V.1. Détail de trottoir

### Poids des garde-corps :

$$P_{\text{GC}} = 0,065 \text{ t/ml}$$

### Poids des Glissière de sécurité :

$$P_{\text{G}} = 0,06 \text{ t/ml}$$

## **2.5. Poids totale du tablier :**

$$G_{\text{total}}=7,6825+6,25+0,66+1.232+(0,40\times 2)+(0,2125\times 2)+$$
$$(0,065\times 2)=17,1795\text{t/ml}$$

## **2.6. Moment fléchissant :**

$$G=17,1795\text{t/ml}$$

$$R_1=R_2=R_{\text{GMAX}}=\frac{q.l}{2}=\frac{17,1795\times 25,25}{2}=433,78\text{ t}$$

$$M_{\text{GMAX}}=\frac{q.l^2}{8}=\frac{17,1795\times 25,25^2}{8}=1\,369,12\text{ t}$$

## **3. Surcharges des ponts routiers : fascicule 61 titre II**

### **3.1. Caractéristiques du pont :**

Largeur chargeable : LC = 7 m

Largeur roulable : LR = 8 m

Nombre des voies :

Il est égal à la partie entière de la fraction :  $N=\frac{Lc}{3}=\frac{7}{3}=2,33=2$  voies

❖ Classe du pont :  $LR \geq 7\text{ m} \Rightarrow$  Pont de a première classe

**On distingue :**

- La surcharge de type A (L).
- Système B1 (BC, Br.)
- La surcharge militaire Mc 120.
- la surcharge D 240
- Les surcharges sur trottoirs.
- Les surcharges dus au vent et au séisme.



### 3.2. Système de charge A(l) :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$A(l) = \left[ 230 + \frac{36000}{L + 12} \right]$$

L: la portée

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200m, la chaussée supporte une charge uniforme dans l'intensité est égal au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients résultant de l'application des tableaux suivant :

$a_1$  : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées. Il est donné par le tableau suivant :

**Tab.V.1. Valeurs du coefficient  $a_1$  :**

| Nombre de voies chargées |                  | 1   | 2   | 3   | 4    | $\geq 5$ |
|--------------------------|------------------|-----|-----|-----|------|----------|
| Classe du pont           | 1 <sup>ère</sup> | 1   | 1   | 0,9 | 0,75 | 0,7      |
|                          | 2 <sup>ème</sup> | 1   | 0,9 | -   | -    | -        |
|                          | 3 <sup>ème</sup> | 0,9 | 0,8 | -   | -    | -        |

Donc  $a_1=1$

- La largeur d'une voie  $L_v$  :

$$L_v = \frac{L_c}{n} = \frac{7}{2} = 3,5\text{m}$$

$a_2$  : est calculé comme suit :

$$a_2 = \frac{V_0}{L_v}$$

**Tab.V.2. Valeur de  $V_0$  :**

| Classe du pont   | Valeurs de $V_0$ |
|------------------|------------------|
| 1 <sup>ère</sup> | 3,5              |
| 2 <sup>ème</sup> | 3                |
| 3 <sup>ème</sup> | 2,75             |

$V_0 = 3,5$  (pont 1<sup>ère</sup> Classe)

$$a_2 = \frac{3,5}{3,5} = 1$$

Donc  $a_2=1$

$$A(L) = \left[ 230 + \frac{36000}{25.25 + 12} \right] = 1\,196,4 \text{ kg/m}^2 = 1,196 \text{ t/m}^2$$

**Pour une voie chargée :**

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v \times N$$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 1,196 \times 3,5 \times 1 = 4,186 \text{ t/ml}$$

**Pour deux voies chargées :**  $N=2, a_1=1, a_2=1$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 1,196 \times 3,5 \times 2 = 8,372 \text{ t/ml}$$

Le tableau suivant donne la valeur de A(l) en fonction de nombre de voies chargées :

**Tab.V.3. Valeur de A(l).**

| N <sup>bre</sup> de voies | a <sub>1</sub> | a <sub>2</sub> | A(L)t/m <sup>2</sup> | Largeur des voies | A(L)t/ml |
|---------------------------|----------------|----------------|----------------------|-------------------|----------|
| 1                         | 1              | 1              | 1 196,4              | 3,5               | 4,186    |
| 2                         | 1              | 1              | 1 196,4              | 7                 | 8,372    |

**3.3. Système de charge B :**

- Dans cette système de charge on a trois types :
  - Système de charge Bc se compose de camion types
  - Systémé de charge Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems
  - Système de charge Br se compose d'une roue isolée

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques.

**3.3.1. Système Bc :**

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieu arrière .....12t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement .....10,5 m.
- Largeur d'encombrement .....2,5 m.
- Distance des essieux arrière .....1,50 m.
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu .....2 m.

- Le sous-système B<sub>c</sub> se compose de camions de poids individuel égal à 30 t, soit 300 kN.

On disposera autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation, soit au total deux files de camions pour notre ouvrage.

Le convoi de charges du système B<sub>c</sub> se représente schématiquement comme suit :

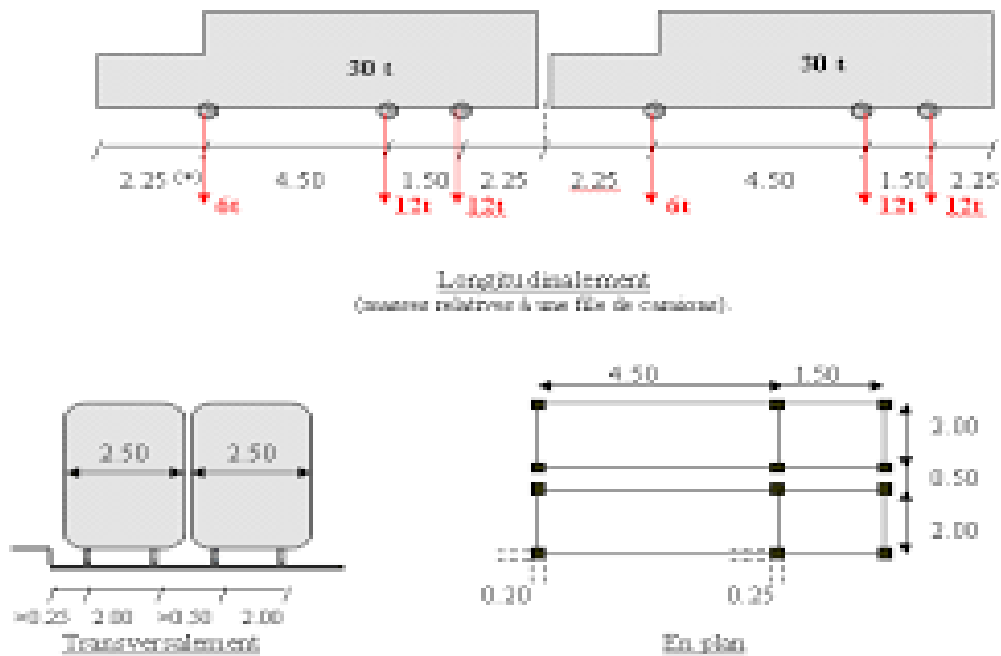


Fig.V.2. Système B<sub>c</sub>.

Il est affecté d'un coefficient de pondération **b<sub>c</sub>** (dégressivité transversale) donné dans le tableau ci-dessous :

Tab.V.4. tableau donnant le coefficient **b<sub>c</sub>** :

| Nombre de files<br>Considérées |             | 1   | 2   | 3    | 4   | ≥ 5 |
|--------------------------------|-------------|-----|-----|------|-----|-----|
| <b>b<sub>c</sub></b>           | 1ère classe | 1,1 | 1,2 | 0,95 | 0,8 | 0,7 |
|                                | 2ème classe | 1,0 | 1,0 | -    | -   | -   |
|                                | 3ème classe | 1,0 | 0,8 | -    | -   | -   |

**Nota** : Les charges du système B<sub>c</sub> sont frappées de majoration dynamique, ce coefficient est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

L : Longueur de la travée.

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge B maximale.

$$L = 25,25 \text{ m}$$

$$G = 433.5 \text{ t.}$$

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = n \text{ camion} \times P \times bc \text{ (Camion de 30t)}$$

Une voie chargée :(bc = 1,2)

$$S1 = 2 \times 30 \times 1,2$$

$$S1 = 72 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 25,25)) + 0,6 / (1 + 4 (433.5 / 72))$$

$$\delta = 1,066 + 0,023 = 1,089$$

Deux voies chargées :(bc = 1,1)

$$S2 = 4 \times 30 \times 1,1$$

$$S2 = 132 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 25,25)) + 0,6 / (1 + 4 (433.5 / 132))$$

$$\delta = 1,066 + 0,021 = 1,108$$

**Tab.V.5. Valeur de B<sub>c</sub>**

| N <sup>bre</sup> de voies | b <sub>c</sub> | Charge par essieux en (t) |                |         |
|---------------------------|----------------|---------------------------|----------------|---------|
|                           |                |                           |                |         |
| 1                         | 1,2            | E.AV                      | 1×6×1,2×1,078  | 7,7616  |
|                           |                | E.AR                      | 1×12×1,2×1,078 | 15,5232 |
| 2                         | 1,1            | E.AV                      | 1×6×1,1×1,087  | 7,1742  |
|                           |                | E.AR                      | 1×12×1,1×1,087 | 14,3484 |

### **3.3.2. Système Bt :**

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

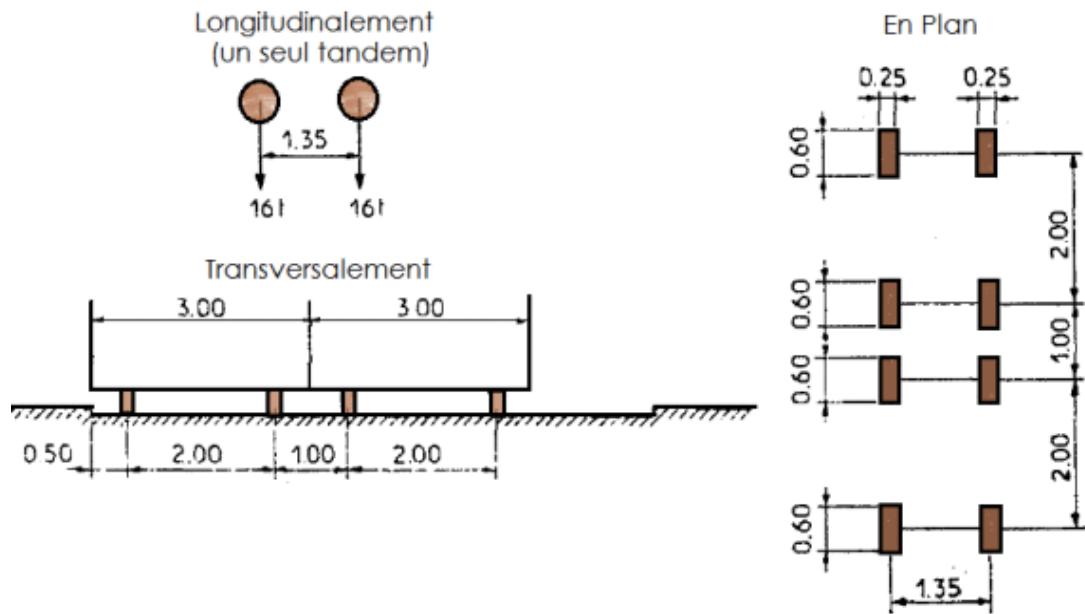


Fig.V.3 :système bt

Les valeurs des charges du système Bt prise en compte son multiplié par le coefficient bt.

Les charges du système Bt sont frappées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + (4(G/S)))$$

$$L = 25,25 \text{ m}$$

$$G = 433.5 \text{ t.}$$

**Tab.V.6. Valeurs du coefficient bt**

| Classe de pont | 1ère Classe | 2ème Classe |
|----------------|-------------|-------------|
| B <sub>t</sub> | 1           | 0,9         |

**Note** : lorsqu'il s'agit d'un pont de la 3ème classe le coefficient b<sub>t</sub> na pas de valeur

b<sub>t</sub> = 1 pour les ponts du première classe.

**Tab.V.7. Valeurs de Bt.**

| Désignation | S  | Bt | $\delta$ | essieu (16t) |
|-------------|----|----|----------|--------------|
| 1 Tandem    | 32 | 1  | 1,071    | 34,272       |
| 2 Tandems   | 64 | 1  | 1,076    | 68,864       |

**3-4-Système militaires  $M_{c120}$ :**

\_Un véhicule type du système  $M_{c120}$  comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

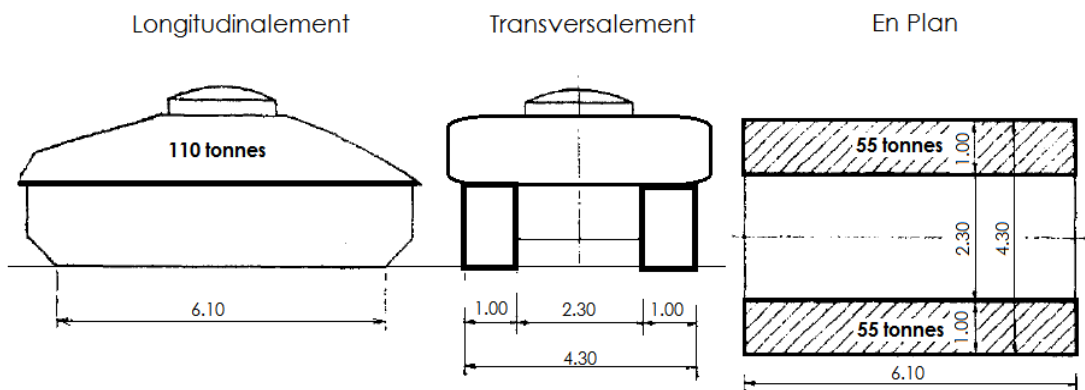
Masse totale .....110t

Longueur d'une chenille.....6,10m

Largeur d'une chenille .....1m

Distance d'axe en axe des deux chenilles.....3,30m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.



**Fig.V.4. Système - MC120.**

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$L = 25,25 \text{ m.}$$

$$G = 433.5 \text{ t.}$$

$$S = 110 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2 \times 25,25)) + 0,6 / (1 + 4 (433.5 / 110))$$

$$\delta = 1,166$$

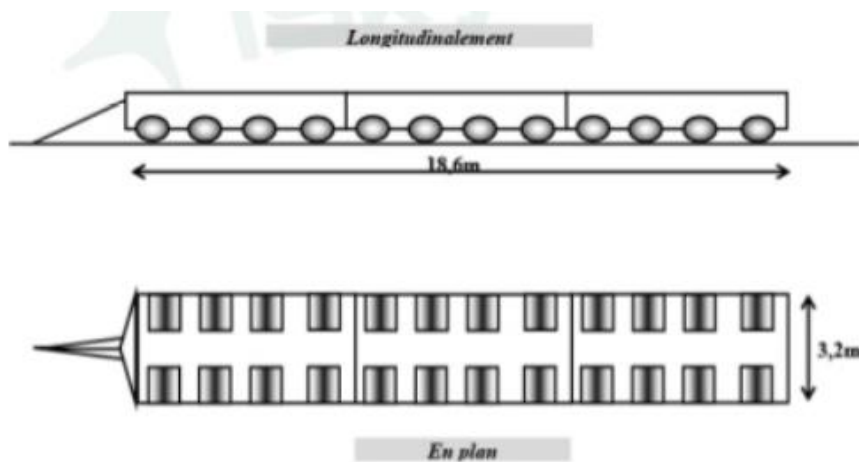
$$Q = 110 \times 1.084 = 128.32t$$

$$Q/ml = 119,24 / 6.1 = 21.03t/ml.$$

### **3.5. Convoi D240 :**

\_\_Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique.

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total



**Fig.V.5.D<sub>240</sub>**

$$Q/ml = 240 / 18.6 = 12,90 \text{ t/ml}$$

### **3.4. Surcharge sur trottoirs :**

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

Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

- Trottoir chargé :  $P1 = 0,15 \times 1,2 = 0,18 \text{ t/ml}$ .
- Trottoirs chargés :  $P2 = 0,2175 \times 0,18 = 0.36 \text{ t/ml}$

### **3.6. Vent :**

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

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

**Remarque :** - P = 2,00 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service

- P = 1,25 KN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction

### **3.7. Température :**

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou de refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de température se réfère à la température moyenne du lieu, soit :  $\Delta T = \pm 10^\circ$

### **3.8. Forces de freinage :**

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de freinage = 2 %  $R_{max}$ , ( $R_{max}$  : la réaction maximale). Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée

L'effort de freinage correspondant à la charge A(L) est égal à :

$$F_f = F \times A(L). \text{ Avec : } F = \frac{1}{20 + 0,0035 \times S} \text{ et } S = L_r \times L \text{ (la surface chargée m}^2\text{)}$$

$$S = 7 \times 10,20 = 71,4$$

$$F = \frac{1}{20 + 0,0025 \times 71,4} = 0,049 \implies F_f = 0,049 \times 1,196 = 0,059 \text{ t/m}^2$$

### **3.9. Le séisme :**

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie. En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et, par conséquent de garantir la sécurité structurelle. Notre ouvrage est classé en zone II.



# Chapitre VI

## Répartition transversale

## Introduction :

Les tabliers des ponts à poutre sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calcul classique ont été proposées. En général, l'étude du tablier est subdivisée en une étude dans le sens transversal et une étude d'une poutre dans le sens longitudinal. La première étude donne un coefficient de répartition transversale (CRT). Dont on le multiplie avec les sollicitations (globales) retrouvées dans le sens longitudinal pour obtenir les sollicitations (moyennes) d'une poutre. Ainsi, on obtient le principe suivant :

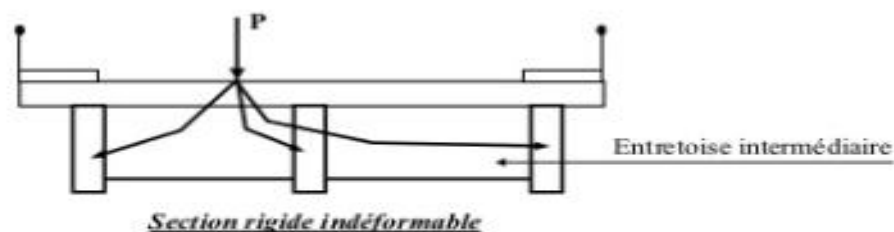
$$\text{Sollicitation moyenne} = \text{CRT} \times \text{Sollicitation globale}$$

Par sollicitation, on se réfère à un moment fléchissant ou à un effort tranchant. Pour déterminer les sollicitations globales, on fait souvent appel aux lignes d'influences puisqu'on peut avoir des charges mobiles. On présente l'étude de la répartition transversale dans un pont à poutre, puis on termine avec le calcul des sollicitations globales et moyennes.

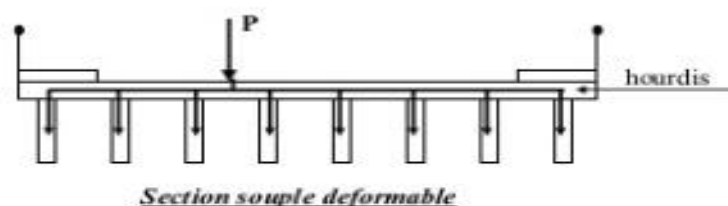
Le rôle principal des entretoises est de répartir les efforts entre les poutres principales. Dans l'absence des entretoises, c'est l'hourdis qui joue le rôle d'entretoisement.

Ainsi, pour déterminer les efforts dans une poutre, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers coefficient correctif appelé coefficient de répartition transversale « CRT ». Celui-ci montre la portion des surcharges transmise sur la poutre considérée.

Les tabliers des ponts à poutre sont des structures tri-dimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées. C'est méthodes sont classées en deux familles, selon que la section transversale peut être considéré comme étant indéformable (figure 1) ou déformable (figure 2).



*Figure 1 :* Principe de répartition transversale pour un pont à poutre avec entretoises intermédiaires → méthode de Courbon.



*Figure 2 :* Principe de répartition transversale pour un pont à poutre sans entretoises intermédiaires → méthode de Guyon-Massonnet.

## 1- Les méthodes utilisent :

### **Etude des tabliers de ponts à section droite indéformable :**

- Méthode de calcul dite « entretoise rigide » due à J\_COURBON.
- Analyse à partir de la théorie de torsion non uniforme.

### **Etude des tabliers de ponts à section droite déformable :**

- La méthode des ossatures plissées
- La méthode de G-MASSONET
- La méthode des matrices transferts de flexion transversale.

## 2- Choix de la méthode :

La méthode de l'entretoisement est défini comme suit :  $I_p I_E$

$$r = \frac{n \cdot a}{2 \cdot l} \cdot \sqrt{\frac{I_p}{I_E}}$$

Avec :

n : nombre des poutres.

a : distance d'entraxe des poutres.

l : portée des poutres.

$I_p$  : Moment d'inertie d'une poutre

$I_E$  : Moment d'inertie d'une entretoise.

Si ( $r < 0,30$ ), la rigidité de l'entretoise est infinie, ce qui fait que la répartition transversale est linéaire, telle est l'hypothèse de J\_COURBON.

Si ( $r \geq 0,30$ ), la rigidité de l'entretoise est finie, ce qui dit que la répartition transversale n'est pas linéaire mais à allure parabolique, dans ce cas on utilisera la méthode de GMASSONET.

## 3- Application à notre projet :

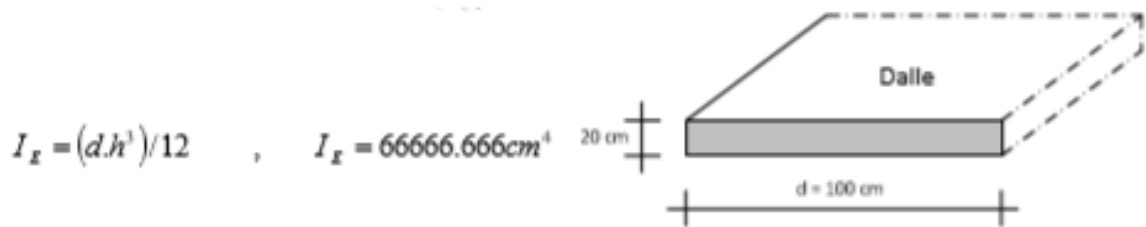
n=7 poutres

a=1.5 m.

l=25.70m.

### Remarque :

1- notre projet ne comporte pas d'entretoises, pour cela, le hourdis jouera le rôle des entretoises. Moment d'inertie d'une entretoise ( $I_E$ ).



2- la poutre préfabriquée présente des sections variables, donc on doit calculer son inertie

moyenne équivalente ( $I_m$ ) qui vaut :  $I_m = I_0 + (I_m - I_0) \cdot \frac{8}{3\pi}$

Avec :

$I_0$ : Moment d'inertie à la section d'about, y compris la dalle.

$I_M$  : Moment d'inertie à la section médiane, y compris la dalle.

$$I_p = 963274,71$$

**Pour une poutre intermédiaire :**

$$r = \frac{7}{2} \cdot \frac{1,5}{25,25} \cdot \sqrt{\frac{96,327471}{6,666676}} = 0,776$$

$r > 0.3$ , donc on utilise la méthode de G-MASSONNET.

### **4. Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET) :**

Lorsque la rigidité notionnelle des éléments d'un pont ne peut être négligée, la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 est mise sous forme de tableaux numérique par Massonnet en 1954. Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseau de poutres.

**Principes fondamentaux de la méthode :**

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce premier principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions).

- Le deuxième principe est d'analyse de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoïdale et de la forme :

$$P' = p \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

$P' = \text{constant}$

$L$  : portée du pont

Les calculs peuvent être affinés en développant en série de Fourier, en fonction de l'abscisse longitudinale.

Sous l'effet de cette charge d'excentricité « e », qui agit sur une parallèle à l'axe du pont, ce dernier prend une déformée de forme :

$$W(x, y) = W_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W_0(x, y) = W_0 \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right)$$

Si la charge était uniformément répartie sur une largeur  $2b$ .

Cette méthode consiste à tracer pour chaque effort interne les lignes d'influence de son coefficient de répartition transversale, et cela, pour différentes excentricités de charge

$$e = \left\{ \pm b ; \pm \frac{3b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \right\} \text{ Pour les 10 sections de la largeur de la dalle.}$$

$$Y = \left\{ \pm b ; \pm \frac{3b}{4} ; \pm \frac{b}{2} ; \pm \frac{b}{4} ; \pm 0 \right\} \text{ Il suffit de prendre la symétrie (ex de 0 à b)}$$

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- leur rigidité à la flexion  $B_p = E \cdot I_p$

- leur rigidité à la torsion  $C_p = G \cdot K_p$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

- leur rigidité à la flexion  $B_E = E \cdot I_E$

- leur rigidité à la torsion  $C_E = G \cdot K_E$

$E$  : Module de Young

$G$  : Module de torsion. Avec  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$   $\nu$  : Coefficient de Poisson

$I_p$  : Moment d'inertie de flexion des poutres.

$K_p$  : Moment d'inertie de torsion des poutres.

$I_E$  : Moment d'inertie de flexion des entretoises.

$K_E$ : Moment d'inertie de torsion des entretoises.

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion : } \begin{cases} \rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E.I_P}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E.I_E}{L_1} \end{cases}$$

$$\text{Rigidité de torsion : } \begin{cases} Y_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G.K_P}{b_1} \\ Y_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G.K_e}{L_1} \end{cases}$$

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux :

- Paramètre de torsion :  $\alpha = \frac{Y_P + Y_E}{2\sqrt{\rho_P + \rho_E}}$
- Paramètre d'entretoisement :  $\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$

Dans le cas de pont à poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, on tracera les lignes d'influences des différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

## 5. Détermination des paramètres de calcul :

- La largeur active est (2b). Le pont est constitué de 7 poutres (n=7) espacées de  $b_0 = 1,50$  m (entre-axe des poutres), donc la largeur active du pont sera

$$2b = n \times b_0 = 7 \times 1,5 = 10,50 \text{ m donc } b = 5,25 \text{ m}$$

**Position active des poutres :**

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

$$(-0.8654b, -0.5769b, -0.2857b, 0, 0.2857b, 0.5769b, 0.8654b)$$

### 5-1 Calcul des paramètres $\alpha$ et $\theta$ :

5.1. Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\Theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

$$B = 5.20 \quad \rho_P = \frac{E.I_P}{b_1}$$

$$L=25.25 \quad \rho_E = \frac{E.I_P}{L_1}$$

Calcul de  $I_p$  : les poutres de notre projet sont à inertie variable.

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

$I_0$  = d'inertie de la section d'about avec hourdis.

$I_m$  = d'inertie de la section à mi-travée avec hourdis.

$$I_0 = 0,13918711 \text{ m}^4$$

$$I_m = 0,12030298 \text{ m}^4$$

$$I_p = 0,13918711 + (0,12030298 - 0,13918711) \cdot \frac{8}{3\pi}$$

$$I_p = 0,1231496323 \text{ m}^4$$

#### Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$\rho_p = \frac{E.I_P}{b_1} = \frac{E \cdot 0,1231496323}{1,5} = 0,082037549E$$

#### Rigidité flexionnelle de la dalle :

$$I_E = I_d = \frac{b \times H^3}{12} = \frac{1 \times 0,2^3}{12} = 6,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = \frac{E.I_E}{L_1} = \frac{E \cdot 0,00067}{1} = 6,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Theta = \frac{b}{L} \cdot \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \Theta = \frac{5,2}{25,25} \cdot \sqrt{\frac{0,082037549E}{6,67 \times 10^{-4}}}$$

$$\Theta = 0,786$$

### 5.2. Calcul du paramètre de torsion $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Y_P + Y_E}{2 \sqrt{\rho_P + \rho_E}}$$

$\gamma_P = C_p / b_1$  = rigidité torsionnelle des poutres par unité de largeur.

$\gamma_E \gamma_D = C_D / I_1$  = rigidité torsionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur.

Avec :

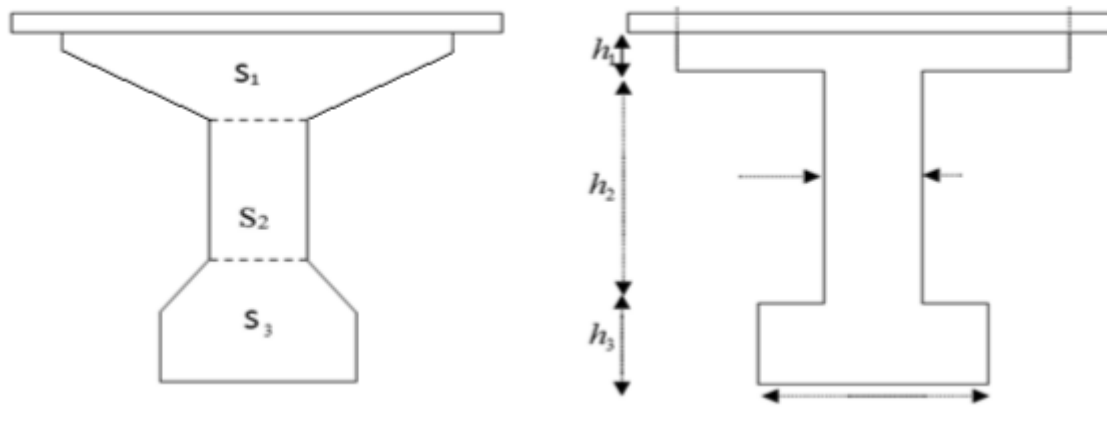
$$C_p = G \times \left[ \sum k_i \cdot a_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{6} \right]$$

a: plus grande dimension

h : plus petite dimension

**Tab.VI.1. Tableau donnant les valeurs de k :**

|     |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| a/b | 1     | 1,2   | 1,5   | 1,75  | 2     | 2,25  | 2,5   | 3     | 4     | 4<    |
| k   | 0,141 | 0,166 | 0,196 | 0,213 | 0,229 | 0,240 | 0,249 | 0,263 | 0,281 | 0,333 |



**Fig.VI.1 : poutre équivalent**

$$S_1 = 1632 \text{ cm}^2 = 100 \times h_1 \rightarrow h_1 = 16,32 \text{ cm}$$

$$S_3 = 1412 \text{ cm}^2 = 44 \times h_3 \rightarrow h_3 = 32,09 \text{ cm}$$

$$h_2 = 130 - (h_1 + h_3) = 130 - 96,92 = 81,59 \text{ cm}$$

Section 1 :

$$\frac{a}{b} = \frac{100}{16,32} = 6,127 \rightarrow \text{interpolation } k = 0,333$$

Section 2 :

$$\frac{a}{b} = \frac{81,59}{65} = 1,25 \rightarrow \text{interpolation } k = 0,166$$

Section 3 :

$$\frac{a}{b} = \frac{44}{32,09} = 1,37 \rightarrow \text{interpolation } k = 0,158$$



$$C_p = \left( (0,333 \times 1 \times 0,16^3 + 0,166 \times 0,81 \times 0,65^3 + 0,158 \times 0,44 \times 0,32^3 + \frac{1 \times 0,2^3}{6}) \times G \right)$$

$$C_p = (0,00136 + 0,036 + 0,00227 + 0,00133) \times G$$

$$C_p = 0,04096G$$

$$C_D = C_E = \frac{1}{6} \times a \times b^2 \times G = 0,166 \times 1 \times 0,2^3 \times G = 0,00133G$$

$$\gamma_p = C_p / b_1 = 0,04096G / 0,9 = 0,04551G$$

$$\gamma_E = C_E / l_1 = 0,00133G / 1 = 0,00133G$$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \text{ avec } \vartheta = 0,2$$

$$G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} = \frac{E}{2(1+0,2)} = \frac{E}{2,4}$$

$$\gamma_p = 0,04551 \times \frac{E}{2,4} = 1,89 \times 10^{-2} E$$

$$\gamma_E = 0,00133 \times \frac{E}{2,4} = 5,54 \times 10^{-4} E$$

Donc on a :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \cdot \rho_E}} = \frac{1,89 \times 10^{-2} E + 5,54 \times 10^{-4} E}{2\sqrt{0,082037549 E \times 6,67 \times 10^{-4}}} = \frac{0,19454}{0,014794464} = 0,31$$

$$\alpha = 0,31$$

## 6- Répartition transversale des moments fléchissant :

Les valeurs de k pour  $\alpha = 0$  ;  $\alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de Guyon-Massonet Pour une valeur intermédiaire il y'a lieu d'interpoler.

Pour un calcul rigoureux de k dans le cas où  $0 \leq \alpha \leq 1$  on utilisera les formules d'interpolation d'après Sattler.7

$$\text{Si } 0 \leq \theta \leq 0,1 \quad k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0,05}$$

$$\text{Si } 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^\beta$$

$$\text{Si } 1 \leq \theta \leq 2 \quad k\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{0,5}$$

$$\text{Avec } \beta = 1 - e^{(0,065 - \theta)/0,663} \text{ est notre cas } \beta = 0,662$$

Après avoir tracé les lignes d'influences, on dispose convenablement les surcharges. On a pour les surcharges concentrées :

$$k = \left( \sum p_i \times \frac{k_i}{\sum p_i} = \sum k_i / n \right)$$

$k_{moy} =$  (surface de la ligne d'influence surchargée/largeur surchargée)

La surface est calculée par la méthode de Simpson ou des trapèzes On calcul le moment fléchissant réel avec cette formule :

$$M = k_{moy} \times m_0$$

Lorsque la valeur de  $\theta$  ne figure pas sur les tables de (G.MASSONNET), les valeurs de  $k_0$  et  $k_1$  doivent subir une interpolation (voire l'annexe).

$$\theta_0 \leq \theta \leq \theta_1 \quad k_\theta = k(\theta_0) + \left( \frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0} \right) (k(\theta_1) - k(\theta_0))$$

**Tableau donnant les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0.786$**

| $y/e$ | -b      | -3b/4   | -b/2   | -b/4   | 0       | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
|-------|---------|---------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|
| 0     | -0,2221 | 0,4808  | 1,0598 | 1,6962 | 1,9009  | 1,6269 | 1,0598 | 0,4208 | 0,2221 |
| b/4   | -0,4737 | 0,0253  | 0,5462 | 1,1032 | 1,6269  | 1,8896 | 1,6262 | 1,0865 | 0,4841 |
| b/2   | -0,4784 | -0,1834 | 0,1415 | 0,5467 | 1,0598  | 1,6262 | 2,0356 | 2,0379 | 1,8749 |
| 3b/4  | -0,3803 | -0,3168 | 0,1834 | 0,0253 | 0,4208  | 1,0865 | 2,0379 | 3,1257 | 4,0942 |
| b     | -0,2553 | -0,3803 | 0,4784 | 0,4737 | -0,2221 | 0,4841 | 1,8749 | 4,0942 | 6,9924 |

**Tab.VI.2. les valeurs de  $k_0$  pour  $\theta=0.786$**

**Tableau donnant les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta=0.786$**

| $y/e$ | -b     | -3b/4  | -b/2   | -b/4   | 0      | b/4    | b/2    | 3b/4   | b      |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0     | 0,6374 | 0,7821 | 0,982  | 1,2226 | 1,3687 | 1,2226 | 0,982  | 0,7819 | 0,6374 |
| b/4   | 0,4042 | 0,5201 | 0,6895 | 0,933  | 1,2226 | 1,4218 | 1,3342 | 1,1557 | 1,0044 |
| b/2   | 0,2625 | 0,3505 | 0,4831 | 0,6895 | 0,982  | 1,3342 | 1,614  | 1,6267 | 1,5551 |
| 3b/4  | 0,1788 | 0,2465 | 0,3505 | 0,5201 | 0,7821 | 1,1557 | 1,6267 | 2,0785 | 2,328  |
| b     | 0,1254 | 0,1788 | 0,2625 | 0,4042 | 0,6374 | 1,0044 | 1,5551 | 2,328  | 3,2957 |

**Tab.VI.3. les valeurs de  $k_1$  pour  $\theta=0.786$**

**les valeurs de  $\kappa\alpha$  pour  $\theta=0.786$  :**

|                 |          |          |         |         |         |         |         |         |         |
|-----------------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $\theta=0,786$  | -5.25    | -3.9375  | -2.625  | -1.3125 | 0       | 1.3125  | 2.625   | 3.9375  | 5.25    |
| $Y \setminus e$ | -b       | -3b/4    | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| 0               | 0,1737   | 0,61955  | 1,02397 | 1,47811 | 1,65582 | 1,44072 | 1,02397 | 0,58709 | 0,41335 |
| 1.3125          | -0,06943 | 0,25316  | 0,61219 | 1,02482 | 1,44072 | 1,67418 | 1,49173 | 1,11837 | 0,7237  |
| 2.625           | -0,13722 | 0,06246  | 0,29881 | 0,61246 | 1,02397 | 1,49173 | 1,84145 | 1,84854 | 1,72763 |
| 3.9375          | -0,12283 | -0,0574  | 0,26035 | 0,25316 | 0,58718 | 1,11837 | 1,84854 | 2,64346 | 3,28086 |
| 5.25            | -0,07999 | -0,12283 | 0,37898 | 0,4417  | 0,1737  | 0,7237  | 1,72763 | 3,28086 | 5,29007 |

**Tab.VI.4. les valeurs de  $\kappa\alpha$  pour  $\theta=0.786$**

**Les valeurs de  $\kappa\alpha$  pour les positions actives des poutres**

|                 |          |          |         |         |         |         |         |         |         |
|-----------------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| $\theta=0,786$  | -5,2     | -3,9     | -2,6    | -1,3    | 0       | 1,3     | 2,6     | 3,9     | 5,2     |
| $Y \setminus e$ | -b       | -3b/4    | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4     | b/2     | 3b/4    | b       |
| $p_4=0$         | 0,1737   | 0,61955  | 1,02397 | 1,47811 | 1,65582 | 1,44072 | 1,02397 | 0,58709 | 0,41335 |
| 1,512           | -0,08048 | 0,22207  | 0,56111 | 0,95761 | 1,37279 | 1,64444 | 1,54874 | 1,23739 | 0,88734 |
| 3               | -0,13279 | 0,02554  | 0,28696 | 0,50179 | 0,88944 | 1,37674 | 1,84364 | 2,09338 | 2,20603 |
| 4,489           | -0,10342 | -0,08704 | 0,31409 | 0,33856 | 0,39987 | 0,93958 | 1,79377 | 2,93221 | 4,19103 |

**Tab.VI.5. Les valeurs de  $\kappa\alpha$  pour les positions actives des poutres**

**7-Les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges :**

| Moments à X = 0.5L |          |        | Poutre 4 |         | Poutre 5 |          | Poutre 6 |         | Poutre 7 |         |
|--------------------|----------|--------|----------|---------|----------|----------|----------|---------|----------|---------|
| Cas de charges     |          | M0     | Kα       | M0      | Kα       | M0       | Kα       | M0      | Kα       | M0      |
| 2 trottoirs        |          | 2.634  | 0.14988  | 0.3947  | 0.1885   | 0.4966   | 0.3487   | 0.9187  | 0.5768   | 1.5193  |
| A(L)               | 2 voies  | 63.137 | 1.2043   | 76.0371 | 1.1357   | 71.7072  | 0.9930   | 62.6956 | 0.86808  | 54.8079 |
| bc                 | 1 fille  | 28.33  | 1.3432   | 38.0528 | 1.305    | 36.9706  | 1.1152   | 31.5961 | 0.8974   | 25.4239 |
|                    | 2 fille  | 52.884 | 1.3432   | 71.0337 | 1.305    | 69.0136  | 1.1152   | 58.9809 | 0.8974   | 47.4591 |
| bt                 | 1 tandem | 22.313 | 1.2956   | 28.9096 | 1.3266   | 29.6010  | 1.1872   | 26.4902 | 1.0139   | 22.6249 |
|                    | 2 tandem | 45.123 | 1.2956   | 58.4631 | 1.3266   | 59.8615  | 1.1872   | 53.5704 | 1.0132   | 45.7538 |
| Mc120              |          | 64.582 | 1.2161   | 78.5433 | 1.3652   | 88.1673  | 1.4009   | 90.4780 | 1.3529   | 87.3729 |
| D240               |          | 90.6   | 1.51816  | 137.54  | 1.4429   | 130.7294 | 1.0930   | 99.0276 | 0.6681   | 60.5352 |

**Tab.IV.5. les valeurs réelles des moments fléchissant longitudinaux dus aux surcharges**

**1-Combinaisons des charges pour le B.A.E.L :**

**1-1-Combinaisons des moments à L'E.L.U :**

| ELU                  | POUTRE 4 | POUTRE 5 | POUTRE 6 | POUTRE 7 |
|----------------------|----------|----------|----------|----------|
| 1.35G+1.6 (AL+TRT)   | 661.65   | 657.4288 | 648.8393 | 641.55   |
| 1.35G+1.6 (BC+TRT)   | 586.92   | 622.69   | 617.73   | 612.1679 |
| 1.35G+1.6 (BT+TRT)   | 678.84   | 633.38   | 629.07   | 623.85   |
| 1.35 (G+MC) +1.6TRT  | 691.88   | 705.04   | 708.84   | 705.60   |
| 1.35 (G+D240) +1.6TR | 771.53   | 762.50   | 720.38   | 669.37   |

**Tab.IV.6. les combinaisons à l'E.LU**

## 1-2-Combinaisons des moments à L'E.L.S :

| ELS                   | POUTRE 4 | POUTRE 5 | POUTRE 6 | POUTRE 7 |
|-----------------------|----------|----------|----------|----------|
| <b>G+1.2 (AL+TRT)</b> | 525.21   | 520.14   | 509.83   | 501.09   |
| <b>G+1.2 (BC+TRT)</b> | 479.637  | 478.46   | 472.51   | 465.83   |
| <b>G+1.2 (BT+TRT)</b> | 468.66   | 469.61   | 466.39   | 462.47   |
| <b>G+MC+1.2TRT</b>    | 512.51   | 522.26   | 525.08   | 522.69   |
| <b>G+D240+1.2TRT</b>  | 571.51   | 564.82   | 533.63   | 495.85   |

**Tab.IV.7. les combinaisons à l'E.L.U**

**La poutre la plus sollicitée étant la poutre N° : 04**

$$M_{\max} = 1.35 (G+D240) + 1.6TRT = 771.53t$$

---

# *Chapitre VII*

---

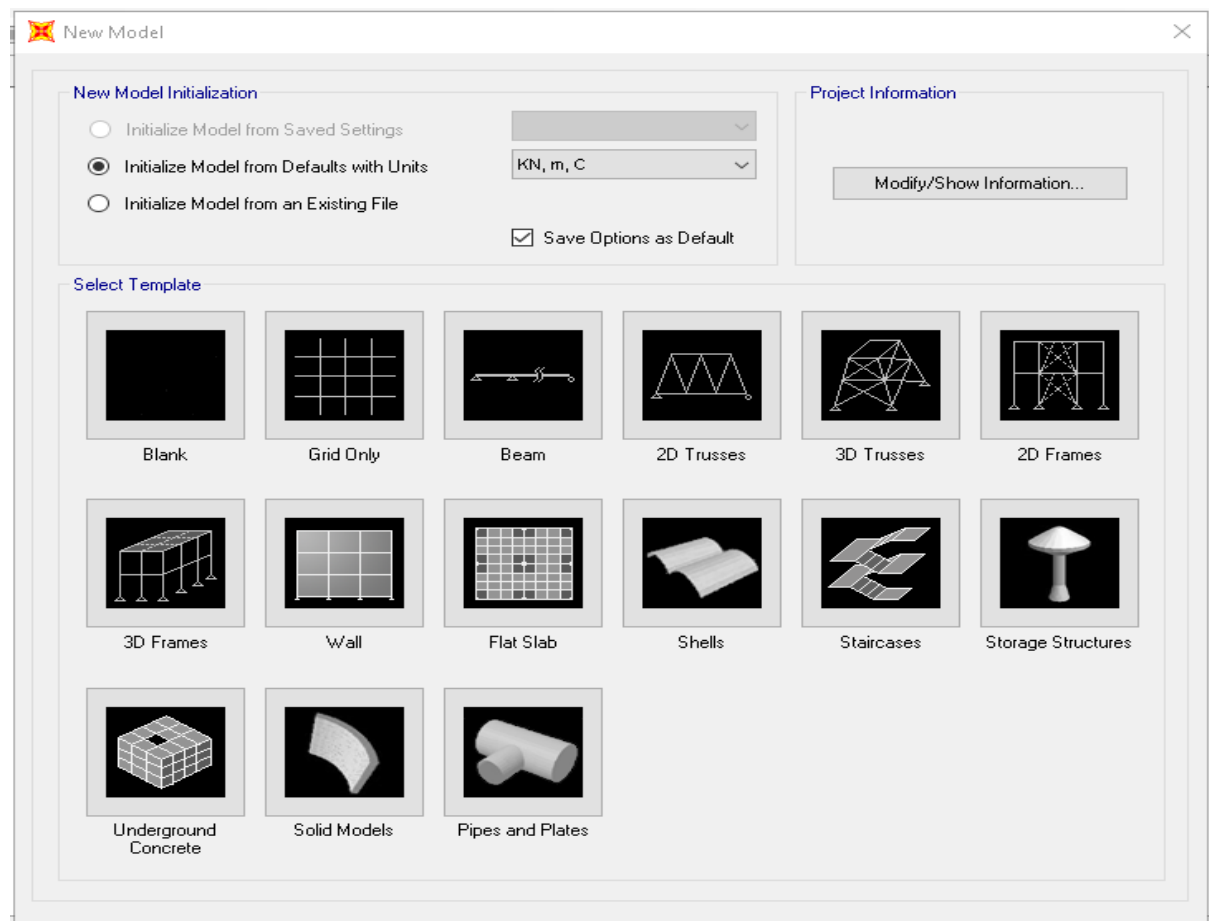
## Modalisation de Tablier

## 1-Introduction :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes, édité par Computers & Structures Inc. Dans SAP2000, les trois premières lettres signifient Structural Analysés Program (programme d'analyse structurelle).

Ce logiciel, qui en est à sa dix-huitième édition, est fréquemment utilisé par les ingénieurs civils lors de la conception et l'analyse de ponts, d'édifice et de barrage, etc.

Le logiciel est utilisé pour les structures en béton armé, charpente métallique ou autres matériaux de construction et sous n'importe quelle forme de chargement : ponctuel, linéaire, surfacique.... Le logiciel traite plusieurs types de chargement statique (poids propre de la structure et charges d'exploitation) ou dynamique (séisme, explosion...). De plus, il dispose de plusieurs réglages pour les différentes vérifications : Eurocode, règlements américains et autres.



**Fig.1: Bibliothèque des structures du SAP 2000.**

## 1.1. Analyse statique linéaire :

L'analyse statique linéaire est la méthode d'analyse par défaut de structure 3D SkyCiv utilise pour analyser les structures. Par rapport à l'analyse non-linéaire, analyse linéaire est une méthode efficace pour résoudre une structure telle qu'elle prend la structure de se comporter d'une manière élastique.

Analyse statique linéaire a deux hypothèses principales:

- Le comportement de la structure est linéaire (doit obéir à la loi de Hooke).
- Les forces sont linéairement proportionnelles à la déformation. Si vous doublez les charges, la réponse (déplacements, souches, stress) également double. Le stress est proportionnel à la déformation.
- Lorsque le chargement est enlevé le matériel doit revenir à sa forme originale. (Pas de déformation plastique).
- Les conditions aux limites ne varient pas lors de l'application des charges.
- La charge est statique :
- Intensité et la direction ne change pas avec le temps.
- Toutes les charges sont appliquées lentement et progressivement jusqu'à ce qu'ils atteignent leurs grandeurs complètes. propriétés et d'amortissement sont inertiels ignorées en raison de petites accélérations et négligeablement vitesses.
- Temps des charges variant qui induisent des forces d'inertie et / ou d'amortissement considérables peuvent justifier une analyse dynamique.
- Souvent, analyse linéaire est suffisante pour la solution de la plupart des structures avec les structures elles-mêmes supposés avoir de petites déformations. Notez que les codes de conception modernes sont rédigés de telle manière qu'il y ait un facteur important de la sécurité représentaient déjà dans la conception d'un élément structurel. Cela le rend idéal pour une majorité de la structure des structures. Étant donné que les hypothèses sont élastiques, ce qui rend les structures qui sont faits de matériaux Hooke comme l'acier le plus idéal.

## 1.2. Analyse P-Delta :

la théorie est choisie alors seulement P- $\Delta$  les effets sont considérés. Dans les deux cas, un P-Delta L'analyse est en cours d'exécution. P-Delta Analyse P-Delta L'analyse est particulièrement importante pour le déplacement latéral, à plusieurs étages, la construction de structures en situation d'une charge de gravité. Ces effets se trouvent dans les membres latéraux d'une résistante structure de, à savoir, cadres rigides, des murs de contreventement, entretoisement, etc. Un exemple de P-Delta l'effet est lorsqu'une structure haute est soumise à un déplacement latéral critique, et en raison de...

## 1-3-Les étapes de calcul se résument en ce qui suit :

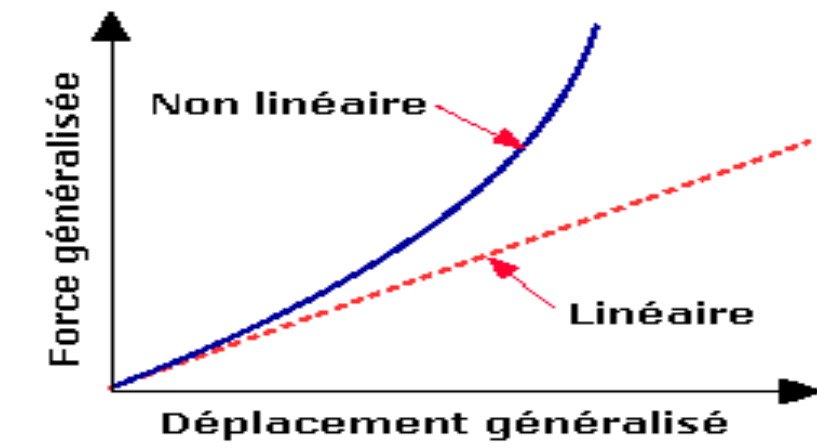
- Calcul des déformations sous le cas de charge initial.
- Calcul des charges secondaires dus aux déplacements des nœuds associés aux efforts normaux. Ces niveaux vecteurs de charges sont ajoutés aux vecteurs de charges initiales.
- Calcul des déformations et des déformations et des efforts avec la même matrice de rigidité sous l'effet du vecteur force corrigé.



#### 1-4-Analyse statique non linéaire :

L'analyse non linéaire consiste à appliquer les charges de façon incrémentale. Cela signifie que les charges ne sont pas prises en compte à un instant donné dans les calculs, mais qu'elles augmentent graduellement et que les états d'équilibre successifs sont résolus.

Le comportement non-linéaire d'une structure peut être lié à un simple élément de la structure (non-linéarité structurelle ou matérielle) ou dû au rapport non-linéaire entre les efforts et la déformation de la structure entière (non-linéarité géométrique).



Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Les déplacements dus aux charges appliquées sont calculés.
- Des corrections basées sur la géométrie déformée sont alors apportées aux matrices de rigidité des éléments et une nouvelle matrice globale est reconstruite
- Les vecteurs de charges sont révisés pour inclure les effets secondaires de ces déplacements.
- Le nouveau système d'équation est résolu pour donner de nouveaux déplacements.
- Les efforts sur les éléments et les réactions d'appuis sont alors calculées à partir de ces nouveaux déplacements.
- L'algorithme étant itératif, l'utilisateur peut spécifier le nombre d'itérations requis sachant que le temps d'exécution augmente avec le nombre d'itérations.

#### 1-5-Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans SAP 2000 comporte l'analyse modale, l'analyse modale spectrale et l'analyse temporelle.

### 1.5.1. Analyse modale :

L'analyse modale est l'étude des propriétés dynamiques des structures linéaires, basée sur des tests structuraux ou sur la simulation basée sur l'analyse par éléments finis. Ces propriétés dynamiques incluent les fréquences de résonance (également appelées "fréquences naturelles" ou "fréquences propres") et les modes structuraux (ou "modes propres"). Les propriétés dynamiques dépendent de la masse, de la rigidité et de la répartition de l'amortissement sur la structure et déterminent le comportement vibratoire des structures lors d'une exposition à des charges opérationnelles. Toute déformation d'un système structural linéaire peut être exprimée sous forme de combinaison linéaire des modes structuraux, qui forment une base de vecteur orthonormée.

### 1.5.2. Analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### A .Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### B .Hypothèses de calcul :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

### 1.5.3. Analyse dynamique temporelle :

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, SAP 2000 offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base). Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson- $\alpha$  avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse). Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

## 2. Modélisation :

Pour l'évaluation du comportement global de structures en béton armé par l'analyse pushover, plusieurs modèles analytiques bidimensionnels, sont considérés dans cette étude. Le programme SAP2000 est considéré comme l'un des programmes qui facilitent l'exécution de ce type d'analyse, dans ce chapitre, les principes et les caractéristiques de ce programme lors de l'analyse pushover sont détaillées.

Étant donné que l'ouvrage isostatique avec deux travées indépendantes, on étudiera une seule travée. Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyées sur un appui simple de côté et d'autre côté sur un appui double, la dalle comme un élément coque (SHELL).

### 2.1. Les étapes de Modélisation :

#### 2.1.1. Choix de l'unité :

Quand on a ouvert le programme sap2000 dans l'icône inférieure à droite on choisit Ton.m.c (tonne –mètre –Celsius)



**Fig.VII.1. choix de l'unité**

## 2.1.2. Création de la structure :

En choisissant un modèle dans la bibliothèque de sap2000 le menu FILE/NEW MODEL, la boîte suivante s'affiche :

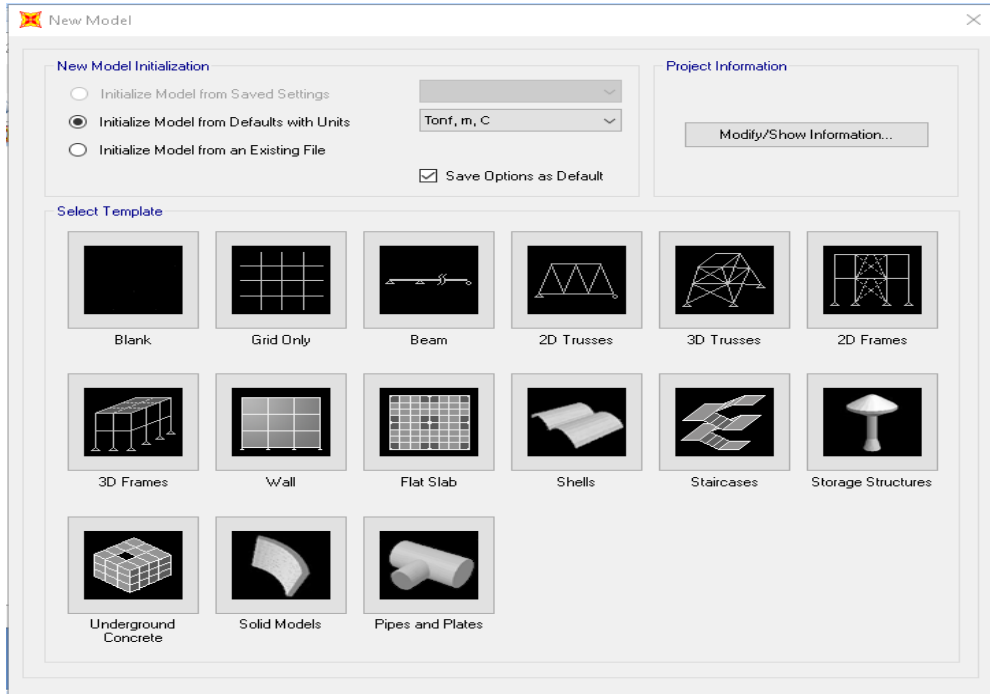


Fig.VII.2. choix le type de model selon le type de structure

## 2.1.3. Introduire les coordonnées de la structure :

Cliquez à droite par la main de → souris → Edite Grid Data → Modify / show system

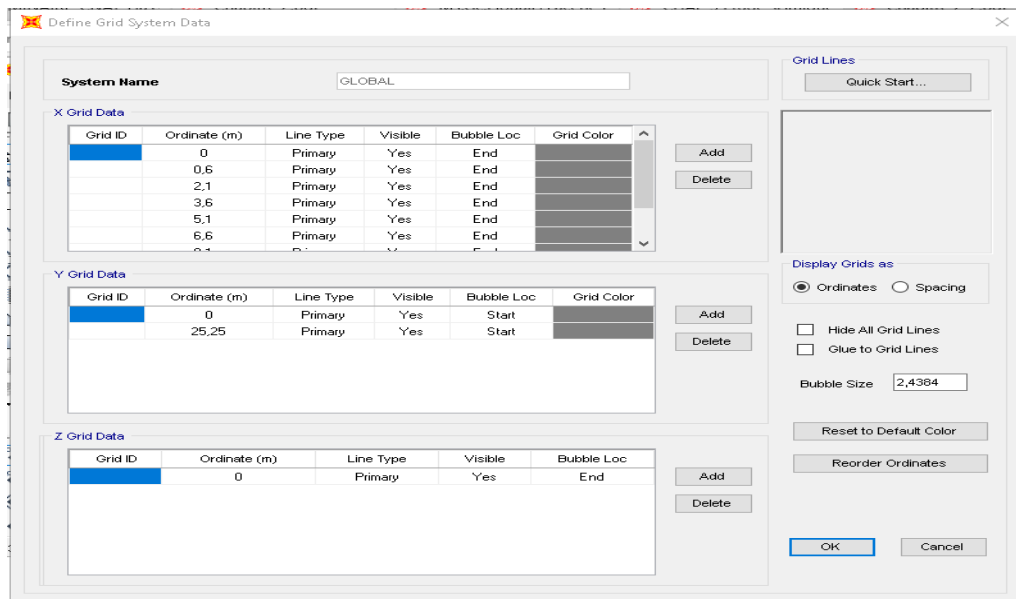


Fig.VII.3. introduire les coordonnées de la structure

## 2.1.4. Choix du matériau :

Afficher la boîte de dialogue Define → Materials.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques et élastiques du matériau des éléments de la structure à modéliser.

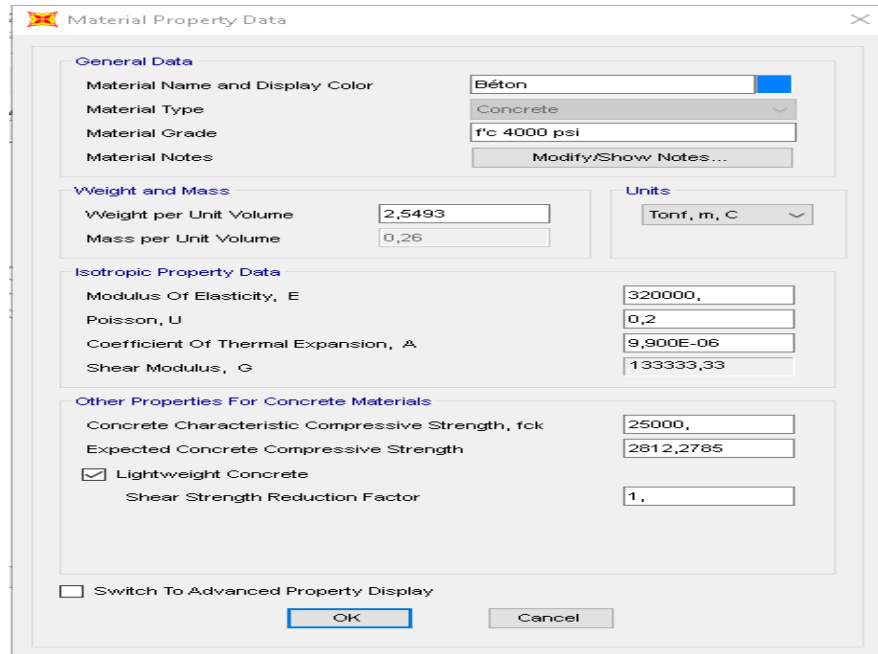


Fig.VII.4. choix le matériau et son caractéristiques

## 2.1.5. Choix de type d'élément :

Les poutres :

Afficher la boîte de dialogue (Define → Frame section → Add New property ).

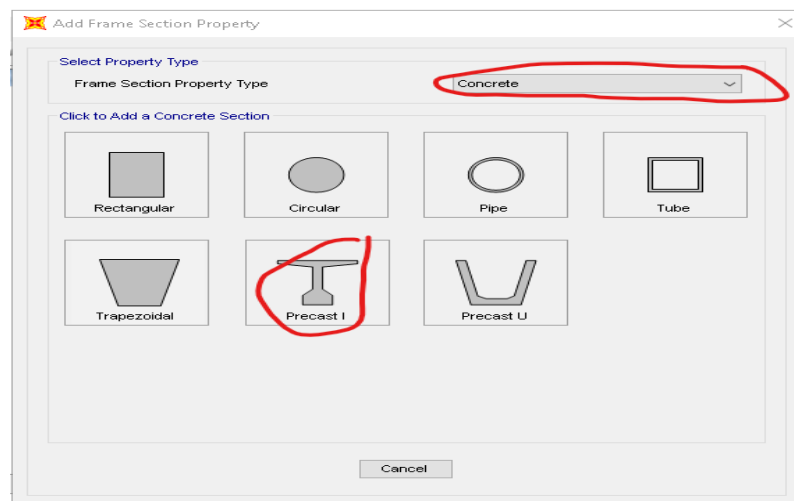
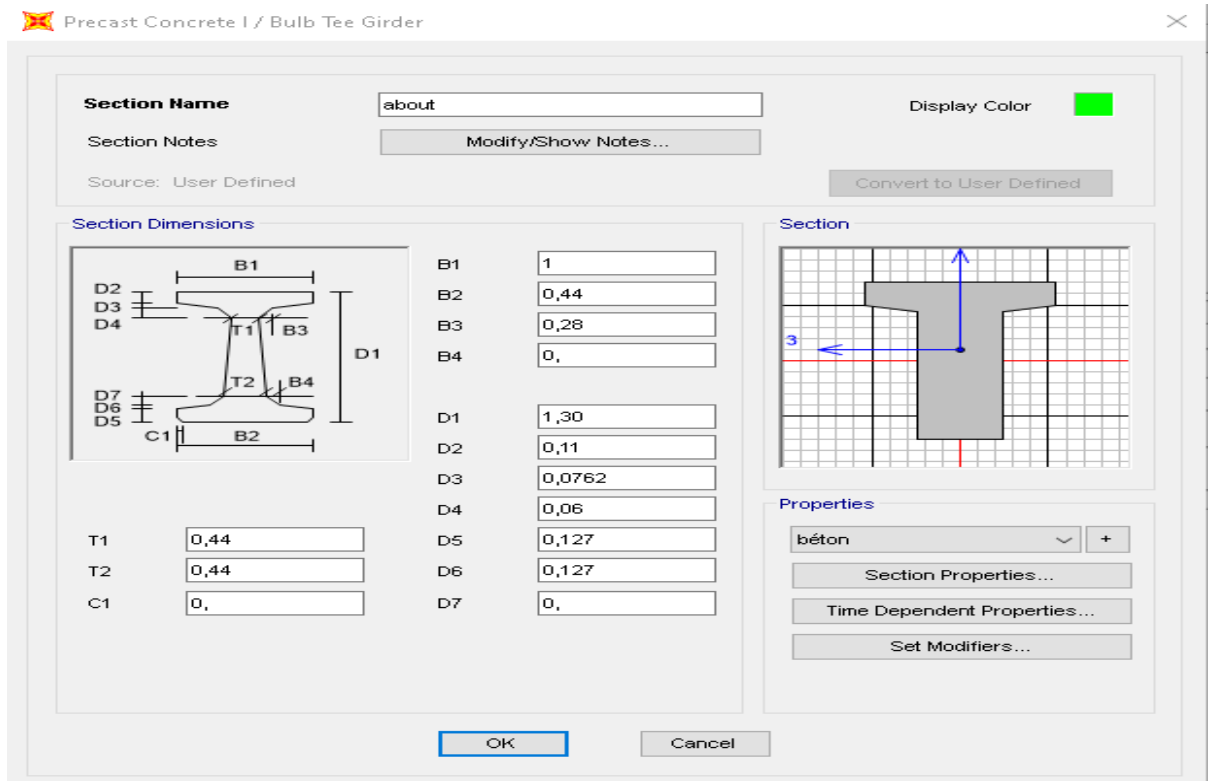
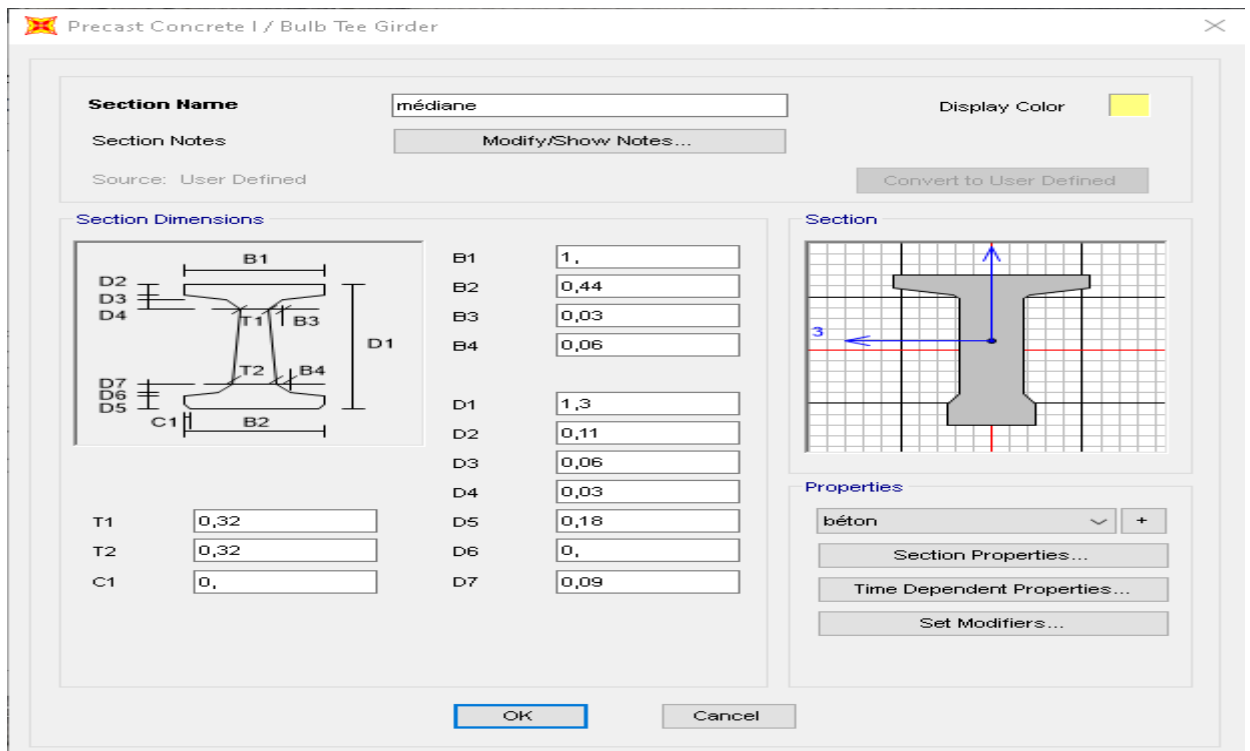


Fig.VII.5. Choix de type d'élément

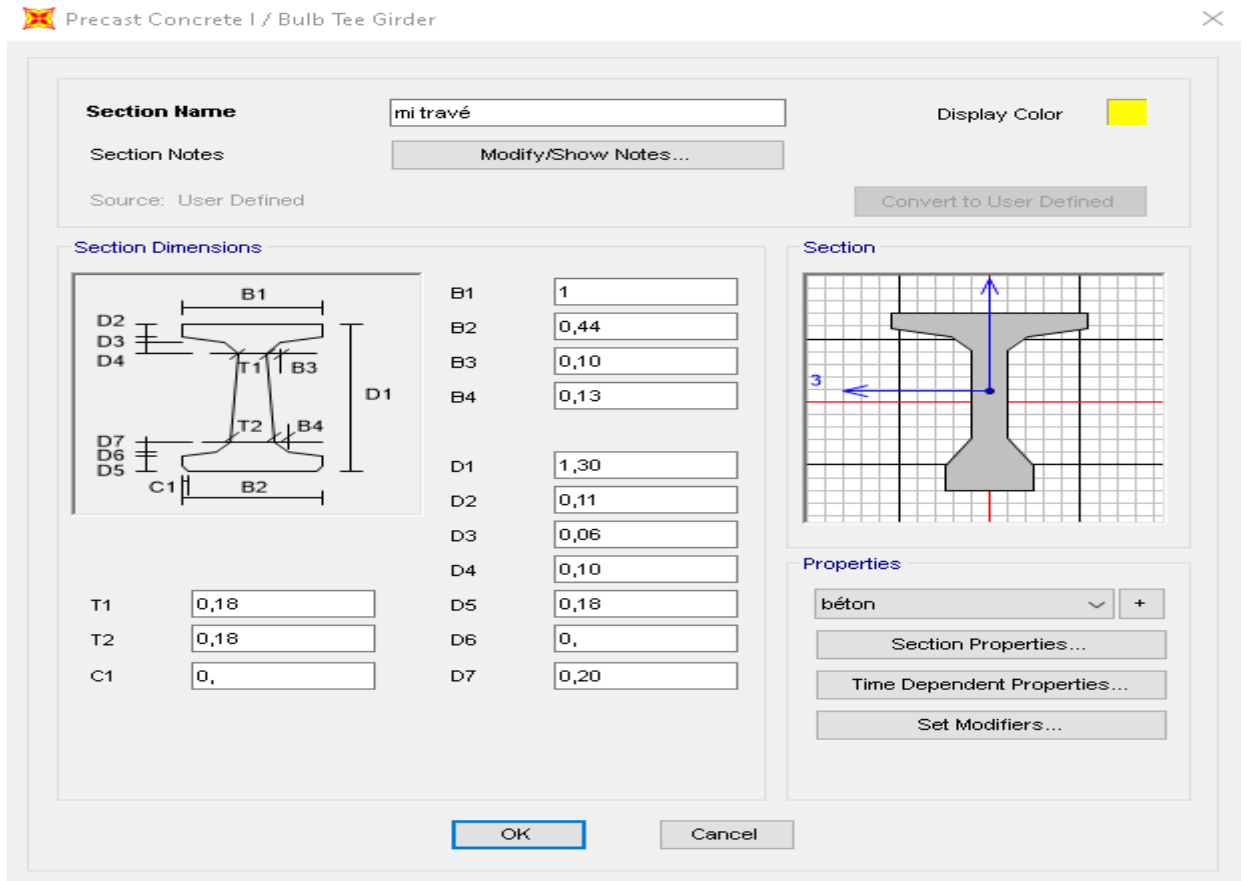
Et puis on introduit la géométrie de la section d'about de la poutre :



**Fig.VII.6. introduire la géométrie d'about de la poutre**

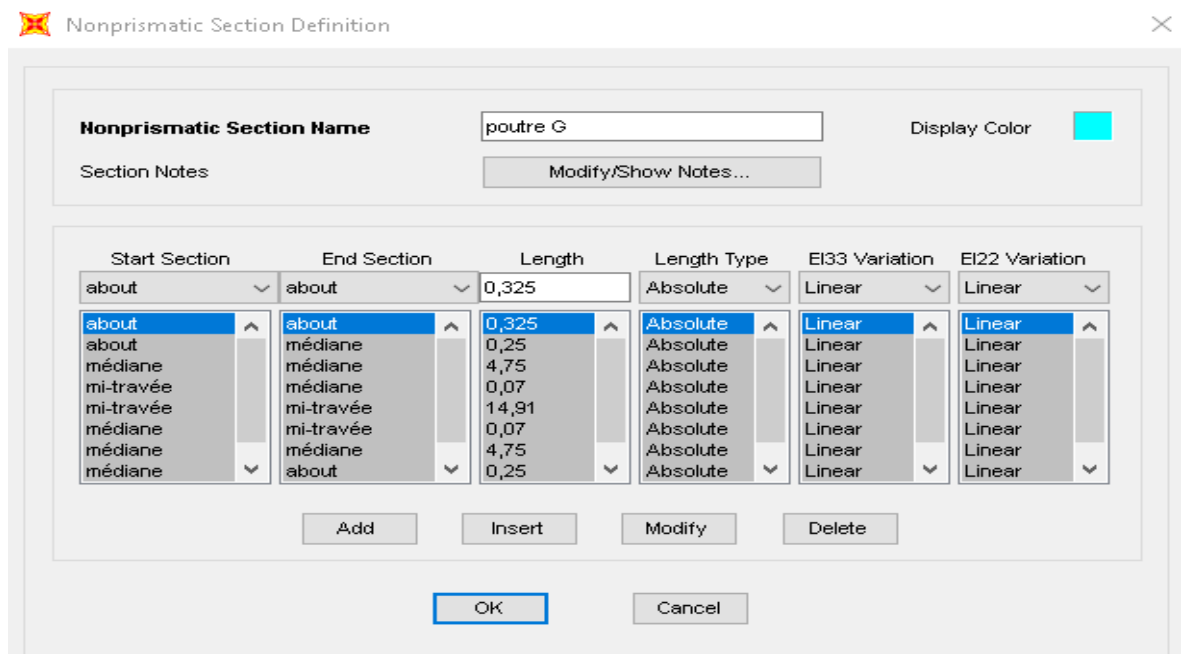


**Fig.VII.7. introduire la géométrie médiane de la poutre**



**Fig.VII.8. introduire la géométrie à mi-travé de la poutre**

Et puis on introduit la géométrie totale de toute la longueur de la poutre :

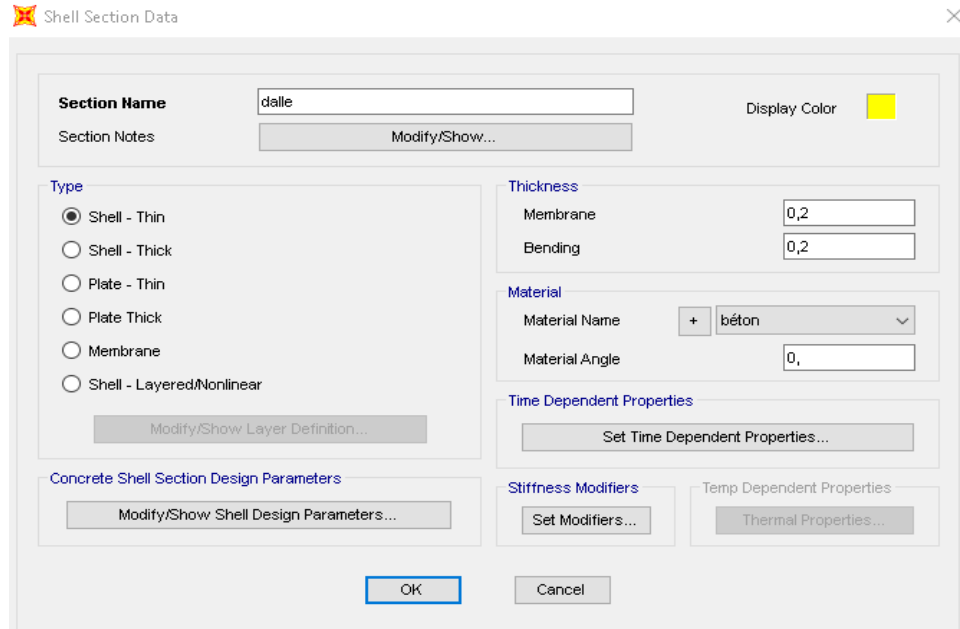


**Fig. VII.9. suite d'assemblage la poutre entre l'about et médiane**

### 2.1.6. Modélisation du tablier :

Défine → Area section

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une plaque épaisse (Shell-Thin) avec une épaisseur de 0.2m.

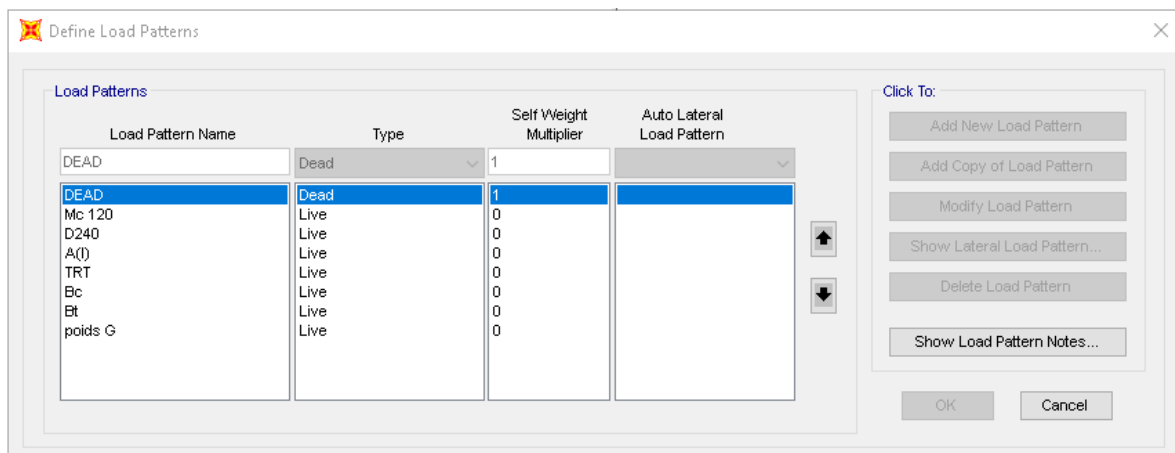


**Fig. VII.10. choix du type de la dalle**

### 2.1.7. Déclaration des charges et surcharges :

Dans SAP2000, chaque cas de chargement doit être défini de façon générale. Les charges sont ensuite appliquées sur les nœuds et membrures appropriés et associées à un cas de chargement existant. On va définir les charges à Partir Le Menu Define.

Défine → Load cases

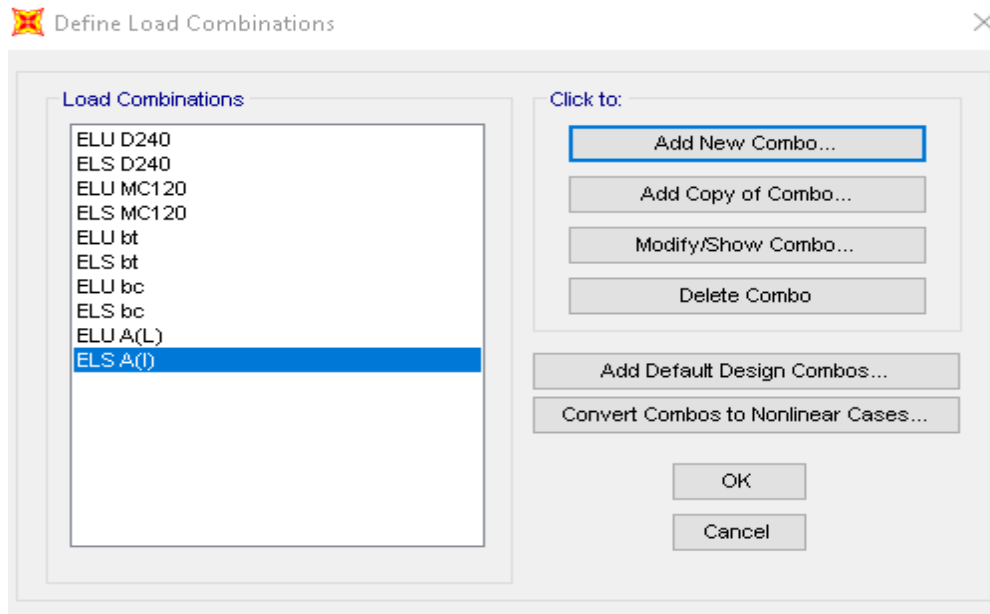


**Fig. VII.11 : déclaration des charges et surcharges**

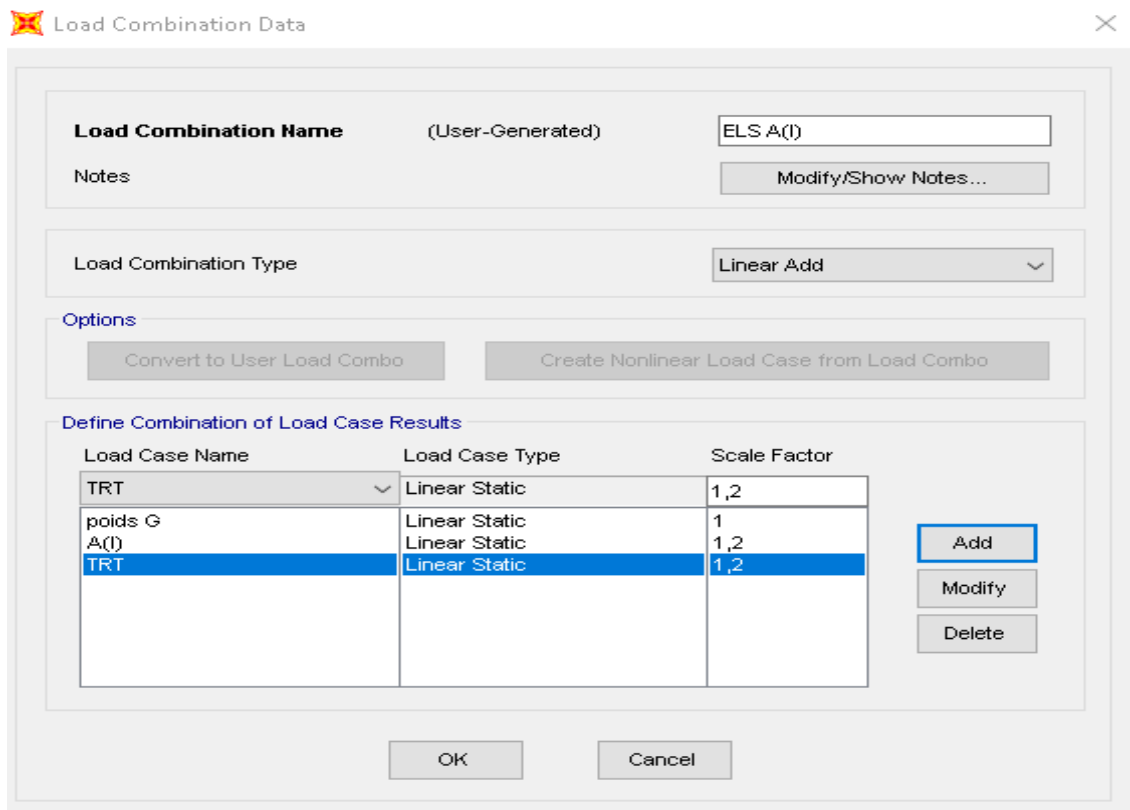


### 2.1.8. Choix les combinaisons pour l'ELU et l'ELS pour toutes les surcharges :

Define → Combinations



**Fig. VII.12. définir les combinaisons des charges et surcharges**

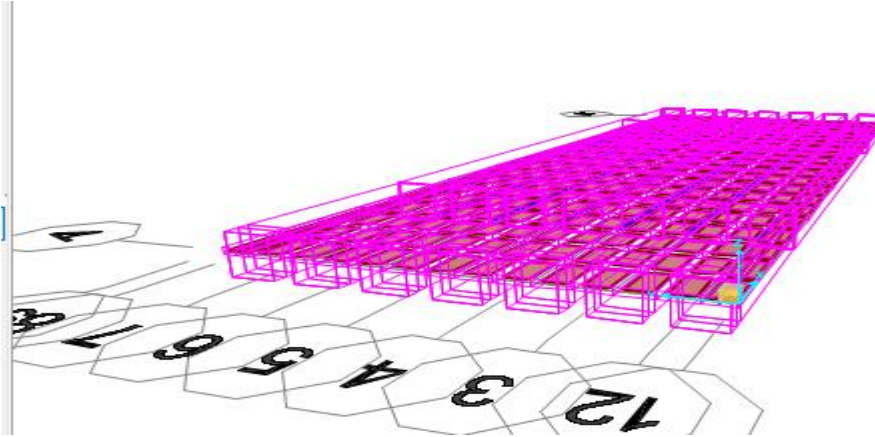


**Fig. VII.13. définir les combinaisons des charges et surcharges**

### **2.1.9. Tracer les poutres : Draw→ Draw Frame / Cable/Tendon .**

Choix du type d'appuis :

Assign →joint →restraint



**Fig. VII.14. Vue 3D du tablier**

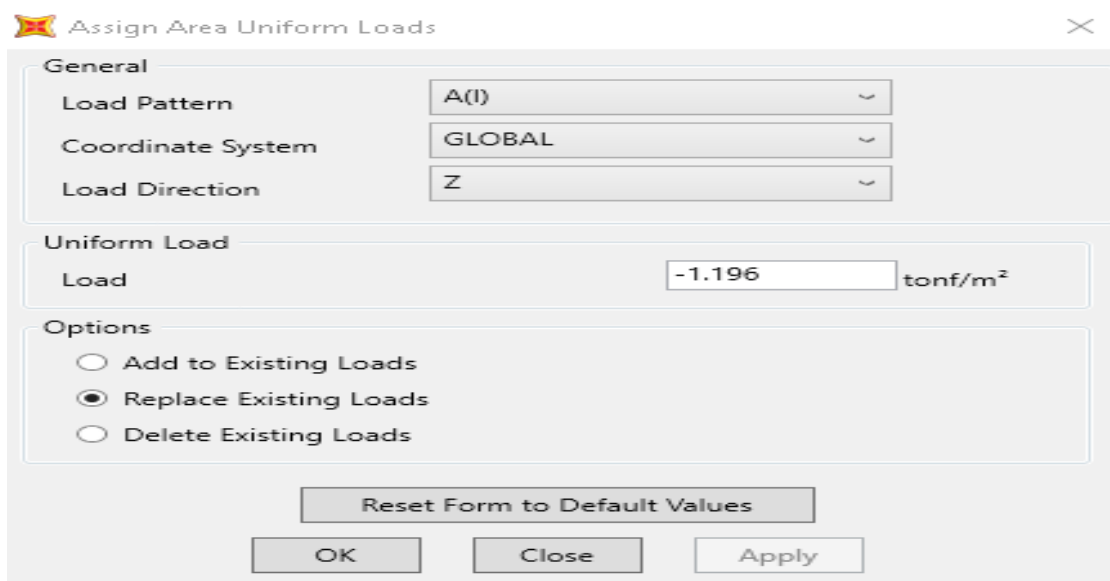
### **3. Définir les surcharges routière :**

Après sélectionner les maillages ou la disposition les surcharges sur le tablier on va définir les surcharges à partir Le menu Assign.

#### **3.1. Détermination les surcharges A(l) :**

Sélectionner sur toute le tablier sans les trottoires et puis :

Assign→ Area loads →Uniform (Shell)



**Fig. VII.15 : introduire la valeur de surcharge A(l)**

### 3.2.Détermination les surcharges de trottoir:

Sélectionner sur toute le maillage de trottoires :

Assign→ Area loads→Uniform (Shell)

Assign Area Uniform Loads

General

Load Pattern: TRT

Coordinate System: GLOBAL

Load Direction: Z

Uniform Load

Load: -0,40 tonf/m<sup>2</sup>

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

**Fig. VII.16. introduire la valeur de surcharge de trottoir**

Assign Area Uniform Loads

General

Load Pattern: poids G

Coordinate System: GLOBAL

Load Direction: Z

Uniform Load

Load: -0,871 tonf/m<sup>2</sup>

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

**Fig. VII.17. introduire la valeur de poids propre de trottoire**

### 3.3. Détermination les surcharges de système Bc:

Ce type de surcharge passé par deux étapes:

**1<sup>ère</sup> étape :** sélectionner les essieux avant des camions qui comporte les charges de 6t

et puis : Assign →Joint loads →Forces

Assign Joint Forces

General

Load Pattern: Bc

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 tonf

Force Global Y: 0 tonf

Force Global Z: -3 tonf

Moment about Global X: 0 tonf-m

Moment about Global Y: 0 tonf-m

Moment about Global Z: 0 tonf-m

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

**Fig. VII.18. introduire la valeur de surcharge les essieux avant de système Bc**

**2<sup>ème</sup> étapes :** sélectionner les essieux d'arrières des camions qui comporte les charges

de 12t et puis : Assign →Joint loads →Forces

Assign Joint Forces

General

Load Pattern: Bc

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 tonf

Force Global Y: 0 tonf

Force Global Z: -6 tonf

Moment about Global X: 0 tonf-m

Moment about Global Y: 0 tonf-m

Moment about Global Z: 0 tonf-m

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

**Fig. VII.19. introduire la valeur de surcharge les essieux arrière de système Bc**

### 3.4.Détermination les surcharges de système Bt:

Sélectionner les essieux de cette système :

Assign →Joint loads →Forces

Assign Joint Forces

General

Load Pattern: Bt

Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X: 0 tonf

Force Global Y: 0 tonf

Force Global Z: -4 tonf

Moment about Global X: 0 tonf-m

Moment about Global Y: 0 tonf-m

Moment about Global Z: 0 tonf-m

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

Fig. VII.20. introduire la valeur de surcharge les essieux du système Bt

### 3.5.Détermination les surcharges de système M<sub>c120</sub> :

Sélectionner le maillage de ce système et puis :

Assign →Area loads →Uniform (Shell)

Assign Area Uniform Loads

General

Load Pattern: Mc 120

Coordinate System: GLOBAL

Load Direction: Z

Uniform Load

Load: -9,016 tonf/m<sup>2</sup>

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

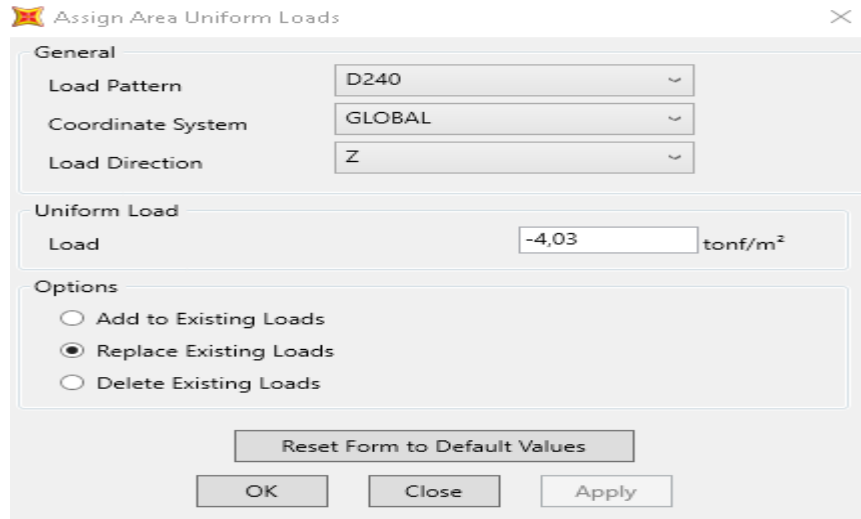
OK Close Apply

Fig. VII.21. Introduire la valeur de surcharge du système M<sub>c120</sub>

### 3.6. Détermination les surcharges de système D<sub>240</sub> :

Sélectionner le maillage de ce système et puis :

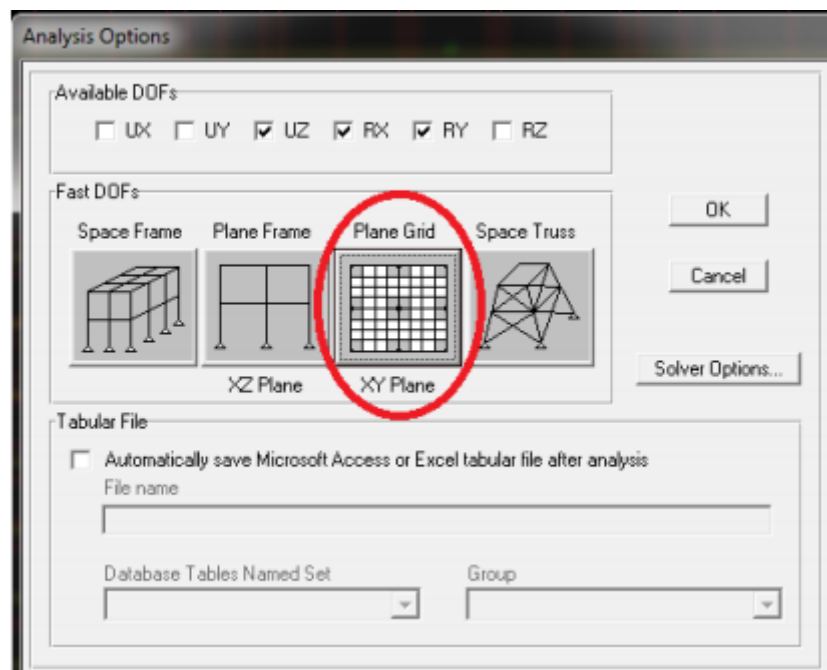
Assign → Area loads → Uniform (Shell)



**Fig. VII.22. introduire la valeur de surcharge du système D<sub>240</sub>**

### 4. Analyse de système :

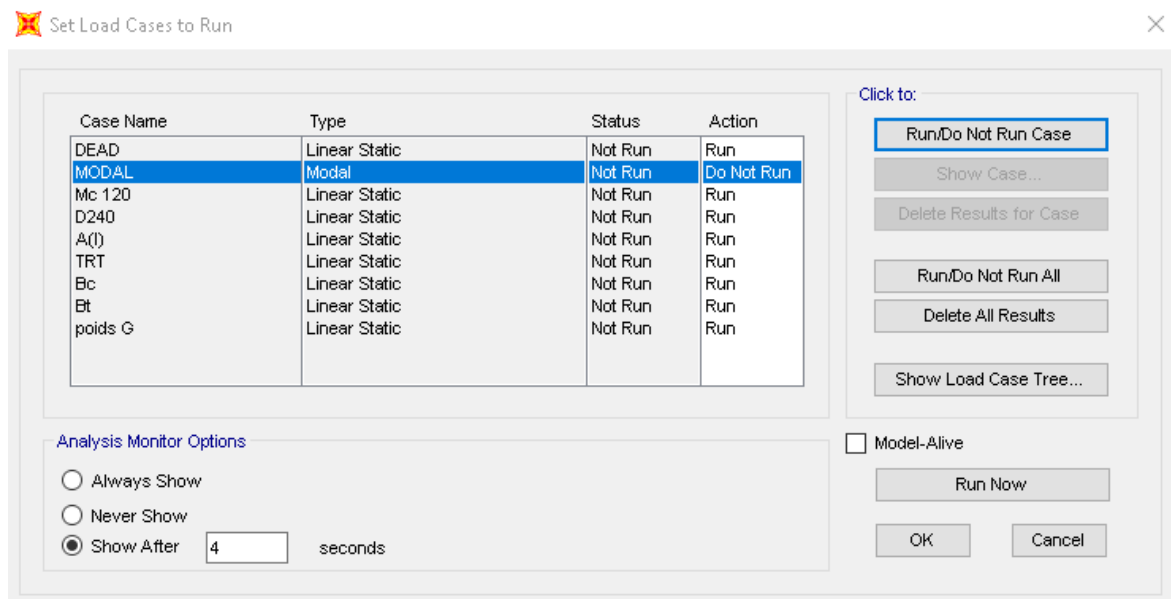
Analyze → set analysis option → plan grid



**Fig. VII.23. La spécification des DDL**

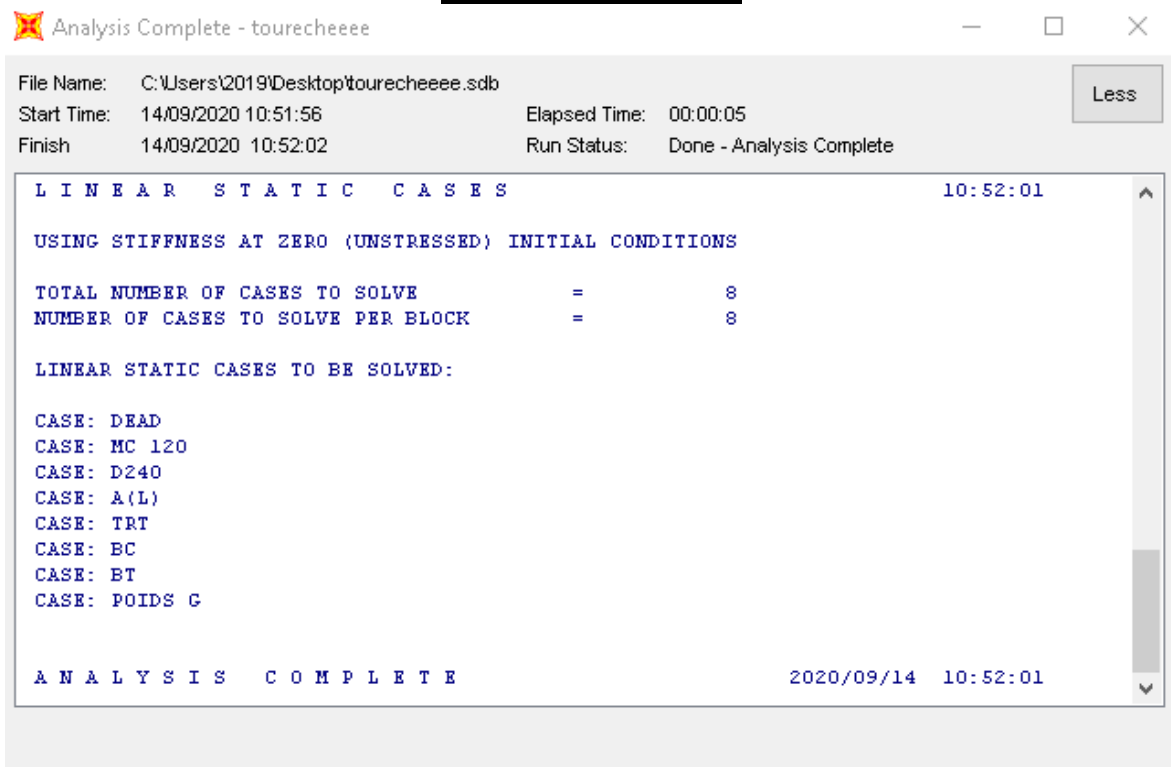
## 4.1. Démarrer l'analyse:

Analyze → set load cases to run



**Fig. VII.24. spécification les charges et surcharges pour analyser**

## 5. Tableau d'analyse :



**Fig. VII.25. Tableau d'analyse**

## 6. Comparaison des résultats :

**A(I) :**

| N° de poutre | G.MASSONNET  | SAP 2000     | $\Delta M$ (%) |
|--------------|--------------|--------------|----------------|
| POUTRE 4     | <b>76.03</b> | <b>95.11</b> | <b>2.1</b>     |
| POUTRE 5     | <b>71.70</b> | <b>91.44</b> | <b>2.2</b>     |
| POUTRE 6     | <b>62.69</b> | <b>81.94</b> | <b>2.5</b>     |
| POUTRE 7     | <b>54.80</b> | <b>70.00</b> | <b>2.2</b>     |



---

# Chapitre VIII

---

## **ETUDE DE PRECONTRAIT**

---

## **1-INTRODUCTION :**

La précontrainte est une opération mécanique qui permet de réaliser des ouvrages d'assez grandes portées tout en joignant la sécurité à l'économie. La méthode consiste à soumettre les éléments à des efforts permanents de compression avant la mise en service par une précontrainte d'une intensité suffisante pour annuler tous les efforts de traction provoqués par les forces extérieures et le poids des éléments. Ainsi, la sollicitation totale résultante obtenue grâce à la précontrainte est une compression dans le béton. Appliquée aux éléments de béton elle leur permet de travailler à un taux plus élevé en tension, ce qui diminue leur volume, leur poids et favorise parfois une architecture.

## **2-PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTÉ :**

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

## **3-PRECONTRAINTÉ PAR POST TENSION :**

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées (6).

## **4-PROCEDE DE PRECONTRAINTÉ PAR POST TENSION :**

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers– longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le– bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:
- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension
- Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.
- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
- Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc.

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants. Parmi ces procédés, le procédé de Freyssinet qui utilise des câbles 12T15 , Ancrage 12K15 des Toron T15.7 – 1770-TBR

Nous choisirons des câbles avec les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble :  $A_p=1800\text{mm}^2$
- Diamètre de la gaine extérieure  $\varnothing 82$  mm.
- Contrainte limite élastique garantie  $f_{peg}=1573$  MPA.
- Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg}=1770$  MPA.
- Coefficient de frottement angulaire  $f=0,2$  rad<sup>-1</sup>
- Coefficient de frottement linéaire  $\phi=2.10^{-3}$  m<sup>-1</sup>
- Masse nominale 1.18 Kg/m
- Relaxation à 1000 heures  $\rho=2,5\%$  TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte :  $E_p=190000$  MPA.
- Vérin Fressinet K 350 S=490 cm<sup>2</sup>
- Ancrage Freyssinet K 15 Torom plaque (260×260) mm<sup>2</sup>
- Acier : Fe 400
- Béton : 350 Kg/m<sup>3</sup>

Les allongements donnée ci-dessus correspondent à une mise tension active à une seule extrémité pour les deux câbles 1 , 2

**Tab.VIII.1. dilatations des câbles :**

| Câble=12T15 programme de mise en tension |            |                         |                            |                                 |               |                         |                         |
|------------------------------------------|------------|-------------------------|----------------------------|---------------------------------|---------------|-------------------------|-------------------------|
| ANCRAGE :12K15                           |            |                         |                            |                                 |               |                         |                         |
|                                          | N°de câble | Résistance min de béton | Allongement d'un câble(cm) | Long. Du câble(m <sup>2</sup> ) | Tension(T/ M) | Effort a un ancrage (t) | Pression de vérin(bars) |
| Phase-1- initiale                        | 1          | 216                     | 7.28                       | 25.74                           | 56.53         | 101.67                  | 208                     |
|                                          | 2          | 216                     | 7.30                       | 25.81                           | 56.53         | 101.67                  | 208                     |
| Phase-2- finale                          | 1          | 350                     | 18.19                      | 25.74                           | 141.33        | 254.39                  | 519                     |
|                                          | 2          | 350                     | 18.24                      | 25.81                           | 141.33        | 254.39                  | 519                     |

#### 4-1-calcul du nombre de câble :

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée avec un moment de 867.56 t caractéristique géométrique de la section à mi-travée :

**Tab.VIII.2. caractéristique géométrique de la section à mi-travée :**

|                                       | Poutre seule | Poutre+hourdis |
|---------------------------------------|--------------|----------------|
| $S_{\Delta \text{nette}}/\text{cm}^3$ | 295221.05    | 776762.75      |
| $B_{\text{nette}}/\text{cm}^2$        | 4140.1       | 7702.6         |
| $V/\text{cm}^2$                       | 58.7         | 29.155         |
| $V'/\text{cm}^2$                      | 71.30        | 100.84         |
| $I_G/\text{cm}^4$                     | 28610753     | 12030298032.8  |
| $I^2/\text{cm}^2$                     | 2080.1       | 2315.15        |
| p%                                    | 56           | 50.4           |

#### Tension à l'origine :

$$\sigma_0 = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = \min(0.8 \times 1770 ; 0.9 \times 1573) = \min(1416 ; 1415.7)$$

$$\sigma_0 = 1415.7 = 1416 \text{ Mpa}$$

#### Effort à l'origine :

$$P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1416 \times 1800 \times 10^{-6} = 2.584 \text{ MN.}$$

#### Calcul de P :

$$M_{\text{poutre}} = 100 \text{ t.m} = 1 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{min}} = M_{\text{poutre}} + M_{\text{tablier(hourdis+superstructure)}} = 209.91 \text{ t.m} = 2.0991 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_G + D_{240} + 1.2 M_{\text{TRT}} = 370.33 \text{ t} = 3.70 \text{ MN}$$

$$\Delta M = M_{\text{max}} - M_{\text{min}} = 1.61 \text{ MN.m}$$

On a :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{\text{net}}}{h} (v \overline{\sigma_{ti}} + v' \overline{\sigma_{t2}})$$

$$P_{11} = \frac{M_{\text{max}} + \rho s v \overline{\sigma_{ti}}}{\rho v + v' - d'}$$

Les équation qui déterminent la précontraint minimum ainsi établies, il ne reste que les contraint de traction admissibles  $\sigma_{ti}$  et  $\sigma_{t2}$  qui sont conventionnelles et dépendent de la classe de la précontraint et de la combinaison considérée, elles sont limitées pas  $-f_{ij}$  dans la zone d'enrobage et  $-1,5f_{ij}$  hors de cette zone

D'où  $\overline{\sigma_{ti}} = -2.7\text{MN}$  et  $\overline{\sigma_{ts}} = -4.05\text{MN}$

### D'après béton précontraint aux états limites ROBERT CHAUSSIN

$d_0$  : enrobage d'acier précontraint.

Avec  $d$  et  $d'$  : distances minimales entre le barycentre des câbles réels et les fibres extrêmes supérieure et inférieure,  $e_0$  : excentrement des câbles : c'est la distances entre le centre de gravité de la section et le barycentre des câbles.

On a  $d' = 1.5\Phi = 1.5 \times 8.2 = 12.3 \text{ cm}$

D'où :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{S_{net}}{h} (\sqrt{\sigma_{ti}} + \sqrt{\sigma_{ts}}) =$$

$$P_1 = \frac{1.61}{0.504 \times 1.5} + \frac{0.77026}{1.5} (0.29155 \times (-2.7) + 1.0084 \times (-4.05))$$

$$= 2.1296 + 0.5135 - 4.871205 = -2.228105\text{MN}$$

$$P_{11} = \frac{M_{max} + \rho S v \overline{\sigma_{ti}}}{\rho V + v' - d'} = \frac{3.394406}{0.0251755}$$

$$P_{11} = \frac{3.70 + 0.504 \times 0.77026 \times 0.29155 \times -2.7}{0.504 \times 0.29155 \times 1.0084 - 0.123} = 3.48\text{MN}$$

$P_{11} > P_1$  : alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontraint  $p_1$  n'est plus suffisant. Donc on fait le dimensionnement sur la section sur critique avec un balancement total des charges permanentes.

La précontraint doit reprendre 100% du charges permanentes.

$$P_{MIN} = \sup(p_1, p_{11}) = 3.48\text{MN}$$

$$\text{Donc } e_0 = v' + d = 100.84 - 12.3 = 88.54\text{cm}$$

Précontraint minimale :  $p_0 = \min(0.9\text{peg.Ap} ; 0.8\text{fprg.Ap})$

$$P_0 = \min(0.9 \times 1573 \times 1800 ; 0.8 \times 1770 \times 1800) = 2.23\text{MN}$$

Nombre de câble en prenant des pertes de précontraint égale à 32%

$$n > \frac{p}{0.68 \times p_0} = \frac{3.44}{0.68 \times 2.23} > 2.26$$

On prend n=2 câble de 12K15

#### 4-2-Vérification de la borne supérieure de précontraint :

Nous devons vérifier que  $p_0$  n'est pas excessive, afin d'éviter la surplus de câble

$$Np_0 \leq B_n \times \bar{\sigma}_{bc} - \frac{\Delta M}{\rho h}$$

Ou :  $\bar{\sigma}_{bc}$  la contrainte admissible du béton en service ;

$$2 \times 2.23 \leq 0.7702 \times 17.5 - \frac{1.61}{0.504 \times 1.5} \rightarrow 4.46 \leq 11.3489 \text{ est vérifier}$$

#### Calcul des caractéristique géométriques nettes et homogènes :

##### ○ Section nette

$$B_n = B_b - nB_\emptyset$$

$$S_n = S_b - nB_\emptyset \times \left( \frac{0.123 + 0.18}{2} \right)$$

$$I_n = I_b + (v'_b - v'_n)^2 \times B_n - [nI_\emptyset + B_\emptyset \sum_1^2 (v'_n - y_i)^2]$$

Tel que : n= nombre de trous par section

$\emptyset$ =diamètre de la gaine

$$B_\emptyset = \frac{\pi \emptyset^2}{4}$$

$$I_\emptyset = \frac{\pi \emptyset^4}{64} \quad \rho_n = \frac{I_n}{v_n \cdot v'_n \cdot B'_n} \quad v'_n = \frac{S_n}{B_n}, \quad v = h - v'_n$$

##### ○ Section homogène

$$B_h = B_n + k \cdot n \cdot A_p$$

$$v'_h = \frac{v'_n \cdot B_n + k \cdot A_p \cdot \sum y_i}{B_h}$$

$$I_h = I_n + (v'_h - v'_n)^2 \times B_h + k \cdot A_p \cdot \sum (y_i - v'_h)^2$$

Tel que : k=5 : coefficient d'équivalence

n: nombre de câble

$A_p$  : section d'un câble

**Tableau récapitulatif (Section mi travée)**

**Tab.VIII.3. Caractéristique Nettes et Homogène (Section mi travée)**

| caractéristique    | P <sub>seule</sub> | P+d    |          |
|--------------------|--------------------|--------|----------|
|                    | Nettes             | Nettes | homogène |
| B(m <sup>2</sup> ) | 0.427              | 0.727  | 0.745    |
| V'(m)              | 0.75               | 1.02   | 1.006    |
| V (m)              | 0.55               | 0.48   | 0.494    |
| I(m <sup>4</sup> ) | 0.0886             | 0.163  | 0.176    |
| p                  | 0.50               | 0.456  | 0.47     |

**Tableau récapitulatif (Section d'about)**

**Tab.VIII.3. Caractéristique Nettes et Homogène (Section d'about) :**

| caractéristique    | P <sub>seule</sub> | P+d    |          |
|--------------------|--------------------|--------|----------|
|                    | Nettes             | Nettes | homogène |
| B(m <sup>2</sup> ) | 0.639              | 0.939  | 0.957    |
| V'(m)              | 0.73               | 0.94   | 0.925    |
| V (m)              | 0.57               | 0.56   | 0.575    |
| I(m <sup>4</sup> ) | 0.1005             | 0.193  | 0.20399  |
| p                  | 0.38               | 0.39   | 0.4      |

**Détermination du nombre de câble à l'about :**

On doit vérifier les équation suivant :

$$\sigma_{sup} \geq \sigma_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{inf} \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ Mpa}$$

$$e_0 = -v' + d' = -0.73 + 0.123 = 0.853$$

$$D'ou \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v + p \left( \frac{1}{B_\emptyset} + e_0 \cdot \frac{v}{I_n} \right) \\ \sigma_{inf} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v' + p \left( \frac{1}{B_\emptyset} + e_0 \cdot \frac{v'}{I_n} \right) \end{cases} \rightarrow$$

$$\left\{ \sigma_{sup} = \frac{1}{1.1005} \times 0.5802 + p \left( \frac{1}{0.639} + (-0.5968) \cdot \frac{0.5802}{0.1005} \right) \dots \dots (1) \right.$$

$$\left. \sigma_{inf} = \frac{1}{1.1005} \times 0.7198 + p \left( \frac{1}{0.639} + (-0.5968) \cdot \frac{0.7198}{0.1005} \right) \dots \dots (2) \right.$$

De (1) on a :  $5.77 - 1.88p \geq -4.05 \rightarrow np_0(1 - 0.32) \leq 5.22 \rightarrow n \leq 3.44$

De (2) on a :  $7.16 - 2.71p \leq 21 \rightarrow n \leq 2.98$

Conclusion : on prend 2 câble a l'about

#### 4-3- vérification des contraint normales (à mi- travée) :

##### a. en construction (poutre seule)

. (50%) de mise en tension de deux câbles, pertes estimés à 10%

$$F_{cj}=20\text{Mpa} ; \overline{\sigma_{bc}}=12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{p0}=\min (0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg})= \min (0.8\times 1770 ; 0.9\times 1573)=1415.7$$

##### ❖ Contraint dues à la précontraint :

En réalité, P est caractérisé par trois valeurs :

$$\begin{cases} P_1 = 1.02P_0 - 0.8\Delta p \\ P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta p \\ P_m = P_0 - \Delta p \end{cases}$$

Ou :  $P_1$  : présent la précontraint maximale

$P_2$  : le précontraint minimal

$P_m$  : le précontraint moyen

$\Delta p$  : pertes de précontraint

Sauf dans la section de vérification particulières, on pourra faire les calcules avec :

$$P_m=p_0-\Delta_p \text{ Donc } p= \sigma_{p0}\times A_p(0.9)\times 0.5=1.14\text{MN}$$

$$\sigma_p=\frac{Z_p}{B_n}=2\times\frac{1.14}{0.427}=5.34\text{Mpa}$$

##### ❖ Contraint dues au moment de précontraint :

$$M_p=p\sum(v'_n + y_i) = 1.14 \times (-1.137) = -1.296\text{MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\text{sup}} = \frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v = \sigma_{\text{sup}} = \frac{-1.296\times 0.55}{0.088} = -1.296\text{Mpa} \\ \sigma_{\text{inf}} = -\frac{M_{\text{poutre}}}{I_n} \times v = \sigma_{\text{inf}} = \frac{1.296\times 0.75}{0.088} = 11.04\text{Mpa} \end{cases}$$

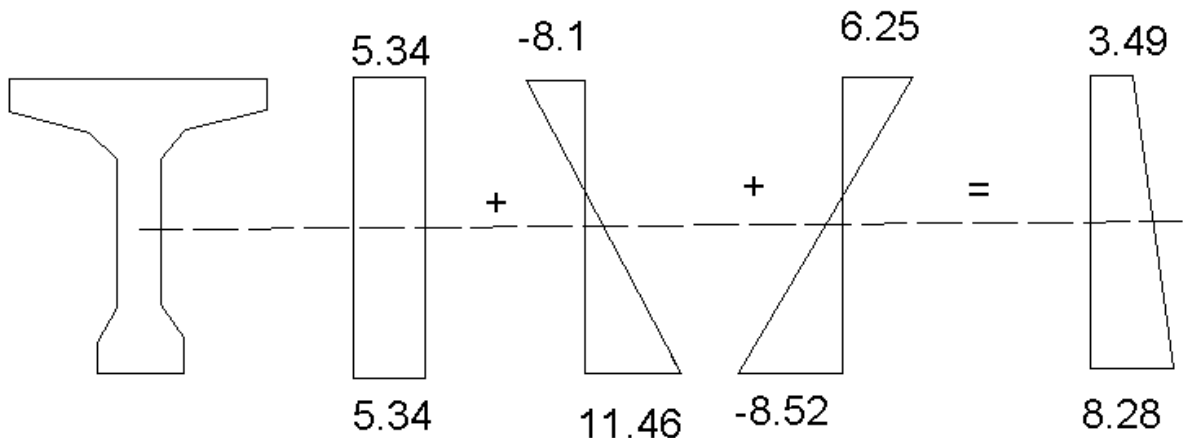
##### ❖ Contraint dues au poids propre de la poutre



$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_{poutre}}{I_n} \times v = \frac{1 \times 0.55}{0.088} = 6.25 \text{Mpa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_{poutre}}{I_n} \times v = \frac{1 \times 0.55}{0.088} = -8.52 \text{Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraints Totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 5.34 - 8.4 + 6.25 = 3.49 \text{Mpa} \geq \overline{\sigma_{ts}} = -4.05 \text{Mpa} \text{ cv} \\ \sigma_{inf} = 5.34 + 11.46 - 8.52 = 8.28 \text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{cs}} = 12 \text{Mpa} \text{ cv} \end{cases}$$



**Fig.VIII.1. Contraint total à 50% de mise en tension**

✓ (100%) de mise en tension des câbles 1 et 2, les pertes estimées à 20%

$$f_{cj} = 35 \text{Mpa} ; \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{Mpa}$$

❖ **Contraint dues à la précontraint :**

$$P = \sigma_{p0} \times A_p \times 0.8 \times 1 = 2.04 \text{MN}$$

$$\sigma_p = \frac{z_p}{B_\phi} = 2 \times \frac{2.04}{0.427} = 9.55 \text{Mpa}$$

❖ **Contraint dues au moment de précontraint :**

$$M_p = p \sum (-v'_n + y_i) = 2.04 \times (-1.137)$$

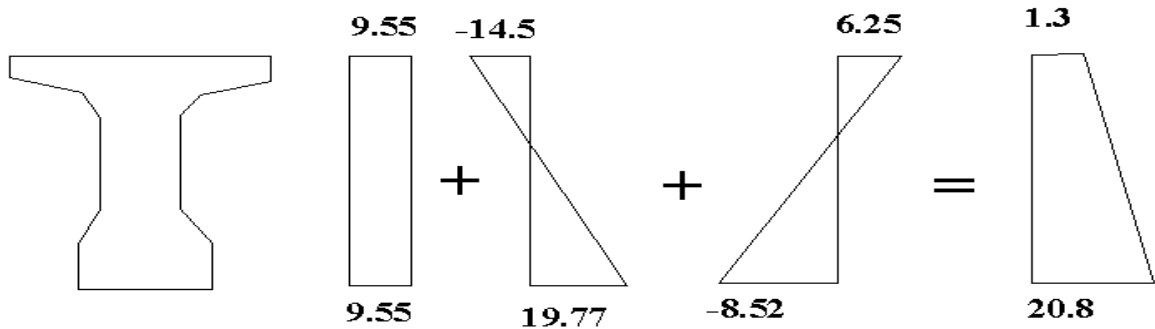
$$= -2.23 \text{MN.m.} \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_p}{I_n} v = \frac{-2.32 \times 0.55}{0.088} = -14.5 \text{Mpa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_p}{I_n} v' = \frac{2.32 \times 0.75}{0.088} = 19.77 \text{Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraint dues au poids propre de la poutre :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 6.25 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = -8.52 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraint totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 9.55 - 14.5 + 6.25 = 1.3 \text{ Mpa} \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \text{ cv} \\ \sigma_{inf} = 9.55 + 19.77 - 8.52 = 20.8 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{CS} = 21 \text{ Mpa} \text{ cv} \end{cases}$$



**Fig.VIII.2. Contraint totale à 100% de mise en tension**

**Conclusion :** les contraintes étant vérifiées lorsque le béton atteint une résistance de 350 bars on tire les câbles 1 et 2 à 100% de leur mise en tension

#### 4-4--vérification des contraintes en service :

-mise en tension des câbles 1 et 2 à 100%

-pertes estimées à 32%

- $f_{cj}=350\text{Mpa}$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.5f_{cj}=17.5\text{Mpa}$

-Caractéristique homogène (p+d)

❖ **Contraintes dues à la précontrainte :**

$$p = \sigma_{p0} \times A_p \times (0.68) \times 1 = 1.73 \text{ MN}$$

$$\sigma_p = \frac{2p}{B_h} = 2 \times \frac{1.73}{0.745} = 4.64 \text{ Mpa}$$

❖ **Contraintes dues au moment de précontrainte :**

$$M_p + 1.73 \times (-1.71) = -2.95 \text{ MN.m}$$

$$= \begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_p}{I_n} v = \frac{-2.95 \times 0.494}{0.176} = -8.28 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_p}{I_n} v' = \frac{2.95 \times 1.006}{0.176} = 16.86 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraintes dues aux poids permanents ( $M_{min}=M_G$ ) :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{M_p}{I_n} v = \frac{2.09 \times 0.494}{0.176} = 5.86 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = -\frac{M_p}{I_n} v' = -\frac{2.09 \times 1.006}{0.176} = -11.94 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 5.86 = 2.23 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa CV} \\ \sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 11.94 = 9.56 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ Mpa CV} \end{cases}$$

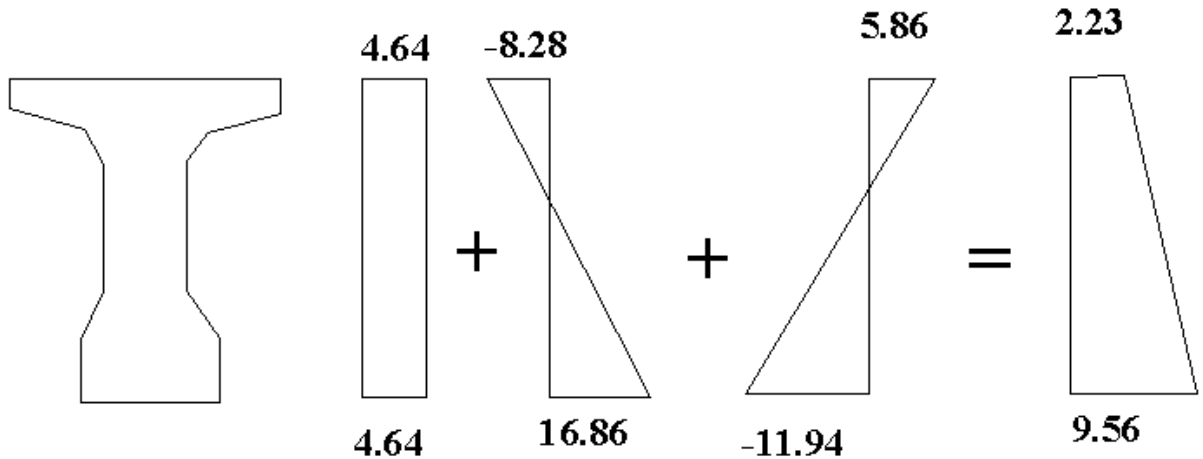


Fig.VIII.3. Contraintes totales sous G et p

➤ **Sous D240 :**

$$M = (G + D240 + 1.2 \text{ TROT}) = 4.11 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{4.1125}{0.176} \times 0.494 = 11.54 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = \frac{4.1125}{0.176} \times 1.006 = -23.5 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 11.54 = 7.9 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa CV} \\ \sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 23.5 = -2 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ Mpa CV} \end{cases}$$

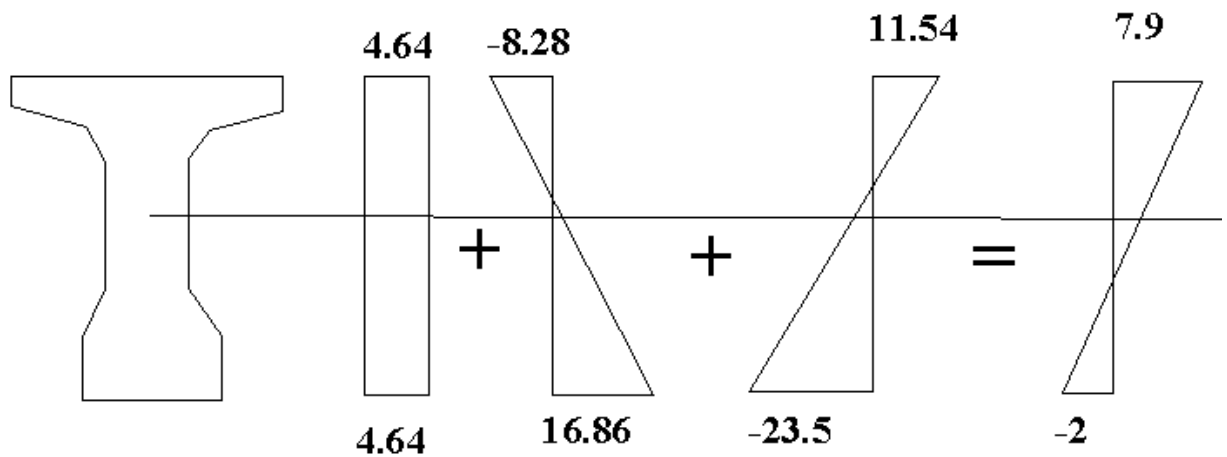


Fig.VIII.4.Contraint total sous D240

➤ **Sous Bc :**

$M=(G+1.2Bc+1.2TROT)=3.52MN.m$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.52}{0.176} \times 0.494 = 9.88Mpa \\ \sigma_{inf} = \frac{3.52}{0.176} \times 1.006 = -20.12Mpa \end{cases}$$

❖ **Contraint totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 9.88 = 6.24Mpa \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05Mpa \text{ CV} \\ \sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 20.12 = 1.38MPa \leq \bar{\sigma}_{CS} = 17.5Mpa \text{ CV} \end{cases}$$

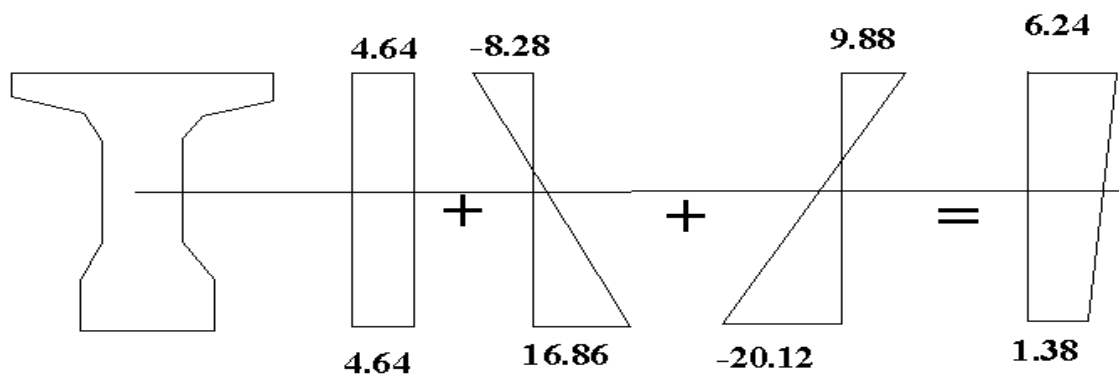


Fig.VIII.5.Contraint totale Sous(Bc)

➤ **Sous Mc120 :**

$M= (G+1.2Mc120+1.2TROT)=3.46MN.m$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.46}{0.176} \times 0.494 = 9.71 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = \frac{3.46}{0.176} \times 1.006 = -19.77 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 9.71 = 6.07 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa CV} \\ \sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 19.77 = 1.73 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ Mpa CV} \end{cases}$$

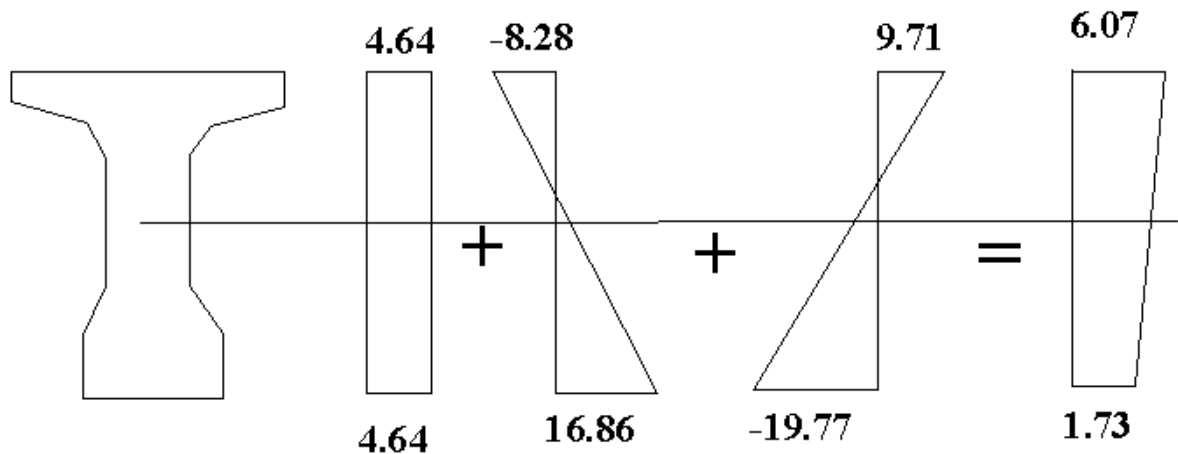


Fig.VIII.6. Contraintes totales sous (Mc120)

➤ **Sous A(l) :**

$$M = (G + 1.2A(l) + 1.2TROT) = 3.5 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = \frac{3.5}{0.176} \times 0.494 = 9.82 \text{ Mpa} \\ \sigma_{inf} = \frac{3.5}{0.176} \times 1.006 = -20 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Contraintes totales :**

$$\begin{cases} \sigma_{sup} = 4.64 - 8.28 + 9.82 = 6.18 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa CV} \\ \sigma_{inf} = 4.64 + 16.86 - 20 = 3.5 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 17.5 \text{ Mpa CV} \end{cases}$$

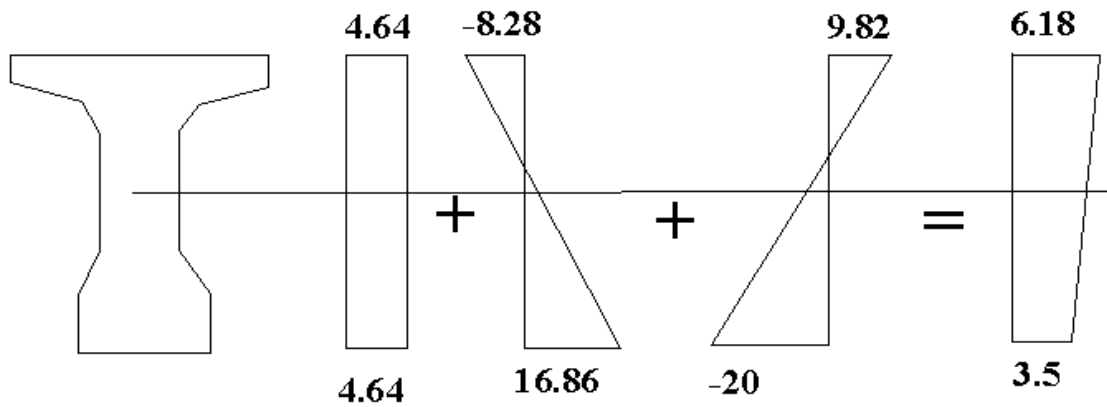


Fig.VIII.7.Contraint total sous(A(I))

#### 4-5- position des câbles :

Les 02 câbles seront disposées de telle façon que :

- Leur répartition doit être à peu près uniforme.
- Leur centre de gravité coïncide avec celui de la section.
- Respect des distances par rapport aux fibres supérieures et inférieures et des entasse de câbles

En utilisant le document FREYSSINET international, on choisit un repère (x,y), dont l'axe x passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe y passe par le milieu de la poutre :

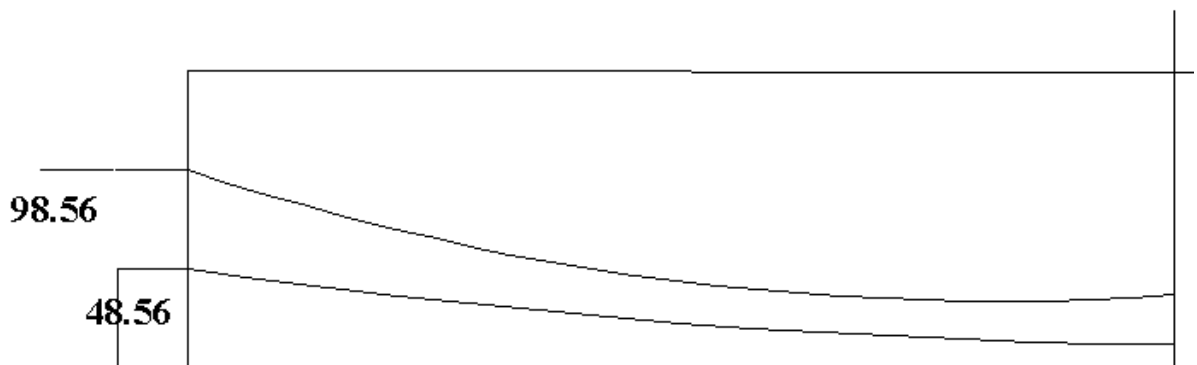


Fig.VIII.4.Tracé des câbles

$$e_1 = y_1 - d_1 = 48 - 56 - 12.3 = 36.26 \text{ cm}$$

$$e_2 = y_2 - d_2 = 98.56 - 18 = 80.56 \text{ cm}$$

Cette parabole a une équation de deuxième degré :  $y = ax^2 + b$

Pour le câble 1 : on a :  $y = a_1x^2 + b_1$

Pour  $x=0 \rightarrow y_7=b_1=0.4856\text{m}$

Pour  $x=1/2 \rightarrow y_1=0.123=a(12.85)^2+0.4856 \rightarrow a=0.00219$

D'où :  $y=0.00219x^2+0.4856$

**Pour le câble 2 :** on a :

$Y=a_2x^2+b_2$  : De même procédure on trouve  $y=0.00457x^2+0.9856$

Si on prend la dérivation de cette équation par rapport  $x$  on trouve :

$$\frac{dy}{dx} = Zax = tg$$

**Tableau récapitulatif de  $y_i$  et  $\alpha_i$  en fonction de  $X$**

**Tab.VIII.5. Tableau récapitulatif de  $y_i$  et  $\alpha_i$  en fonction de  $X$  :**

| Câble | position   | 0      | 1/8   | 1/4   | 3/8   | 1/2   |
|-------|------------|--------|-------|-------|-------|-------|
| 1     | $Y_1$      | 0.4856 | 0.46  | 0.39  | 0.28  | 0.123 |
|       | $\alpha_1$ | 0      | 0.014 | 0.028 | 0.042 | 0.056 |
| 2     | $Y_2$      | 0.9856 | 0.935 | 0.784 | 0.53  | 0.18  |
|       | $\alpha_2$ | 0      | 0.031 | 0.062 | 0.092 | 0.125 |

## 5- calcul des pertes :

### 5.1 pertes instantanées :

#### a- pertes dues au frottement :

C'est la perte de tension due au frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension donc pour obtenir une tension donnée dans un point de câble, il faut réaliser à l'ouvrage une tension de valeur supérieur.

Cette perte est donnée par la formule suivant :

$$\sigma_{pfrot} = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \varphi \cdot x)} \text{ et } \Delta\sigma_{frot} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfrot}$$

Avec :

$\alpha_{p0}$  : contrainte de tension à l'origine = 1416Mpa

$f$  : coefficient de frottement du câble dans les courbes  $f=0.18$

$\varphi$  : perte relative de tension par mètre  $\varphi=0.002$

$\alpha$  : l'angle de relevage du câble en radians

x : longueur

On calcul les pertes par frottement à 0.5L et 0.25L

On utiliser le tracé de cable1

**Tab.VIII.6.pertes dues au frottement :**

|                                    |      |         |         |
|------------------------------------|------|---------|---------|
| X(m)                               | 0    | l/4     | l/2     |
| $\sigma_{\text{frot}}$ (Mpa)       | 1416 | 1390.89 | 1366.23 |
| $\Delta\sigma_{\text{frot}}$ (Mpa) | 0    | 25.11   | 49.77   |

**b-pertes dues au recul d'ancrage :**

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparait lorsque la force de traction de l'armature exercée par le vérin est reportée directement du béton par l'ancrage elle intervient donc au moment ao l'ancrage de l'armature étant constituée. La perte pour recul d'ancrage n'affecte

qu'une faible partie de longueur « d » de l'armature de précontraint  $d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_{AB}}}$

Avec :

g : l'intensité du recul d'ancrage =6mm

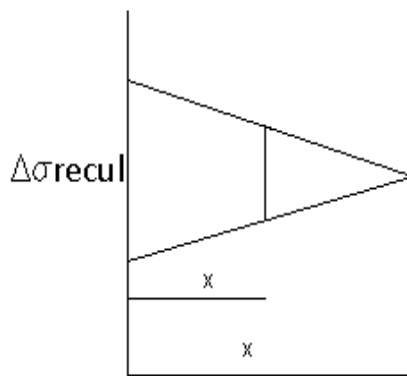
$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier = $1.9 \times 10^3$  Mpa

L : longueur du câble.

$$g \times E_p = 6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^3 = 1140 \text{ MN} \text{ donc } d = \sqrt{\frac{6 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^3 \times 6.425}{25.11}} = 17.07 \text{ m}$$

Pour le calcul de pertes aux différentes sections nous utilisant la théorème de « thales » appliqué au diagramme des tensions.

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} \times \left( f \times \frac{a}{L} + \varphi \right) \times d$$



$$\Delta\sigma_{\text{réel}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left( 1 - \frac{x_1}{d} \right)$$



**Tab.VIII.7. pertes dues au recul d'ancrage:**

|                             |        |       |       |   |
|-----------------------------|--------|-------|-------|---|
| X(m)                        | 0      | l/4   | l/2   | d |
| $\Delta\sigma_{réel}$ (Mpa) | 115.51 | 71.98 | 28.45 | 0 |

**e- pertes dues au raccourcissement élastique de béton :**

$$\Delta\sigma_{élastique} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b = \frac{2-1}{2 \times 2} \times \frac{1.9 \times 10^3}{11000 \sqrt[4]{f_{c28}}} \sigma_b = 1.32 \sigma_b$$

$\sigma_b$  : Contraint du béton au niveau de cable a la mise en tension

$$\sigma_b = \frac{p}{B_n} + \frac{P_{ep}^2}{I_n} + \frac{M_{poutre} e_p}{I_n}, P = A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frot})$$

**Tab.VIII.8. pertes dues au raccourcissement élastique :**

|                            |        |        |        |
|----------------------------|--------|--------|--------|
| X(m)                       | 0      | l/4    | l/2    |
| P(MN)                      | 2.54   | 2.5    | 2.45   |
| $e_p$                      | -0.264 | -0.36  | -0.627 |
| $M_{poutre}$ (MN.m)        | 0      | 0.78   | 1      |
| $I$ (m <sup>4</sup> )      | 0.1006 | 0.0886 | 0.0886 |
| $B$ (m <sup>3</sup> )      | 0.639  | 0.427  | 0.427  |
| $\sigma_b$ (Mpa)           | 5.73   | 6.336  | 9.52   |
| $\Delta\sigma_{élastique}$ | 7.56   | 8.36   | 12.56  |

**Tableau récapitulatif des pertes instantanées :**

**Tab.VIII.9. pertes récapitulatif des pertes instantanées:**

|                                            |        |        |       |
|--------------------------------------------|--------|--------|-------|
| X(m)                                       | 0      | l/4    | l/2   |
| $\Delta\sigma_{frot}$                      | 0      | 25.11  | 49.77 |
| $\Delta\sigma_{gliss}$                     | 115.51 | 71.98  | 28.45 |
| $\Delta\sigma_{élastique}$                 | 7.56   | 8.36   | 12.56 |
| $\Delta\sigma_{pi}$                        | 123.07 | 105.45 | 90.78 |
| $\frac{\Delta\sigma_{pi}}{\sigma_{p0}} \%$ | 8.69   | 7.44   | 6.41  |

**5.2 pertes différées :**

**a- pertes par retrait du béton :**

Le béton subit en raccourcissement différé croissant pendant plusieurs années . Ce raccourcissement engendre une diminution de la contraint de traction de l'armature de précontraint égale au produit de la déformation dyu béton par le coefficient d'élasticité de l'acier :

$$\Delta\sigma_r = E_a \times E_p$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}; \text{ Et } E_a = 1.9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_r = 3.10^{-4} \times 1.9 \times 10^5 = 57 \text{ Mpa}$$

A l'about :

A 7 jours : on a une dissipation de 15% de rétrait.

A l'infini : on a une dissipation de 100% de retrait

$$\text{Donc } \Delta\sigma_r = (1 - 0.15) \times 57 = 48.45 \text{ Mpa}$$

### **b- pertes par relaxation des aciers :**

On utilise TBR par ce que pas de différence des couts entre TRB et RN (TRB : très basse relaxation. RN : relaxation normal).

Pour TRB<sub>r</sub> on a :  $\rho_{1000} = 2.5\%$

$$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (U - U_0) \Delta\sigma_{pi}(x), \text{ avec :}$$

$\sigma_{pi}$  : la tension initiale (après pertes instanranées).

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}, U = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}, U_0 = 0.43 \text{ pour TRB.}$$

### **Tab.VIII.10.pertes dues à la relaxation des aciers :**

| X(m)                               | 0       | L/4     | L/2     |
|------------------------------------|---------|---------|---------|
| $\sigma_{pi}$                      | 1292.93 | 1310.55 | 1325.22 |
| U                                  | 0.73    | 0.74    | 0.75    |
| $\Delta\sigma_{\text{relaxation}}$ | 58.18   | 60.94   | 63.61   |

### **c-pertes du fluage du béton :**

le béton est maintenu sous charge fixe indéfiniment appliqué, sa déformation n'est pas constante mais augmente lentement, et de façon continue avec le temps, c'est le phénomène de fluage.

Le règlement BPEL propose pour le cas courant une formule simplifier :

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = [\sigma_b^M + \sigma_b^F] \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec :

$\sigma_b^M$  = la contrainte maximale du béton au niveau du c.d.g des cable  
 $\sigma_b^F$  = la contrainte finale du béton.

$$\sigma_b^M = \frac{P^M}{B_h} + \frac{P^M \cdot e_p^2}{I_h} + \frac{M_G \cdot e_p}{I_h}, \quad P^M = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i)$$

$$\sigma_b^F = \frac{P^F}{B_h} + \frac{P^F \cdot e_p^2}{I_h} + \frac{M_G \cdot e_p}{I_h}, \quad P^F = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_i - \Delta\sigma_{relaxation})$$

**Tab.VIII.11. pertes dues au fluage de béton :**

| pertes                  | X(m) | 0     | L/4   | L/2   |
|-------------------------|------|-------|-------|-------|
| $P^M$                   |      | 2.33  | 2.36  | 2.38  |
| $\sigma_b^M$            |      | 5.26  | 6.05  | 9.03  |
| $P^F$                   |      | 2.13  | 2.16  | 2.18  |
| $\sigma_b^F$            |      | 4.8   | 5.28  | 7.66  |
| $\Delta\sigma_{fluage}$ |      | 53.11 | 59.82 | 88.12 |

**Tableau récapitulatif des pertes différées :**

**Tab.VIII.12. Tableau récapitulatif des pertes différées :**

| X(x)                    | 0      | L/4    | L/2    |
|-------------------------|--------|--------|--------|
| $\Delta\sigma_{retr}$   | 48.45  | 48.45  | 48.45  |
| $\Delta\sigma_{relax}$  | 58.18  | 60.94  | 63.61  |
| $\Delta\sigma_{fluage}$ | 53.11  | 59.82  | 88.12  |
| $\Delta\sigma_{diff}$   | 159.74 | 169.21 | 200.18 |

**Tableau récapitulatif des pertes :**

**Tab.VIII.13. Tableau récapitulatif des pertes différées :**

| X(m)                                                     | 0      | L/4    | L/2    |
|----------------------------------------------------------|--------|--------|--------|
| $\Delta\sigma_{pi}$                                      | 123.07 | 105.45 | 90.78  |
| $\Delta\sigma_{diff}$                                    | 159.74 | 169.21 | 200.18 |
| $\Delta\sigma = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{diff}$ | 282.81 | 274.66 | 290.96 |
| $\Delta\sigma\%$                                         | 19.97  | 19.39  | 20.55  |

# CHAPITRE IX

---

## ETUDE DE L'HOURLDIS

---

## 1-Etude de l'hourdis

Un hourdis est une couche de remplissage de maçonnerie constituée de béton et reposant sur des éléments préfabriqués en béton, en terre cuite, en polystyrène, ou plus récemment en bois aggloméré ou en PVC. À l'origine, hourdis est un synonyme de hourd et désigne un maçonnage grossier de plâtre et de moellons

ce sont des modules préfabriqués, de différentes épaisseurs, qui s'installent entre les poutrelles.

- 1.) Les hourdis servent ainsi à la fois de remplissage horizontal et de fond perdu, c'est-à-dire qu'ils restent en place.
- 2.) Ils constituent un coffrage « perdu » une fois la dalle coulée (à la différence d'un coffrage ou d'une banche qui se retirent)

## 2-Etude de la flexion :

### a. Charge uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :

Dans ce cas on calcule le rapport  $l_x/l_y$  qui est désigné par la lettre grec  $\rho$  selon cette valeur, la dalle va calculer comme elle porte dans deux sens si le rapport supérieur à 0.4 sinon elle porte dans un seul sens, seul de la petite cotée.

La dalle que je calculerai est divisée sur des panneaux dont ses dimensions sont selon la petite

Cotée  $l_x = 1.5\text{m}$  et  $l_y = 25.25\text{ m}$  selon sa grande cotée, donc  $\rho = l_x/l_y = 0.059$

$$\Rightarrow M_{0x} = g \times \frac{l_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

### b. Charge localisée, concentrée P, placé au centre de la dalle :

Dans ce cas, la dalle travaille dans les deux directions quel que soit le rapport  $\rho$ . La charge localisée est répartie sur un rectangle de répartition de dimension  $u \times v$

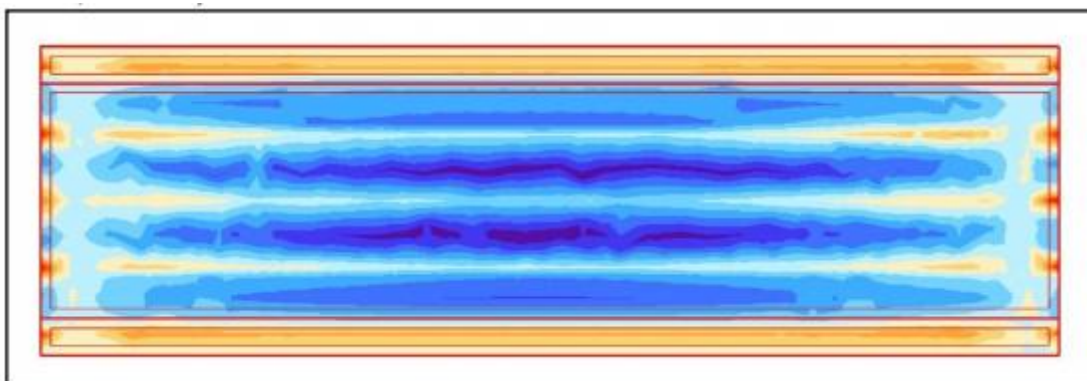


Fig.IX.1.Diagramme du moment longitudinale.

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle se calculent par les expressions suivantes :

$$M_{0x} = (M1 + \nu M2).P$$

$$M_{0y} = (M2 + \nu M1).P$$

$\nu$ : Coefficient de Poisson= **0 a l'ELU et 0.2 a l'ELS.**

M1 et M2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud, en 1921, et

mises sous forme d'abaques en fonction des rapports Plus récemment, en 1985, les abaques de Pigeaud ont été rétablis avec des meilleures précisions par J.P. Mougin.

$$\begin{cases} U = u + 2 E \\ V = \nu + 2 E \end{cases}$$

### 3-Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU :

#### 3.1) Sous charges permanentes :

$$g = g_{dalle} + g_{revêt} = (2.5 \times 0.2) + (2.2 \times 0.08) = 0.676 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l^2 x}{8} = 0.19 \text{ t.m/ml}$$

$$D'ou : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.162 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.095 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

#### 3.2) Sous surcharges :

- **A(L) :**

$$A(L) = 1.1936 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = g \times \frac{l^2 x}{8} = 0.336$$

$$D'ou : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 0.286 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.168 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

- **D240 :**



**Fig.IX.2. Système 240**

$$U = 3.2 + 2 \times E$$

$$V = 18.6 + 2 \times E$$

$E = 3/4(\text{épaisseur de la chaussée}) + 1/2(\text{épaisseur de la dalle})$

$$E = 3/4(8) + 0.5 \times 20 = 16 \text{ cm}$$

$$U = 18.6 + 3.2 = 18.92 \text{ m}$$

$$V = 3.2 + 0.32 = 3.52 \text{ m}$$

$$q_{D240} = \frac{240}{3.52 \times 18.92} = 3.6 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow M_{OX} = 1.01 \text{ t.m/ml}$$

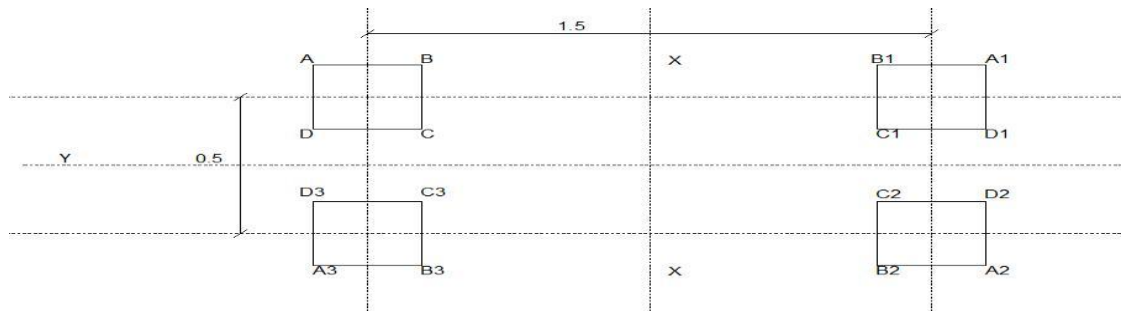
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{TX} = 0.86 \text{ t.m/ml} \\ M_{ax} = -0.505 \text{ t.m/ml} \end{array} \right.$$

• **BC**

$$U_1 = 0.25 + 0.32 = 0.57$$

$$V_1 = 0.25 + 0.32 = 0.57$$

$$q_{BC} = \frac{6}{0.57 \times 0.57} = 18.5 \text{ t/m}^2$$



**Fig.IX.3. Système Bc**

$$M = M_A - M_B - M_D + M_C$$



Rectangle (A .A1 .A2. A3) :

$$U = 0.5 + U_1 = 1.07\text{m}$$

$$V = 1.5 + V_1 = 2.07\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.71 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.082 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (A)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 2.07 = 40.9 \text{ t}$$

D'après Abaques de Mougins (Annexe) on :

**Tab.IX.1. Interpolation du moment dans rectangle (A .A1.A2.A3) :**

|        |       |       |       |
|--------|-------|-------|-------|
| Lx /Ly | 0.05  | 0.059 | 0.1   |
| M1     | 0.075 | 0.08  | 0.105 |
| M2     | 0.016 | 0.02  | 0.036 |



Rectangle (B.B1 .B2. B3) :

$$U = 1.07\text{m}$$

$$V = 1.5 - V_1 = 0.93\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.71 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.037 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (B)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 0.93 = 18.41 \text{ t}$$

**Tab.IX.2. Interpolation du moment dans rectangle (B .B1.B2.B3) :**

|        |       |       |       |
|--------|-------|-------|-------|
| Lx /Ly | 0.05  | 0.059 | 0.1   |
| M1     | 0.102 | 0.104 | 0.115 |
| M2     | 0.04  | 0.045 | 0.07  |



Rectangle (D .D1 .D2. D3) :

$$U = 1.07 - U_1 = 0.5\text{m}$$



$$V = 1.5 + V_1 = 2.07 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.33 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.082 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (D)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 0.5 \times 2.07 = 19.15 \text{ t}$$

**Tab.IX.3. Interpolation du moment dans rectangle (D .D1.D2.D3) :**

|        |       |        |      |
|--------|-------|--------|------|
| Lx /Ly | 0.05  | 0.059  | 0.1  |
| M1     | 0.11  | 0.1154 | 0.14 |
| M2     | 0.009 | 0.0146 | 0.04 |

❖

Rectangle (C .C1 .C2 .C3) :

$$U = 1.07 - U_1 = 0.5 \text{ m}$$

$$V = 1.5 - V_1 = 0.93 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.33 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.037 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow Q_{\text{rect (C)}} = q_{BC} \times U \times V = 18.5 \times 1.07 \times 2.07 = 40.9 \text{ t}$$

**Tab.IX.4. Interpolation du moment dans rectangle (C .C1.C2.C3) :**

|        |      |        |      |
|--------|------|--------|------|
| Lx /Ly | 0.05 | 0.059  | 0.1  |
| M1     | 0.17 | 0.1736 | 0.19 |
| M2     | 0.05 | 0.059  | 0.1  |

Moment final :

$$M_{Ox} = 0.08 \times 40.9 - 0.104 \times 18.41 - 0.1154 \times 19.15 + 0.1736 \times 8.6 = 0.64 \text{ t.m}$$

$$M_{Oy} = 0.02 \times 40.9 - 0.045 \times 18.41 - 0.0146 \times 19.15 + 0.059 \times 8.6 = 0.22 \text{ t.m}$$

Calcul du coefficient  $\delta'_b$  (pour le calcul des éléments du tablier)

$$\delta'_b = 1 + \frac{0.4}{1+0.2l'} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$$

$$l' = \min (l, \max (l_r, l_0))$$

Avec :

$l$  : portée de travée = 25.36m

$l_r$  : largeur roulable = 8m

$l_0$  : entre axe des poutres de rive = 9m

Donc  $l' = 9m$

$$G' = (G_T - G_P)_1^{l'} = (450.984 - 201.87) \times \frac{9}{25.36} = 88.4 \text{ t}$$

$$S' = \max (b_c \times B_c ; b_t \times B_t ; B_r) = 2 \times 1.1 \times 30 = 66t$$

Donc :  $\delta'_b = 1.24$

$$M_X \begin{cases} M_{tx} = +0.85 M_{OX} = 0.544 \times b_c \times \delta'_b = 0.74t.m \\ M_{ax} = -0.5 M_{OX} = -0.32 \times b_c \times \delta'_b = -0.436t.m \end{cases}$$

$$M_y \begin{cases} M_{ty} = +0.85 M_{Oy} = 0.187 \times b_c \times \delta'_b = 0.255t.m \\ M_{ay} = -0.5 M_{Oy} = -0.11 \times b_c \times \delta'_b = -0.15t.m \end{cases}$$

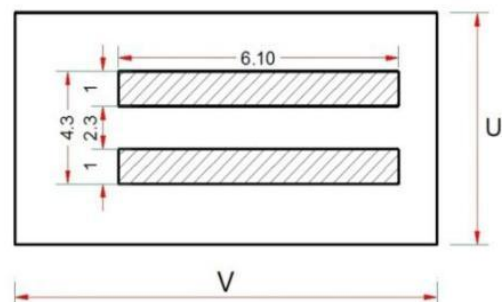
• **MC120**

$$Q_{MC120} = 55t$$

$$U = 1 + 0.32 = 1.32m$$

$$V = 6.1 + 0.32 = 6.42m$$

$$\alpha = \frac{U}{L_x} = 0.88 \quad \beta = \frac{V}{L_y} = 0.25$$



**Fig.IX.4. système 120**

**Tab.IX.5. Interpolation du moment M1 M2 pour (M120) :**

|        |       |         |       |
|--------|-------|---------|-------|
| Lx /Ly | 0.05  | 0.059   | 0.1   |
| M1     | 0.048 | 0.051   | 0.065 |
| M2     | 0.005 | 0.00536 | 0.007 |

$$M_{OX} = 0.051 \times 55 = 2.805 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$M_{OY} = 0.00536 \times 55 = 0.295 \delta'_{Mc120} \text{ en t.m/ml}$$

$$MC120 \longrightarrow S' = 110t \implies \delta'_{Mc120} = 1.28$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 3.06t.m \\ M_{ax} = -1.79t.m \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.25t.m \\ M_{ay} = -0.15t.m \end{cases}$$

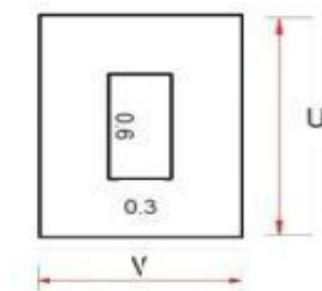
• **Br :**

$$Q_{Br} = 10t$$

$$U = 0.6 + 0.2 \times 0.16 = 0.92m$$

$$V = 0.3 + 0.2 \times 0.6 = 0.62m$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{U}{L_x} = 0.61 \\ \beta = \frac{V}{L_y} = 0.024 \end{cases}$$



$$M_{OX} = M1 \times Q_{Br}$$

$$M_{OY} = M2 \times Q_{Br}$$

**Tab.IX.6. Interpolation du moment M1 M2 pour (Br) :**

|        |       |        |      |
|--------|-------|--------|------|
| Lx /Ly | 0.05  | 0.059  | 0.1  |
| M1     | 0.105 | 0.1077 | 0.12 |
| M2     | 0.07  | 0.0736 | 0.09 |

$$M_{OX} = 0.1077 \times 10 = 1.077 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{OY} = 0.0736 \times 10 = 0.736 \text{ t.m/ml}$$

$$M_x : \begin{cases} M_{tx} = 0.915 \text{ t.m} \\ M_{ax} = -0.54 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_y : \begin{cases} M_{ty} = 0.626 \text{ t.m} \\ M_{ay} = -0.368 \text{ t.m} \end{cases}$$

**Tab.IX.7. de combinaisons des charges à l'ELU**

| M \ Comb       | $M_{ax}$ | $M_{tx}$ | $M_{ay}$ | $M_{ty}$ |
|----------------|----------|----------|----------|----------|
| 1.35G+1.6A(L)  | - 0.397  | 0.676    |          |          |
| 1.35 (G+D240)  | - 0.81   | 1.38     |          |          |
| 1.35G+1.6Bc    | -0.83    | 1.41     | -0.24    | 0.41     |
| 1.35 (G+Mc120) | -2.54    | 4.35     | -0.2     | 0.34     |
| 1.35G+1.6Br    | -0.99    | 1.68     | -0.588   | 1.002    |

Combinaison des charges à l'ELU

**Calcul des moments sur appuis et en travée a L'ELU :**

Dans ce cas on prend  $\nu$  (coefficient de poisson) =0.15 dans les équations des moments isostatiques pour les charges concentrées :

$$M_{OX} = (M1 + \nu M2) .P$$

$$M_{OY} = (M2 + \nu M1) .P$$

**Tab.IX.8. de combinaisons des charges à l'ELS**

| M \ Comb  | M <sub>ax</sub> | M <sub>tx</sub> | M <sub>ay</sub> | M <sub>ty</sub> |
|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| G+1.2A(L) | -0.3            | 0.505           |                 |                 |
| G+D240    | -0.6            | 1.02            |                 |                 |
| G+Mc120   | -1.89           | 3.222           | -0.15           | 0.25            |
| G+1.2Bc   | -0.62           | 1.05            | -0.18           | 0.31            |
| G+1.2Br   | 0.74            | 1.26            | -0.44           | 0.75            |

Combinaison des charges à l'ELS

#### 4-Calcul des efforts tranchants :

##### 4.1.) Sous une charge répartie :

on a :  $\rho = lx/ly = \rho = 0.059 < 4$  donc  $T_a = T_{ax}$  ( $T_{ay} = 0$ )

##### ➤ Sous poids permanente :

$$T_{ax} = q \cdot lx/2 = 0.676 \times 1.5/2 = 0.507 \text{t/ml}$$

##### ➤ Sous A(L) :

$$T_{ax} = q \cdot lx/2 = 1.1936 \times 1.5/2 = 0.895 \text{t/ml}$$

##### ➤ Sous D240 :

$$T_{ax} = 2.7 \text{t/ml}$$

##### 4.2.) Sous une charge localisé :

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sur le bord de la dalle par unité de longueur sont égales à :

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : } U > V \implies T_a : \begin{cases} T_{ax} = \frac{Q}{3U} \\ T_{ay} = \frac{Q}{2U+V} \end{cases}$$

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : } U < V \implies T_a : \begin{cases} T_{ax} = \frac{Q}{2U+V} \\ T_{ay} = \frac{Q}{3U} \end{cases}$$

➤ **Sous Br :**

$$Q_{Br} = 10t$$

$$U = 0.92m \text{ et } V = 0.62m$$

$$U > V \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{aX} = 3.62t/ml \\ T_{aY} = 4.06t/ml \end{array} \right.$$

➤ **Sous BC :**

$$U = 0.57m \text{ et } V = 0.57m$$

$$U = V \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{aX} = 3.5t/ml \\ T_{aY} = 3.5 t/ml \end{array} \right.$$

➤ **Sous MC120 :**

$$U = 1.32m \text{ et } V = 6.42m$$

$$U < V \quad \Rightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T_{aX} = 3.88t/ml \\ T_{aY} = 2.85 t/ml \end{array} \right.$$

**Tab.IX.9. de combinaison des efforts tranchants :**

| <b>Efforts</b>       | $T_{aX}$    | $T_{aY}$    |
|----------------------|-------------|-------------|
| <b>Comb</b>          |             |             |
| <b>1.35G+1.6A(l)</b> | <b>2.11</b> |             |
| <b>1.35(G+D240)</b>  | <b>4.32</b> |             |
| <b>1.35G+1.6Br</b>   | <b>6.48</b> | <b>6.49</b> |
| <b>1.35G+1.6Bc</b>   | <b>6.28</b> | <b>5.6</b>  |
| <b>1.35(G+MC120)</b> | <b>5.92</b> | <b>3.85</b> |

Combinaison des efforts tranchants

## 5-Ferraillage de la dalle :

### 5.1.) calcul des armatures a L'ELU :

#### a- Selon XX :

➤ **En travée :**

$M_{u,max} = 4.35 \text{ t.m/ml}$  on calcule le moment réduit qui :

$$\mu_U = \frac{M_{u,max}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{4.35 \times 10^4}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.094 < 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armature comprimée.}$$

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.12 \implies \beta = 1 - 4\alpha_u = 0.95$$

Alors, la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{u,max}}{\beta.d.f_{su}} = \frac{4.35 \times 10^4}{0.95 \times 18^2 \times 348} = 7.31 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} \text{ et } F_{SU} = \frac{f_e}{1.15}$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{u,max} = 2.54 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.055 \implies \alpha_u = 0.071 \implies \beta = 0.97$$

$$\text{Donc : } A_{SU} = 4.18 \text{ cm}^2$$

#### b- Selon YY :

➤ **En travée :**

$$M_{u,max} = 1.002 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.022 \implies \alpha_u = 0.027 \implies \beta = 0.98$$

$$A_{SU} = 1.68 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appui :**

$$M_{u,max} = 0.588 \text{ t.m/ml} \implies \mu_U = 0.013 \implies \alpha_u = 0.016 \implies \beta = 0.99$$

$$A_{SU} = 0.945 \text{ cm}^2$$

### Espacement max:

$$e \leq \min (3hd; 33\text{cm}) = \min (60;33) = 33\text{cm}$$

$$e=25\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

### 5.2.) calcul des armatures a L'ELS :

#### a- Selon XX :

✓ **En travée :**

$M_{s,\max} = 3.222\text{t.m/ml}$  on calcule le moment réduit qui :

$$\mu_s = \frac{M_{s,\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}}$$

Les fissurations préjudiciables donc on a :

$$\sigma_{st} = \min ( 2/3 \times f_e ; 110 \cdot \sqrt{1.6 f_{tj}} ) = 201.63\text{MPa} \implies \mu_s = 0.005 \implies \beta = 0.997$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{s,\max}}{z1 \cdot \sigma_{st}}$$

$$z1 = d \times \beta_1 = 0.18 \times 0.997 = 0.178$$

$$A_{\text{ser}} = 8.98 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$$M_{s,\max} = 1.89\text{t.m/ml} \implies \mu_s = 0.0029 \implies \beta = 0.998$$

$$A_{\text{ser}} = 5.26\text{cm}^2$$

#### b- Selon YY :

✓ **En travée :**

$$M_{s,\max} = 0.75 \text{ t.m/ml} \quad \mu_s \implies 0.011 \quad \beta \implies 0.989$$

$$A_{\text{ser}} = 2.08\text{cm}^2$$

✓ **Sur appui :**

$$M_{s,\max} = 0.44 \text{ t.m/ml} \quad \mu_s \implies 0.00063 \quad \beta \implies 0.99$$

$$A_{\text{ser}} = 1.22 \text{ cm}^2$$



**Espacement max:**

$$e \leq \min (3hd; 33\text{cm}) = \min (60;33) = 33\text{cm}$$

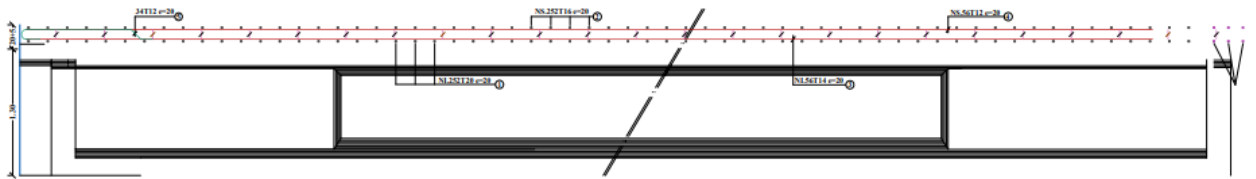
$$e1=20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad (\text{C.V}) \quad , e2 = 25\text{cm}$$

$$A = \max (A_{\text{SU}}; A_{\text{ser}}) = A_{\text{ser}}$$

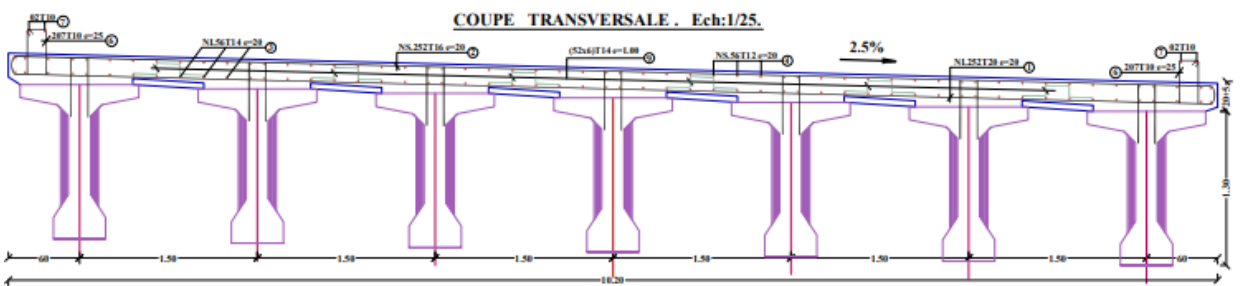
$$A_x : \begin{cases} A_{\text{lx}} = 8.98 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}14 \\ A_{\text{ax}} = 5.26 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}12 \end{cases}$$

$$A_y : \begin{cases} A_{\text{lx}} = 2.08 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}10 \\ A_{\text{ax}} = 1.22 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}8 \end{cases}$$

**5.3.) plan de Ferrailage de la dalle :**



**Fig.IX.5.Ferrailage principale de la dalle coupe longitudinale du tablier**



**Fig.IX.6.Ferrailage principale de la dalle coupe transversale du tablier**

## 6-Vérification des contraintes :

- $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$
- $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y1$  ,  $\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_s}{I} (d - y1)$  et  $z1 = d - \frac{y1}{3}$

Sera faire sous l'effet du moment maximum :

$$\sigma_{bc} = \frac{3.222 \times 10^4}{\frac{1 \times 0.2^3}{12}} \times 0.06 = 2.9\text{MPa} \leq 15 \quad (\text{CV}).$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{3.222 \times 10^4}{\frac{1 \times 0.2^3}{12}} \times (0.18 - 0.06) = 87\text{MPa} \leq 201.63\text{MPa} \quad (\text{CV}).$$

## 7-Vérification de non poinçonnement sous charge localisée :

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants (armatures transversales), l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition :

$$h_d \geq \frac{Q_U}{0.045 \cdot U_C \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}, \quad Q_U : \text{Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU}$$

$$Q_U = \gamma_{Q1} \cdot \delta_B \cdot Q ; \text{ avec } Q = (10\text{t pour Br ; } 8\text{t pour Bt ; } 6\text{t pour Bc )}$$

$$\gamma_{Q1} = 1.6 \text{ l'ELU pour le système B}$$

$$\delta = \delta_B : \text{Coefficient de majoration dynamique pour le système B.}$$

$U_C$  : Périmètre du rectangle de répartition

$$U_C = 2(u+v) \text{ u et v : dimension du rectangle de répartition.}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1.5 en général et = 1.15 pour les situations accidentelles. Ici, on prend 1.5

### -Sous Br

$$Q_U = 1.6 \times 1.106 \times 10 = 17.69\text{t} \implies 2(0.62+0.92) = 3.08\text{m}$$

$$\implies \frac{17.69 \times 10^{-2}}{0.045 \times 3.08 \times \frac{25}{1.5}} = 0.076\text{m} \text{ Alors, la condition ci-dessus est vérifiée.}$$

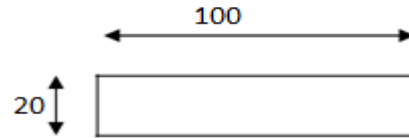
En effet :  $h_d = 0.2 > 0.076$  (CV) pas des armatures transversale.

## 8.) Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_d \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.2m d'hauteur}$$

(l'épaisseur de la dalle)



Tmax : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 1.6Br = 6.49t$$

$$\tau_u = \frac{6.49 \times 10^4}{1 \times 10^3 \times 20} = 0.324 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \quad (\text{C.V.})$$

Donc pas d'armature d'effort tranchant.

# CHAPITRE X

---

## CONCEPTON ET DIMENSIONNEMENT DE LA PILE

---

## 1-Conception et dimensionnement de la pile :

La **pile** d'un pont est un appui intermédiaire supportant le tablier de l'ouvrage. ... Il s'agit d'un appui massif et permanent, par opposition aux palées qui sont des appuis plus légers et temporaires

## 2-Pré dimensionnement de la pile :

- **chevêtre** : c'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux futs

❖ **Hauteur** :  $1\text{m} < H < 1.6\text{m}$  on prend  $H=1.2\text{m}$ .

❖ **Largueur** est de  $1.8\text{m}$

❖ **Longueur** : est égale à la longueur du tablier donc  $L_{ch} = 10.2\text{m}$

- **Futs** : leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique sont dimensions géométrique

De diamètre généralement constant  $e=1.2\text{m}$ .

$L_2$  est l'espace entre les deux axes de futs .donc :  $L_2=3.6\text{m}$ .

Hauteur :  $H = 5\text{ m}$

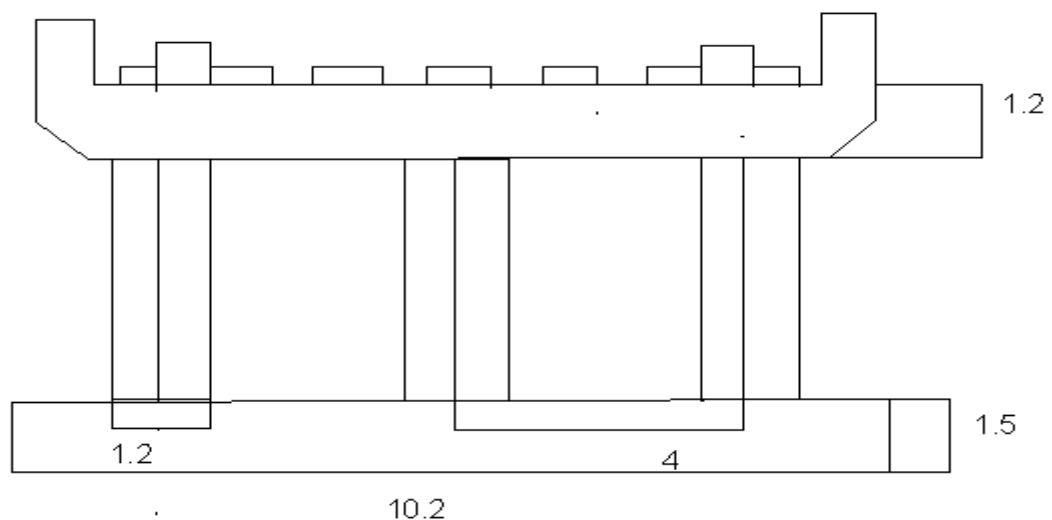
- **Semelle** :

❖ Epaisseur :  $1.5\text{m}$

❖ Largeur :  $6\text{m}$

❖ Longueur :  $10.2\text{m}$

❖ Béton de propreté :  $0.20\text{m}$



**Fig.X.1 schémat d'un pile**

### 3-Charges et surcharges :

#### 3-1- charges permanentes:

Poutres  $g_1=7.6825\text{t/ml}$

Dalle  $g_2= 6.25\text{t/ml}$

Revêtement  $g_3=1.232\text{t/ml}$

Trot+corniche+g.cor+gl  $g_4=1.47\text{t/ml}$

$$\Sigma g = 17.1795\text{t/ml}$$

$$R = 17.1795 \times 25.25 \times 0.5 = 216.9\text{t}$$

$$G = 433.78\text{t}$$

$$\text{Chevêtre : } P_c = (1.8 \times 1.2) \times 10.2 \times 2.5 = 55.08\text{t}$$

$$\text{Le fut : } P_f = 3 \times 5.65 \times 2.5 = 42.39\text{t}$$

$$\text{Semelle : } P_s = 6 \times 1.5 \times 10.2 \times 2.5 = 229.5\text{t}$$

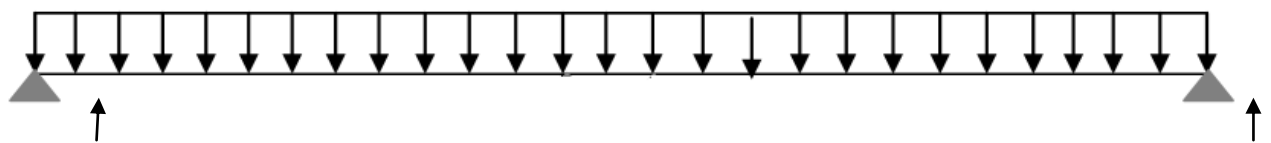
$$\text{Poids des terres sur semelle} = 2 \times 0.6 \times ((10.2 \times 6) - (3 \times \frac{\pi}{4} \times 1.2^2)) = 70.04\text{t}$$

$$\text{Poids propre des plots +dés appuis} = 4.6\text{t}$$

$$\text{Totale} = 835.39\text{ t}$$

#### 3.2.) Répartition des surcharges sur la pile ( calcul les réaction max) :

- **Surcharge A(l)** :La portée de pont est 25.25m

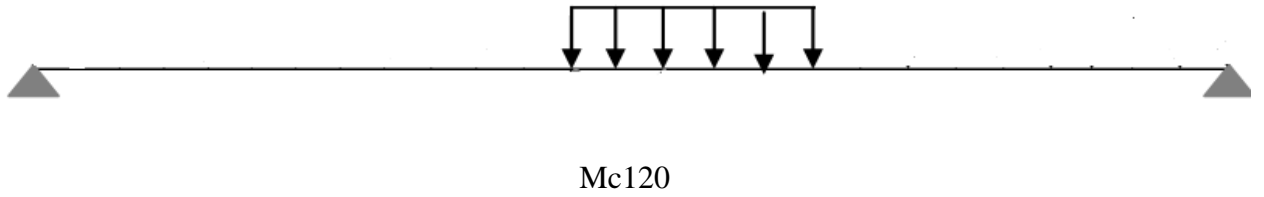


A(L)

$$q = 8.372\text{t/ml}$$

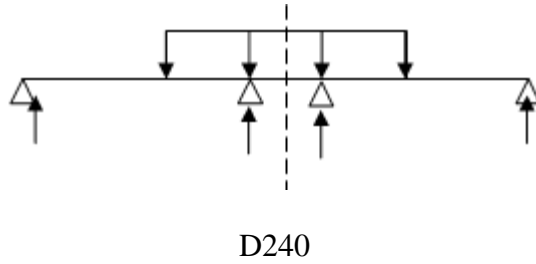
$$R_d = R_g = q.l/2 = 105.69\text{t} \quad R = R_d + R_g = 211.393\text{t}$$

- **Charge Mc120** ( $\delta = 1.1$ )



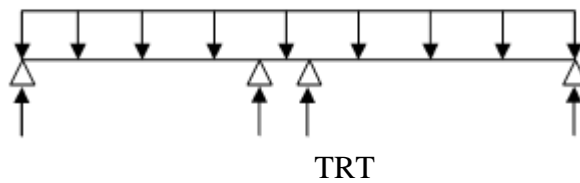
$$R_t = \left(\frac{3.05}{2} + (25.25 - 3.05)\right) \times 110 / 25.25 \times 1.1 = 93.96t$$

- **Surcharges D240**



$$R = \left(\frac{9.3}{2} + (25.25 - 9.3)\right) \times 240 / 25.25 = 195.80t$$

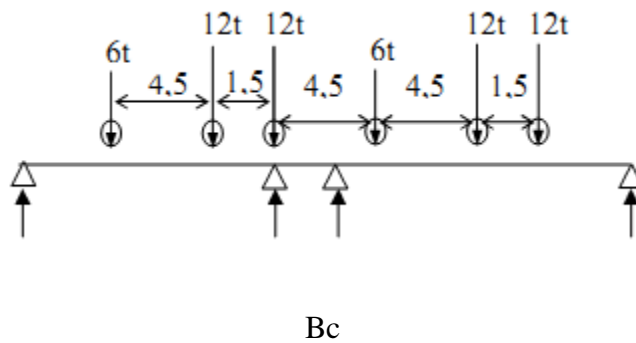
**sur trottoir :**



$$q = 0.15 \times 1.2 \times 2 = 0.37t/ml$$

$$R = 0.37 \times 25.25 = 9.34t$$

- **Surcharges Bc :**



$$R = (24 \times 24.65 + 24 \times 23.15 + 12 \times 18.65 + 24 \times 14.15 + 24 \times 12.65 + 12 \times 8.15) / 24.65$$

$$R = 85.59$$

- **Surcharges**

### 3.3.) Effort horizontaux :

- **Freinage système A(l) :**

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20+0.0035s} \times A \times s$$

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20+0.0035(7 \times 25.25)} \times 1.196 \times (7 \times 25.25) = 10.25t$$

$$M = 10.2.(0.2+1.8+1.2+10.2) = 137.35t.m$$

- **Freinage du Bc :**

$$H_{bc} = P/2 = 30/2 = 15t$$

$$M = 14.3484 \times 15 = 215.22t.m$$

#### Tab.X.1. des charges d'exploitation :

| Désignation | A1      | Bc     | D240   | Mc120 | Trottoir |
|-------------|---------|--------|--------|-------|----------|
| N(t)        | 211.393 | 85.59  | 195.80 | 93.96 | 9.34     |
| H(t)        | 10.25   | 15     | /      | /     | /        |
| h(m)        | 10.2    | 10.2   | /      | /     | /        |
| M (t.m)     | 137.35  | 215.22 | /      | /     | /        |

Les charges d'exploitation

Réaction totale :

A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} R1 = R_G + 1.2 (R_{A(l)} + R_{TRT}) = 698.65t \\ R2 = R_G + R_{D240} + 1.2R_{TRT} = 640.78t \end{array} \right.$$

A L'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} R1 = 1.35R_G + 1.6(R_{A(l)} + R_{TRT}) = 938.77T \\ R2 = 1.35R_G + 1.35R_{D240} + 1.6R_{TRT} = 864.877t \end{array} \right.$$

$$R_{max} = 938.77T$$

**Vérification de la stabilité de la pile :**

- ❖ **Au glissement :**



$$\frac{H}{V} \leq \frac{\tan\varphi}{1.5}$$

$\varphi$  : Angle de frottement interne =20°

$$H = 15t$$

$$V = \text{poids de tablier + pile} = 433.78 + 326.97 = 760.75T$$

$$\text{Donc on a } \frac{H}{V} = \frac{15}{862.06} = 0.019 \leq \frac{\tan\varphi}{1.5} = 0.26 \text{ c'est vérifiée}$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{max} = \frac{N + (1 + \frac{6.e}{b})}{s} \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{max} = \frac{760.75}{6 \times 10.2} + \frac{137.35 \times 6}{10.2 \times 6^2} = 14.67t/m^2 \leq 30t/m^2 \text{ c'est vérifiée}$$

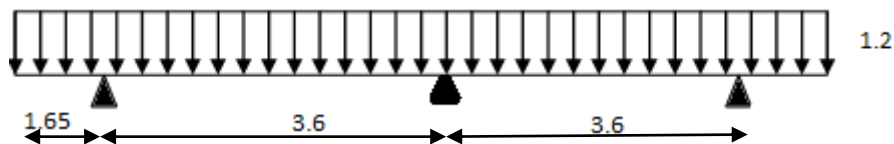
$$\sigma_{min} = \frac{760.75}{6 \times 10.2} - \frac{137.35 \times 6}{10.2 \times 6^2} = 10.18t/m^2 > 0 \text{ c'est vérifiée}$$

#### 4-Calcul des sollicitations dans chaque élément :

##### 4.1.) La chevêtre :

Le rôle de chevêtre est d'assurer le transfert des descentes des charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier, il permet également m'emplacement des vérins lors du chargement des appareils d'appuis.

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue sur trois appuis qui sont les futs.



**FigX.2. chevêtre**

$$P_1 = 938.77/10.2 = 92.03 \text{ t/ml (poids propre du tablier + surcharges)}$$

$$P_2 = 55.08/10.2 = 5.4t/ml \text{ (poids propre de chevêtre)}$$

$$P_t = 92.03 + 5.4 = 97.43 \text{ t/ml}$$

$$P_U = 1.35(92.03 + 5.4) = 131.53t/ml$$

$$P_S = 91.1 + 6.15 = 97.43t/ml$$

#### 4.1.1.) Calcul les moments fléchissant et efforts tranchant à ELU :

##### a- Moments fléchissant :

➤ **Moment sur appui :**

$$M_0 = -131.53 \times \frac{1.2^2}{2} = -94.70 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{3.6 \times 3.6} \times \left( -131.53 \times \frac{3.6^3}{3.6} \times 2 + 2 \times 3.6 \times 94.70 \right) = -125.42 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_0 = -94.70 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M(x) = P.L.\frac{x}{2} - P.\frac{x^2}{2} - M_0 \left( 1 - \frac{x}{L} \right) - \frac{M_1.x}{L}$$

$$M'(x) = P.\frac{L}{2} - P.x + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_0}{P.L} - \frac{M_1}{P.L}$$

On prend la valeur absolue de  $M_0$  et  $M_1$

$$x = \frac{4}{2} + \left( \frac{94.70 - 125.42}{131.53 \times 3.6} \right) = 1.93 \text{ m}$$

$$M_{\text{trav}} = \left[ 131.53 \times 3.6 \frac{1.93}{2} - 131.53 \times \frac{1.93^2}{2} - 94.70 \left( 1 - \frac{1.93}{3.6} \right) - \frac{125.42 \times 1.93}{3.6} \right] = 100.81 \text{ t.m}$$

##### b- Effort tranchant :

$$T_{OG} = 131.53 \times 1.2 = 157.8.3 \text{ t}$$

$$T_{OD} = 131.53 \times \frac{3.6}{2} + \left( \frac{94.70 - 125.42}{3.6} \right) = 227.26 \text{ t}$$

$$T_{iG} = 131.53 \times \frac{3.6}{2} - \left( \frac{94.70 - 125.42}{3.6} \right) = 244.33 \text{ t}$$

#### 4.1.2.) Calcul les moments fléchissant et efforts tranchant à ELS :

##### a- Moments fléchissant :

➤ **Moment sur appui :**

on doit calculer  $M_1, M_2, M_3$  et d'après la méthode des trois moments :

$$M_0 = -97.43 \times \frac{1.2^2}{2} = -70.14 \text{ t.m}$$

$$M_1 = \frac{1}{3.6 \times 3.6} \times \left( -97.43 \times \frac{3.6^3}{3.6} \times 2 + 2 \times 3.6 \times 70.14 \right) = -155.89 \text{ t.m}$$

$$M_3 = M_0 = -70.14 \text{ t.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M(x) = P.L.\frac{x}{2} - P.\frac{x^2}{2} - M_0\left(1 - \frac{x}{L}\right) - \frac{M_1.x}{L}$$

$$M'(x) = P.\frac{L}{2} - P.x + \frac{M_0}{L} - \frac{M_1}{L} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_0}{P.L} - \frac{M_1}{P.L}$$

On prend la valeur absolue de  $M_0$  et  $M_1$

$$x = \frac{3.6}{2} + \left(\frac{70.14 - 155.89}{97.43 \times 3.6}\right) = 1.55 \text{ m}$$

$$M_{\text{trav}} = \left[97.43 \times 3.6 \frac{1.55}{2} - 97.43 \times \frac{1.55^2}{2} - 70.14\left(1 - \frac{1.55}{3.6}\right) - \frac{155.89 \times 1.55}{3.6}\right] = 78.06 \text{ t.m}$$

**b- Effort tranchant : 263.06-234.07-39.94-67.11**

$$T_{OG} = 97.43 \times 1.2 = 116.916 \text{ t}$$

$$T_{OD} = 97.43 \times \frac{3.6}{2} + \left(\frac{70.14 - 155.89}{3.6}\right) = 151.55 \text{ t}$$

$$T_{iG} = 97.43 \times \frac{3.6}{2} - \left(\frac{70.14 - 155.89}{3.6}\right) = 199.19 \text{ t}$$

**c- Résultats trouvé par logiciel (SAP2000) :**

**4.1.3) Ferrailage du chevrete :**

**Résultats :**

L'ELU :  $M_{\text{max}} = 100.81 \text{ t.m}$  ;  $M_{\text{min}} = -125.42 \text{ t.m}$  ;  $T_{\text{max}} = 244.33 \text{ t}$

L'ELS :  $M_{\text{max}} = 78.06 \text{ t.m}$  ;  $M_{\text{min}} = -155.89 \text{ t.m}$  ;  $T_{\text{max}} = 199.19 \text{ t}$

➤ **Armatures longitudinale :**

Le ferrailage se fait à L'ELU selon les règles BAEL91:

- Contrainte du béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Limite élastique de l'acier  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Section rectangulaire
- Largeur de la section  $b = 1.8 \text{ m}$
- Hauteur total  $h = 1.2 \text{ m}$
- Enrobage  $0.05 \text{ m}$

**Sur appui :**

$$M_u = 155.89 \text{ t.m} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.35, \quad d = 1.2 - 0.05 = 1.15 \text{ m} = 115 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.051 \leq 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armatures comprimées}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.062 \quad \Rightarrow 1 - 0.4 \alpha_u = 0.97$$

Alors la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{umax}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{155.89 \times 10^4}{0.97 \times 115 \times 348} = 40.15 \text{ cm}^2 \quad A_{SU} = 40.84 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{13HA20}$$

$$\text{Avec } f_{SU} = \frac{f_e}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**Sur travée :**

$$M_u = 78.06 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.013 \leq 0.186 \text{ donc pas de nécessité d'armatures comprimées}$$

$$\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_U}) = 0.015 \quad \Rightarrow 1 - 0.4 \alpha_u = 0.99$$

Alors la section est de :

$$A_{SU} = \frac{M_{umax}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{78.06 \times 10^4}{0.99 \times 115 \times 348} = 19.70 \text{ cm}^2, \quad A_{SU} = 20.11 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA16}$$

➤ **Armatures transversale :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } b_0 = 2050 \text{ mm}, \quad d = 1150 \text{ mm}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle dans le béton.

$v_u$  : Effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU.

$$\tau_u = \frac{244.33 \times 10^4}{1800 \times 1150} = 1.18 < 2.5 \text{ MPa (CV)}$$

Les armatures droites sont suffisantes .on disposera donc les cadres droits espacés de  $S_t$  inférieur à **20 cm** d'après « S.E.T.R.A »

$$A_t = \frac{S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28} K)}{0.9 f_e} \gamma_s b_0, \quad \gamma_s = 1.15,$$

Avec  $k = 1$  pas reprise de bétonnage

$$F_e = 400 \text{ MPa}, \quad f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t = 5.81 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_t = 6.16 \text{ cm}^2$  . Soit **4HA14**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max} \left[ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{5.1 \times 400}{205 \times 15} = 0.66 \text{ Mpa}$$

$$\text{Max} \left[ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right] = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.51 \text{ MPa} \dots \text{ C. vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

## 4.2. le fut :

### 4.2.1- vérification de flambement du fut :

$$L_c = 0.7 \times 5 = 3.5$$

$$\gamma = \frac{L_c}{i} \quad \text{avec } i = D/4 = 1.2/4 = 0.3$$

$$\gamma = 3.5/0.3 = 11.8 < 50 \quad \text{pas de risque de flambement}$$

### 4.2.2- charges horizontales :

Effort freinage revenant à la pile =  $30/2 = 15 \text{ t}$  (un seul camion sur le tablier freiné)

Soit par fut =  $15/3 = 5 \text{ t}$

### 4.2.3- Evaluation des charges et surcharges :

$$V = T_{OG} + T_{OD} = 268.466 \quad , H = 5 \text{ t}$$

$$M = [5 \times (0.2 + 1.2 + 5)] = 32 \text{ t.m} \quad \text{pour chaque fut.}$$

$$\text{ELU : } V = 1.35 \times 268.466 = 362.42, \quad M = 1.35 \times 32 = 43.2 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } V = 268.466 \text{ t} \quad , M = 32 \text{ t.m}$$

### 4.2.4- ferrailage du fut :

Le fut est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composé .on fait seulement le ferrailage du fut le plus sollicité :

$N=362.42t$  ,  $M=43.2t$ .

Selon l'abaque de Walther on a  $\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$

$h$  : l'enrobage et  $D$  : diamètre du fut

$$\frac{N}{\pi \times R^2 \times \beta} = 0.12 \quad , \quad \frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times \beta} = 0.012$$

$\beta = 25\text{MPa}$  on tire de l'abaque la valeur  $\omega = 0.2$

$$\omega = \frac{Fa}{\pi \times R^2} \times \frac{\sigma_f}{\beta} \quad \text{Avec} \quad \omega : \text{degré mécanique d'armature}$$

$Fa$  = aire totale de l'armature passive

$$Fa = \frac{\pi \times R^2 \times \beta \times \omega}{\sigma_f} = 123.14 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{10HA40} \quad Fa=125.7\text{cm}^2$$

Le pourcentage géométrique doit être compris dans les limites de :

$$0.5\% \leq \rho G \leq 3\% \text{ selon (RPOA2006)}$$

$$\rho G = As/B = 0.01257/1.13 = 1.11\%$$

$As$  : section d'acier ,  $B$  = section du béton

❖ **Condition non fragilité :**

$$As/\pi D^2 \geq 0.23 F_{tj}/f_e$$

$$As \geq 54.62 \quad \text{vérifiée}$$

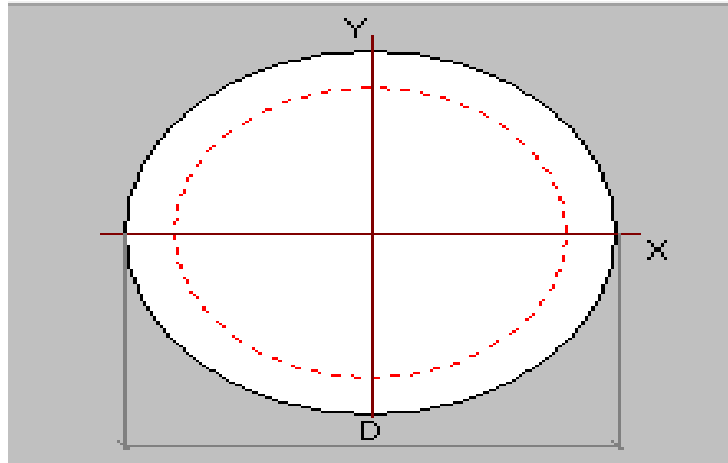
❖ **Armature transversale : (selon RPOA2006)**

L'espacement maximale =  $\text{Min}(12\Phi_l, B, 20\text{cm}) = \text{Min}(38.4, 150, 20) = 20\text{cm}$

$$\Phi_t = \Phi_l/3 = 38.4/3 = 12.8\text{mm}$$

On prend  $\Phi_t = 14\text{mm}$  avec un espacement de  $15\text{cm}$  (zone de jonction)

$20\text{cm}$  (zone de courante).



**Fig.X.3.Ferrailage du fut**

### 4.3- la Semelle :

Longueur  $L = 10.2\text{m}$

Largeur  $B = 6\text{m}$

Epaisseur  $E = 1.5\text{m}$

#### 4.3.1-calcul de la réaction des pieux :

Les pieux présentent une symétrie par rapport à (x o y) chaque fut ramène un moment est un effort normal

La réaction qui revient à chaque pieu est donnée par la formule suivante (d'après PP73) :

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x x_i}{\sum x_i^2} \pm \frac{M_y y_i}{\sum y_i^2}$$

Avec  $n$  : nombre des pieux avec ( $n=6$ )

$M_x$  : moment suivant l'axe x

$M_y$  : moment suivant l'axe y

$x_i, y_i$  : l'entre axe suivant x et y  $x_i = 1.8\text{ m}, y_i = 3.6\text{m}$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pie –semelle proportionnelle à la charge .
- Semelle infiniment rigide

### 4.3.2- Ferrailage de la semelle :

La condition de la méthode des bielles est :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7\text{m}, b = 1.2\text{m}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.42 \quad \Rightarrow \alpha = 55^\circ \geq 45^\circ \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = 1.05 < 1.5 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

$$\text{On a } \overline{\sigma}_a = 2/3 \sigma_e = 267\text{MPa}$$

$$A = \frac{R_{\text{max}}}{\overline{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{2.72}{267} \times \frac{1.05}{1.5} = 71.31\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{9HA32} \quad A_s = 72.38\text{cm}^2$$

n : nombre des barre = 9barres

d : enrobage = 10cm (d'après BAEL)

$\emptyset$  : Diamètre de pieu = 1.2 m

$$L'espacement \text{ est de } St = \frac{\emptyset + H - d}{9-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{9-1} = 0.325\text{m} = 32.5\text{cm}$$

On prend :  $s_t = 30\text{cm}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :  $L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7\text{m}$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A = A_s/3 = 71.31/3 = 23.77\text{cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA25} \quad A_{\text{inf}} = 24.54\text{cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales inférieure dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fut et les pieux de fondation :

$$A = A_s/3 = 71.31/3 = 23.77 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA25} \quad A_{\text{inf}} = 24.54\text{cm}^2$$

$$St = \frac{\emptyset + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{5-1} = 0.65\text{m} = 65\text{cm}, \text{ on prend } s_t = 60\text{cm}$$



- ✓ **Armatures de construction :**
- **Armatures transversale supérieur :**

$$A_{ts} = A/10 = 71.31/10 = 7.13 \text{ cm}^2, \text{ Soit } \mathbf{5HA14} \quad A_{inf} = 7.70 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{5-1} = 0.65 \text{ m} = 65 \text{ cm}, \text{ on prend } st = 60 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinale supérieur :**

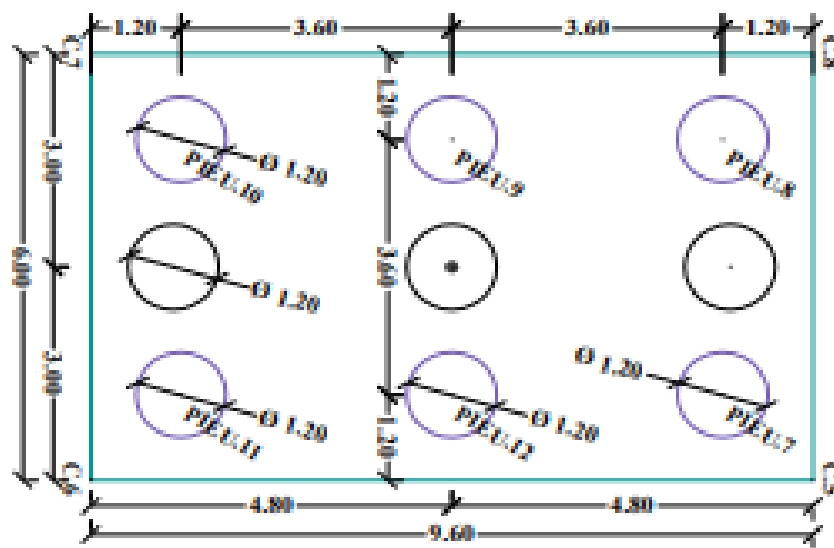
$$A = A_s/3 = 71.31/3 = 23.77 \text{ cm}^2, \text{ soit } \mathbf{5HA25} \quad A_{inf} = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$St = \frac{\phi + H - d}{n-1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.1}{5-1} = 0.65 \text{ m} = 65 \text{ cm}, \text{ on prend } st = 60 \text{ cm}$$

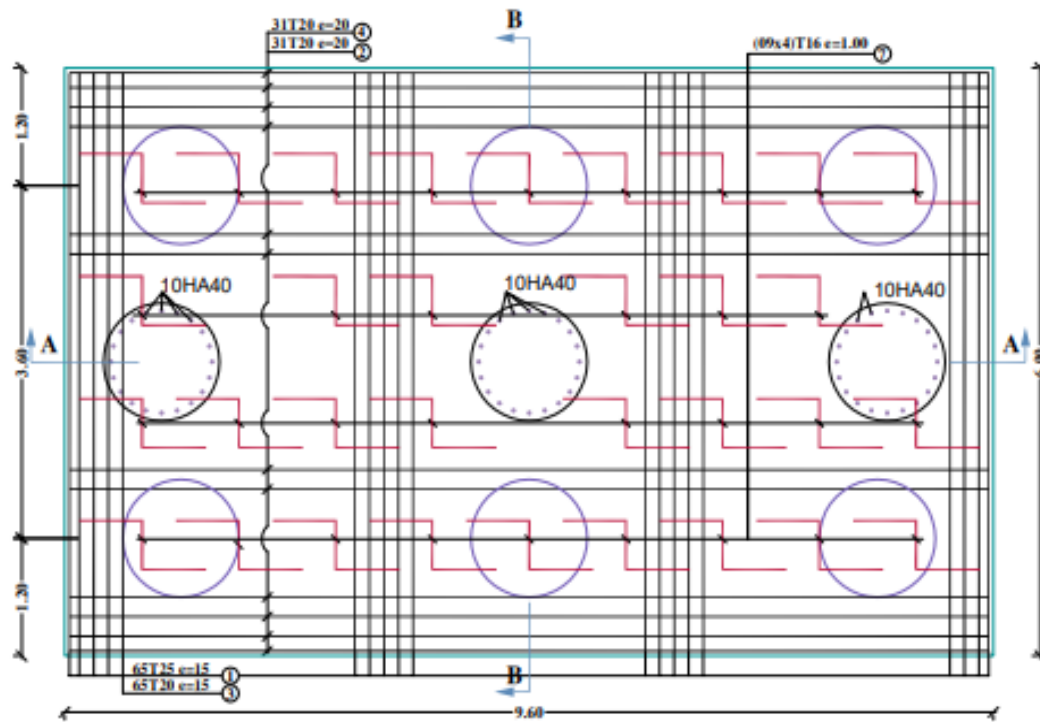
- **Armatures latérales :**

$$A_{ts} = A/10 = 71.31/10 = 7.13 \text{ cm}^2, \text{ Soit } \mathbf{5HA14} \quad A_{inf} = 7.70 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**
- ✓



**Fig.X.4.Ferrailage de la semelle – nappe inférieure**



**Fig.X.5.Ferrailage de la semelle – nappe supérieure**

## **CONCLUSION :**

Dans cette étude d'un pont à poutres en béton précontraint Passage Supérieur **évitement de la ville de Bouchegouf-wilaya de Guelma** a été effectuée. Au début, nous avons fait le pré-dimensionnement d'un tablier et les poutres du pont. Les résultats des moments dues à des charges transversal ; obtenus manuellement en utilisant la méthode Guyon Massonet ; sont comparés favorablement avec ceux obtenus numériquement en utilisant logiciel SAP 2000. Egalement, ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases de conception d'un ouvrage d'art, ainsi comment peut-on appliquer toutes les règlements (B.P.E.L et B.A.E.L ...etc.) et d'autre part d'acquérir des connaissances sur les logiciels (SAP, A-CAD.....etc.) Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'ENTP.

## **Références bibliographiques**

L'étude géotechnique de l'ouvrage SERO-EST BATNA.

Mémoire de aboluhom akram biskra.

Les sites internet wikipedia.

Mémoire de DJELLALA Radwane, HAMZAOUI Oussama, HADOUES Walid Guelma.

Mémoire d'OUSSADIT Dalila Nesma wilaya de NAAMA.

Mémoire de Mr.TIGHILT Samir et Mr. BECHOUCHE Karim TIZI\_OUZOU.

# *ANNEXE*



MESURE  
INFORMATIQUE  
GEOLOGIE

Dossier: 100 DR DE 43 18..

Site :

Guelma

### Forage : SC 01 EB

Type : Carottage

Client: DTP Guelma

Etude : Dédoublement de la RN 14  
lot ouvrage d'art - Evitement de la ville  
de Bouchegouf

Z:

X: 377884

Y: 4037950

Echelle : 1 / 118

Date :

Début : 0.00 m

Fin : 20.00 m

Page: 1 / 1

Niveau d'eau:

| Altitude (m) | Profondeur (m) | DESCRIPTION LITHOLOGIQUE<br>NATURE DU TERRAIN     | Stratigraphie | Echelle m/ton | Carottage (%) | ROD (%) | LEFRANC | Eau | OUTIL | EQUIPEMENT | TUBAGE | DATES | Berlage (c/pe) |
|--------------|----------------|---------------------------------------------------|---------------|---------------|---------------|---------|---------|-----|-------|------------|--------|-------|----------------|
| 0            | 0              | Terre végétale                                    |               |               | 0             | 0       |         |     |       |            |        |       | 0              |
| 1            | 1              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 50             |
| 2            | 2              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 3            | 3              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 4            | 4              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 5            | 5              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 6            | 6              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 7            | 7              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 8            | 8              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 9            | 9              |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 10           | 10             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 11           | 11             | Argile verdâtre oxydée qui se cèbite en plaquette |               | 8.0           | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 12           | 12             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 13           | 13             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 14           | 14             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 15           | 15             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 16           | 16             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 17           | 17             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 18           | 18             | Argile grisâtre compacte et gypseuse              |               | 11.8          | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 19           | 19             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |
| 20           | 20             |                                                   |               |               | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 100            |



MESURE  
INFORMATIQUE  
GEOLOGIE

Dossier:

100 DR DE 43 18...

Site :

Guelma

## Forage : SC 02 EB

Type : Carottage

Client: DTP Guelma

Etude : Dedoublement de la RN 14  
lot ouvrage d'art - Evitement de la ville  
de Bouchegouf

Z:

Date :

X: 377849

Début : 0.00 m

Y: 4037931

Fin : 20.00 m

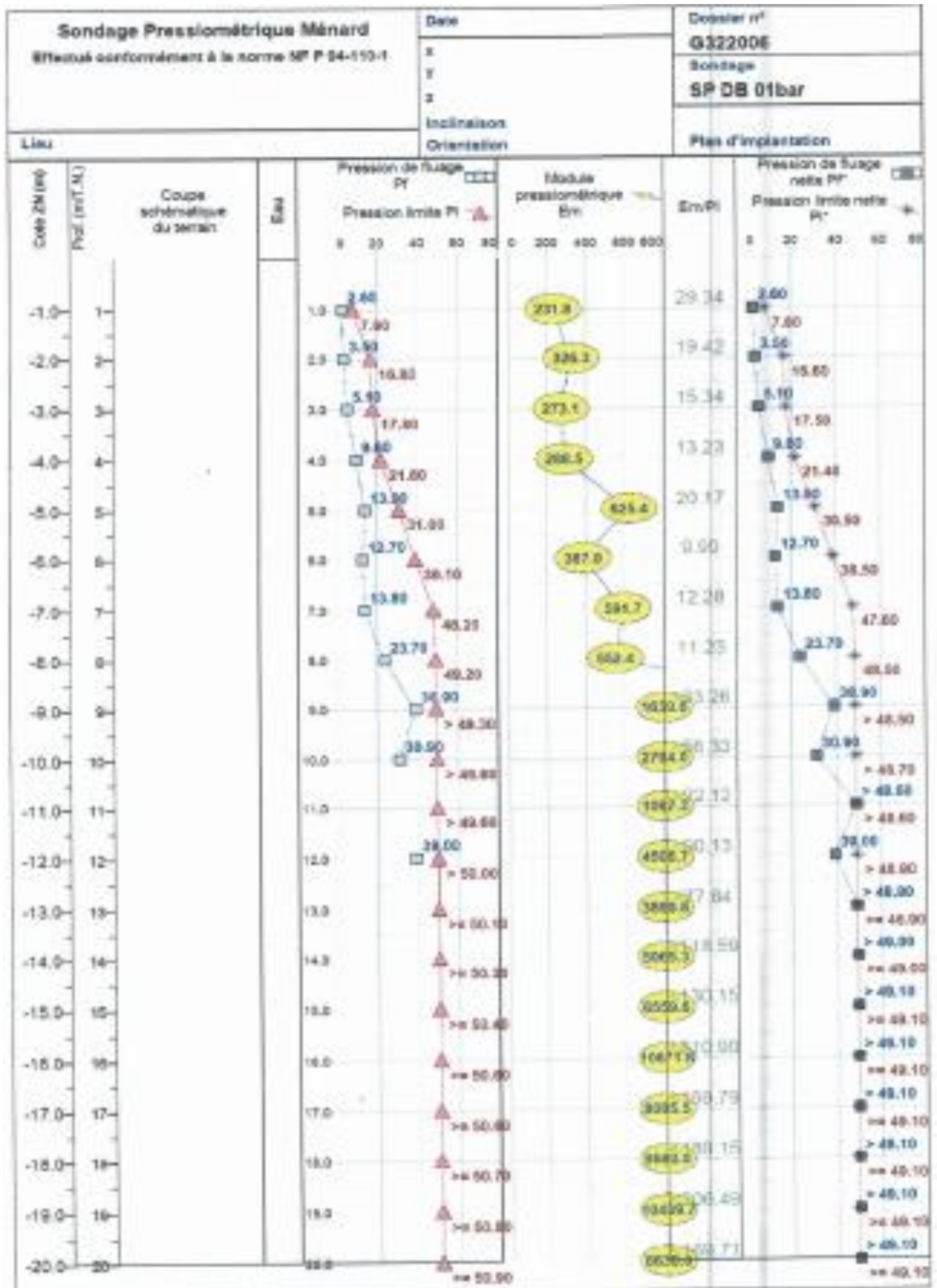
remarque :

Echelle : 1 / 118

Page : 1 / 1

Niveau d'eau:

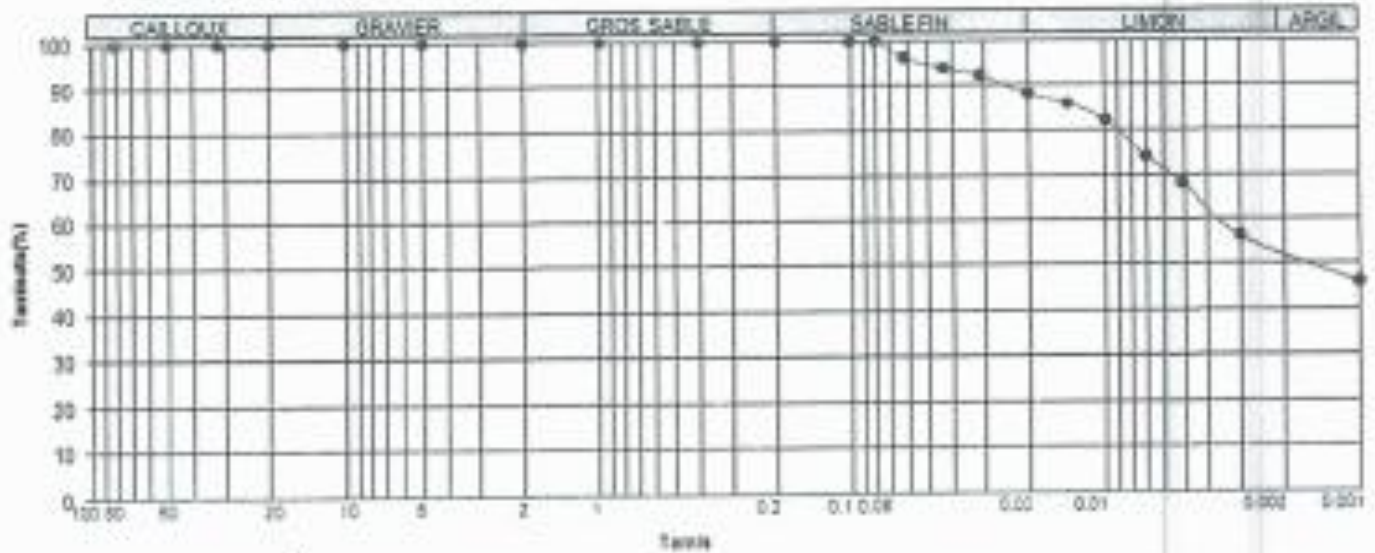
| Altitude (m) | Profondeur (m) | DESCRIPTION LITHOLOGIQUE<br>NATURE DU TERRAIN     | Stratigraphie | Echantillon | Carottage (%) | ROD (%) | LEFRANC | Eau | OUTIL | EQUIPEMENT | TUBAGE | DATES | Battage (cpe) |
|--------------|----------------|---------------------------------------------------|---------------|-------------|---------------|---------|---------|-----|-------|------------|--------|-------|---------------|
| 0            | 0              | Tere végétale                                     |               |             | 0             | 0       |         |     |       |            |        |       | 0             |
| 1            | 1              |                                                   |               |             | 100           | 100     |         |     |       |            |        |       | 50            |
| 2            | 2              | Argile verdâtre oxydée qui se débite en plaquette |               |             | 0             | 0       |         |     |       |            |        |       | 100           |
| 3            | 3              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 4            | 4              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 5            | 5              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 6            | 6              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 7            | 7              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 8            | 8              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 9            | 9              |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 10           | 10             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 11           | 11             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 12           | 12             | Argile grisâtre compacte et gypseuse              |               |             | 0             | 0       |         |     |       |            |        |       |               |
| 13           | 13             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 14           | 14             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 15           | 15             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 16           | 16             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 17           | 17             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 18           | 18             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 19           | 19             |                                                   |               |             |               | 0       | 0       |     |       |            |        |       |               |
| 20           | 20             |                                                   |               |             | 0             | 0       |         |     |       |            |        |       |               |



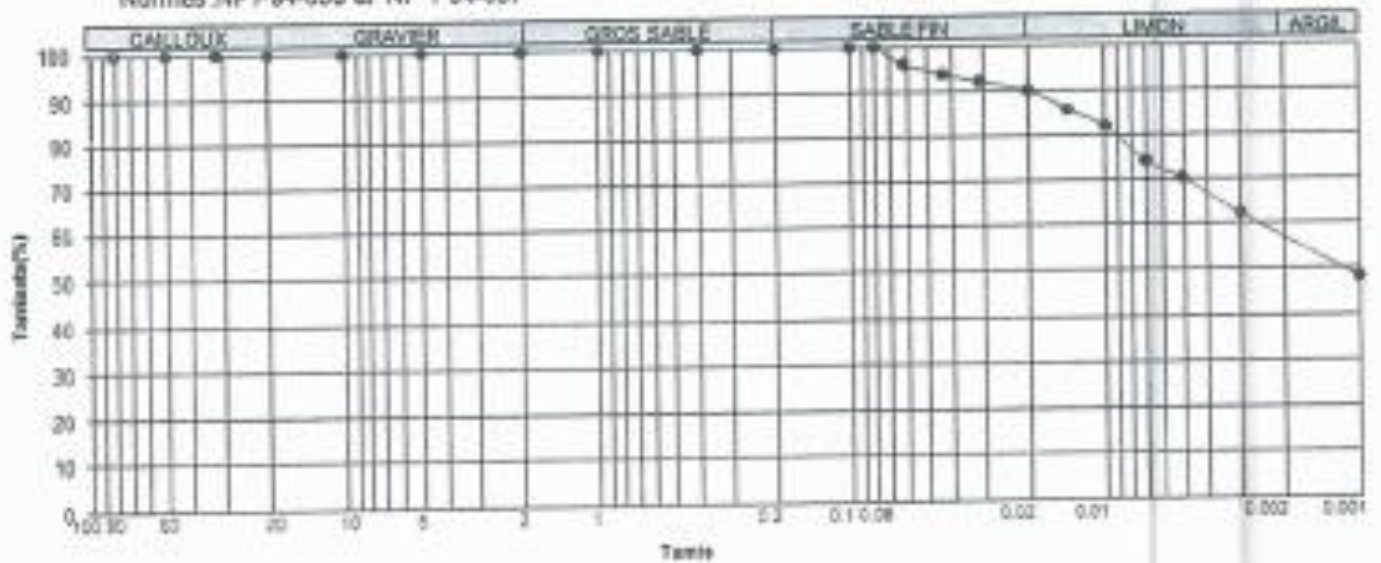




Dossier : DL/DE/RG/91/18/80  
Provenance : RN 18 Lot OA évitement de la ville Bouchegouf  
Localisation : Guelma  
puits/sc : 01 profondeur : 5.00-5.30 m  
Date : 26/07/2018  
Opérateur : Rahma  
Normes : NF P94-056 et NF P94-057

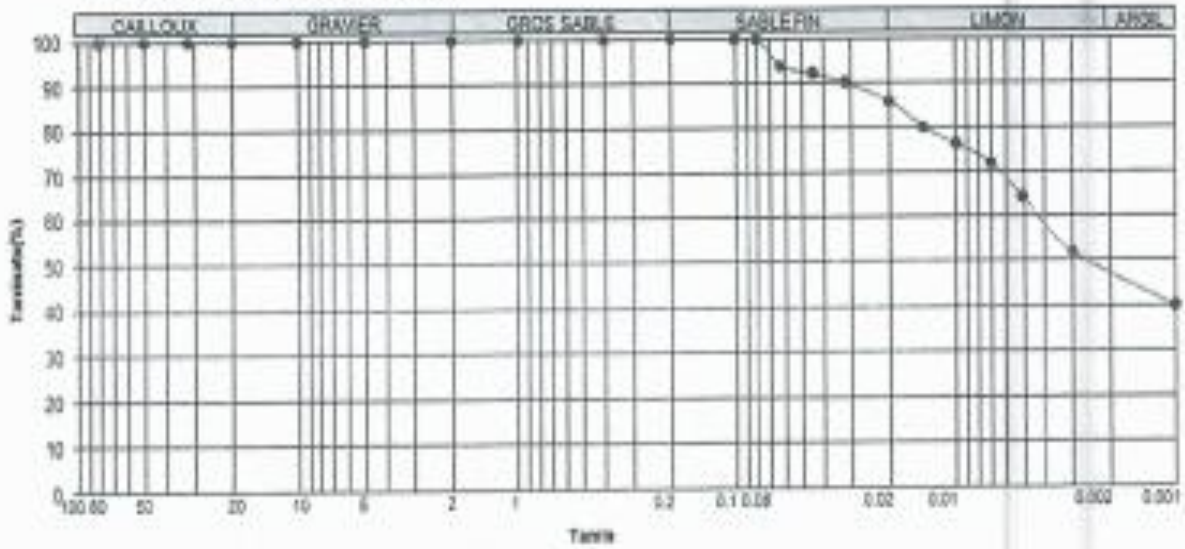


Dossier : DL/DE/RG/91/18/80  
Provenance : RN 16 Lot OA évitement de la ville Bouchegouf  
Localisation : Guelma  
puits/sc : 01 profondeur : 11.00-11.45 m  
Date : 26/07/2018  
Opérateur : Rahma  
Normes : NF P94-056 et NF P94-057

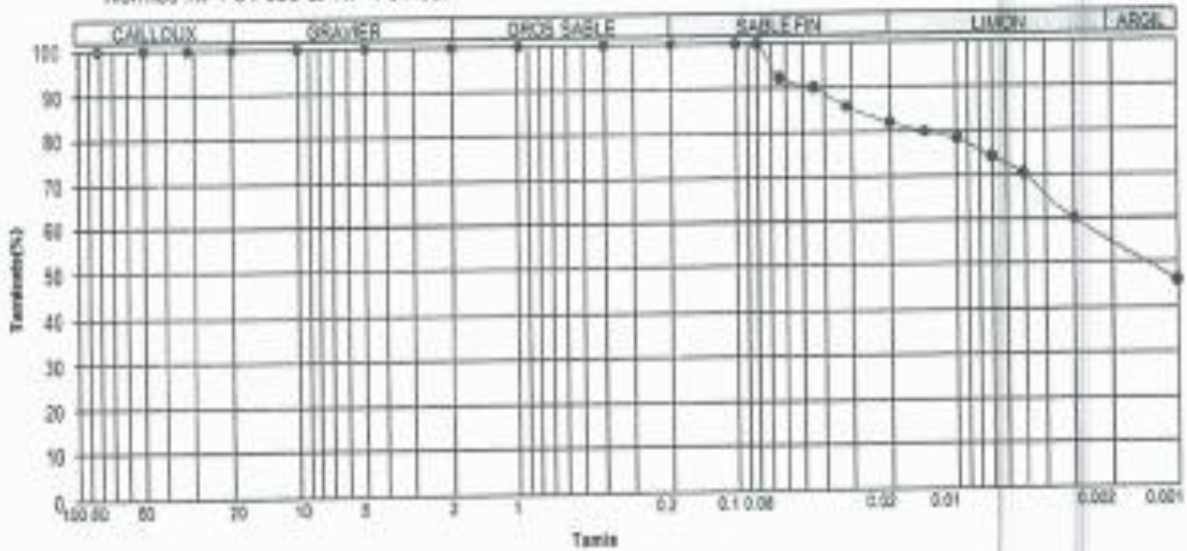


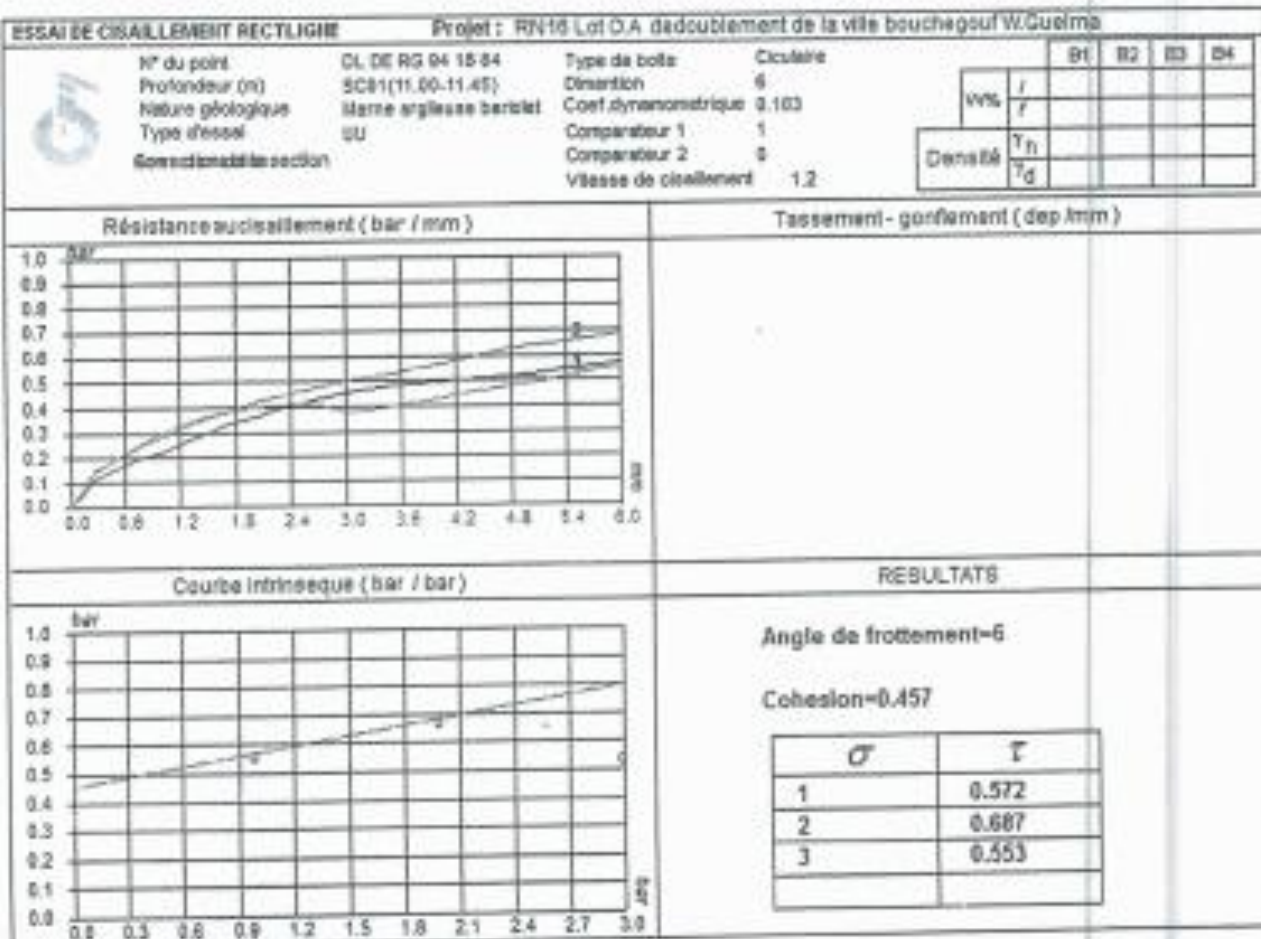
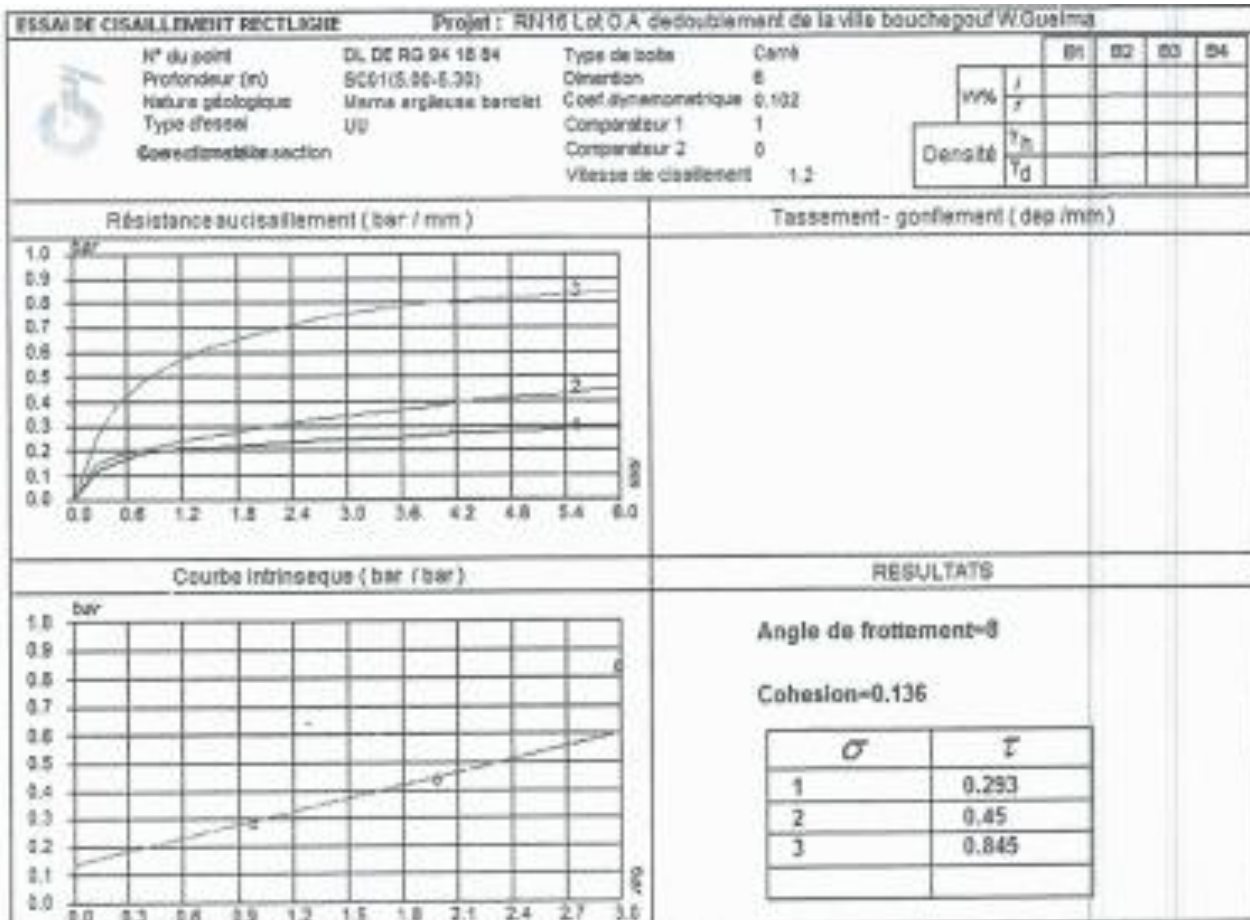


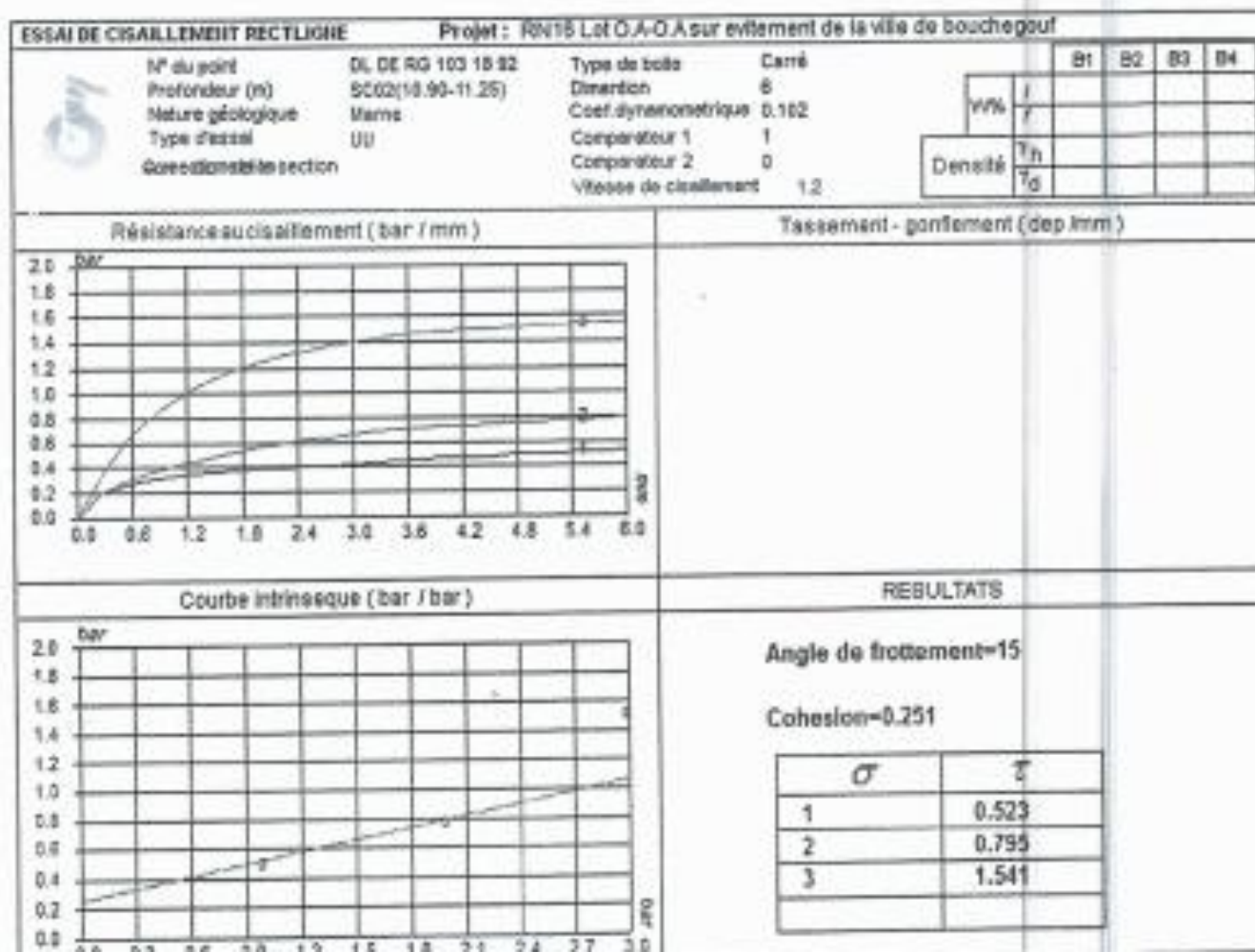
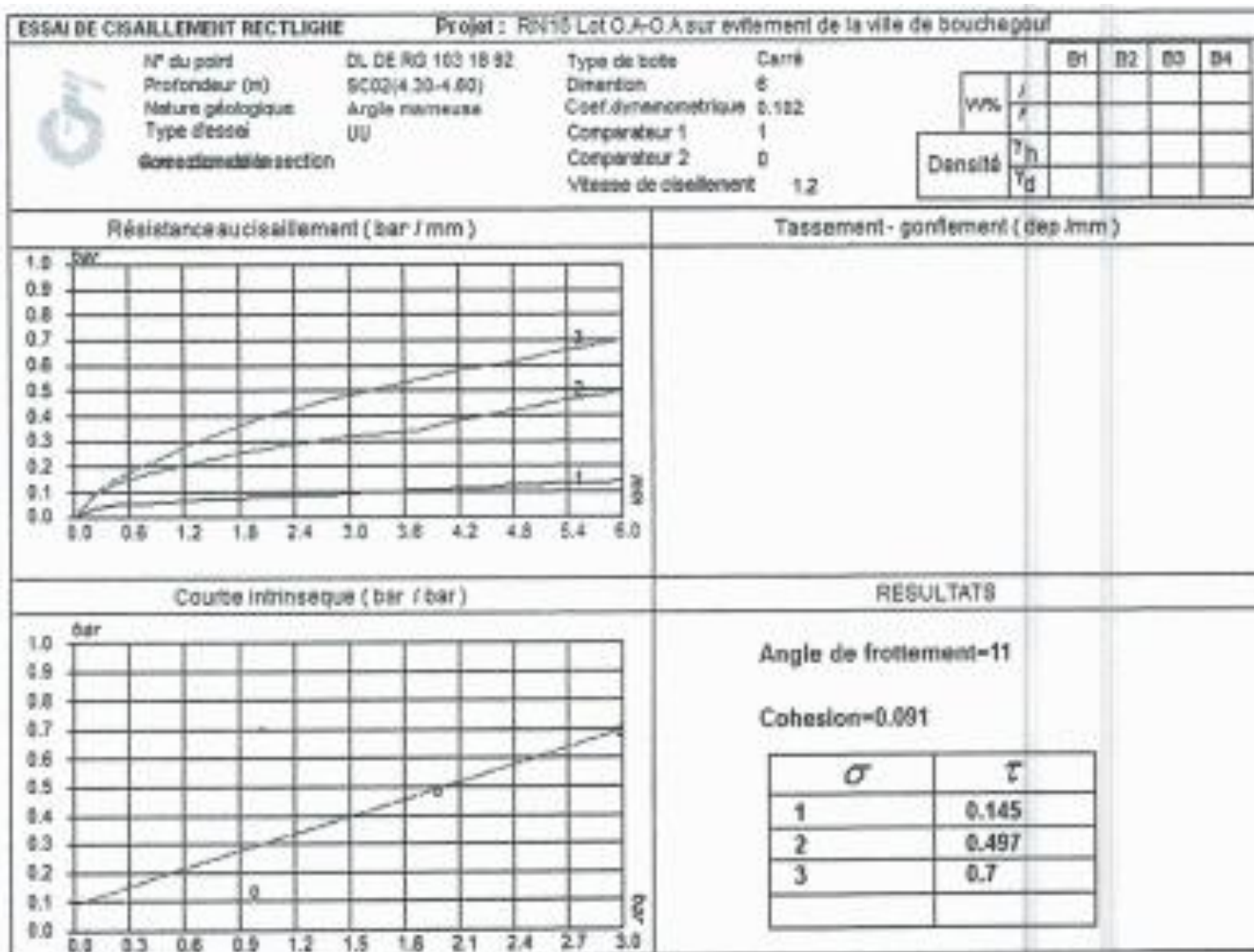
Dossier : DL/DE/RG/103/18/92  
Provenance : RN 16 Lot O.A.-O.A sur évitement de la ville Bouchegouf  
Localisation : Guelma  
puits/so : 01 profondeur: 4.30-4.60 m  
Date : 13/08/2018  
Opérateur : Rahma  
Normes NF P94-056 et NF P94-057



Dossier : DL/DE/RG/103/18/92  
Provenance : RN 16 Lot O.A.-O.A sur évitement de la ville Bouchegouf  
Localisation : Guelma  
puits/so : 01 profondeur: 10.90-11.25 m  
Date : 13/08/2018  
Opérateur : Rahma  
Normes NF P94-056 et NF P94-057







**ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE**

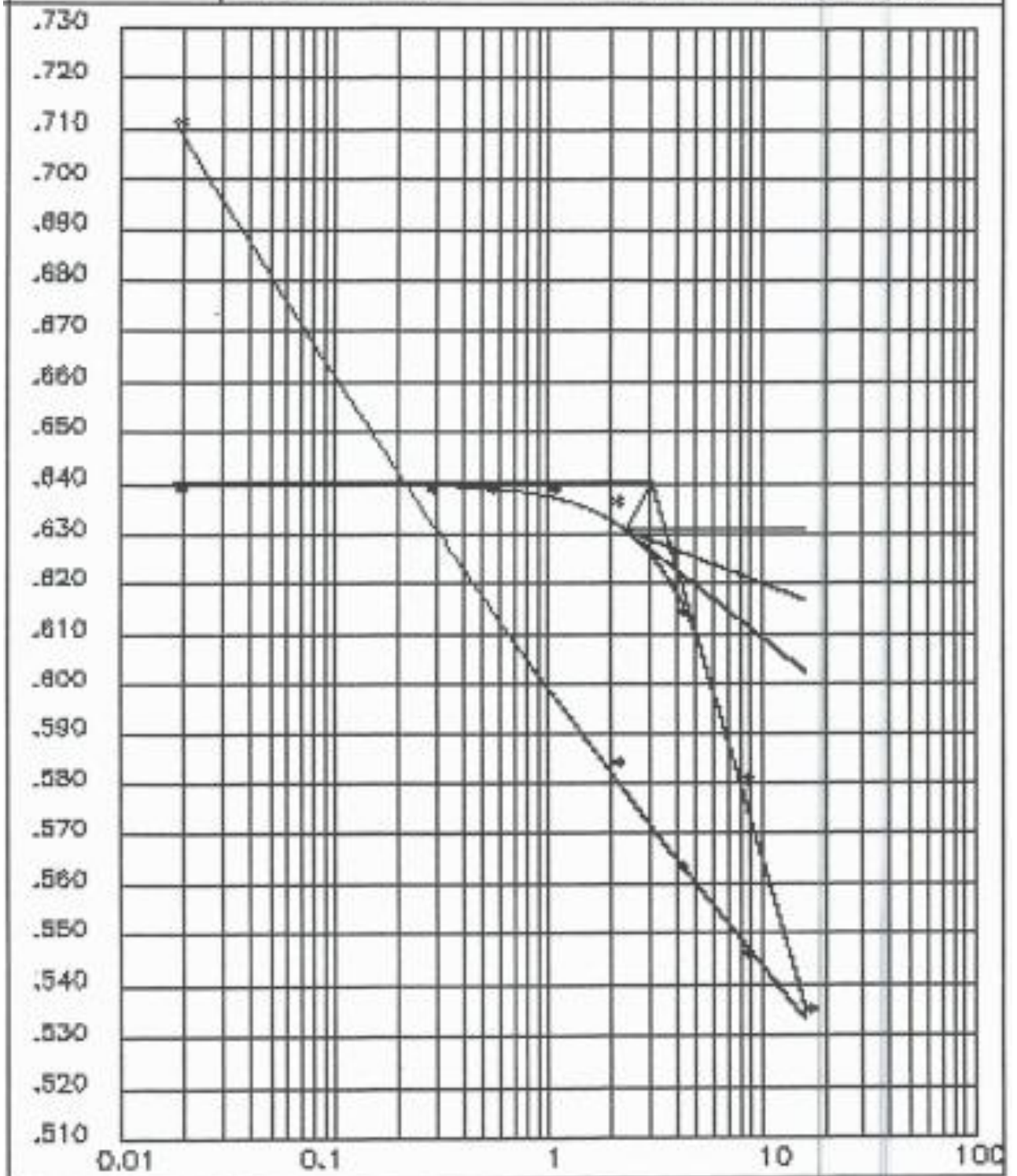
DOSSIER :DL/DE/RG/94/18/

PROJET :RN 16 Lot O.A d

Ouvrage 5001

Echantillon 04

Profondeur 11.00-11.45



$P_c = 3.80 \text{ bars}$      $C_c = .147$      $C_g = 0.061$

**ESSAI DE COMPRESSIBILITE/PERMEABILITE**

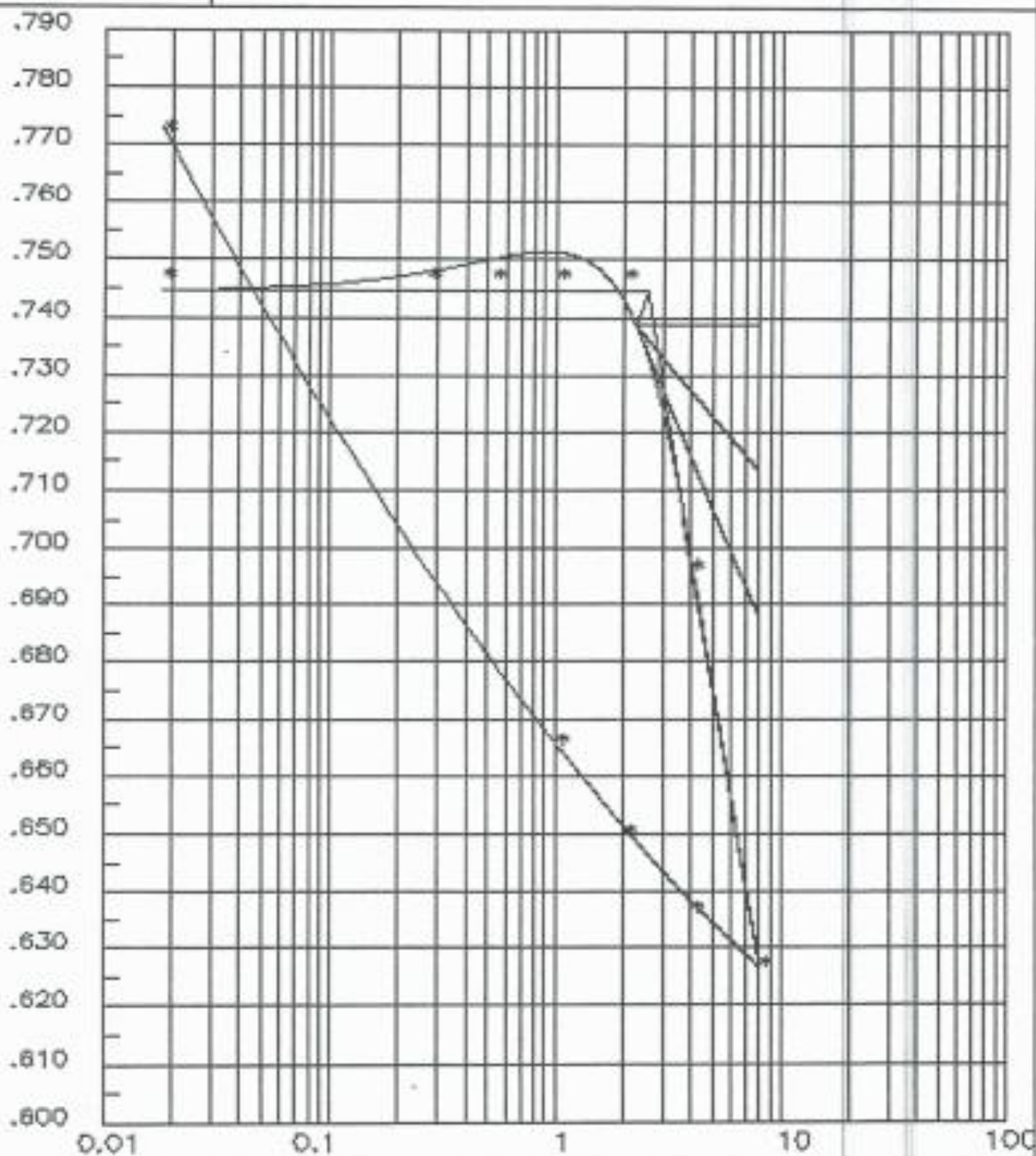
DOSSIER :DL/DE/RG/103/18

PROJET :RN 16 Lot O.A-0

Ouvrage SC02

Echantillon 04

Profondeur 4.30-4.60



$P_c = 2.83 \text{ bars}$

$C_c = .237$

$C_g = 0.056$

*Photos des caisses à carottes*

*Sondage N° 01*

*Caisse N° 01 – Prof: 00.00m – 04.00m*



*Caisse N° 02 – Prof: 04.00m – 08.00m*



*Caisse N° 03 – Prof: 08.00m – 12.00m*



*Caisse N° 04 – Prof: 12.00m – 15.00m*



*Caisse N° 05 – Prof: 15.00m – 20.00m*



Sondage N° 02

*Caïsse N° 02 – Prof : 05.00m – 09.50m*



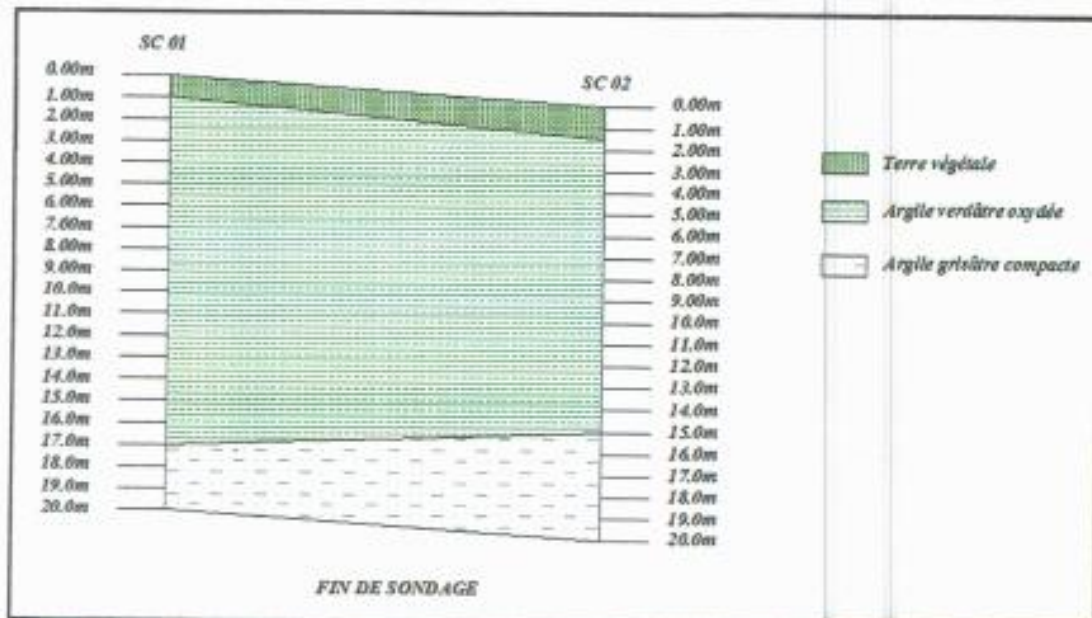
*Caïsse N° 03 – Prof : 09.50m – 14.00m*



*Caïsse N° 04 – Prof : 14.00m – 20.00m*



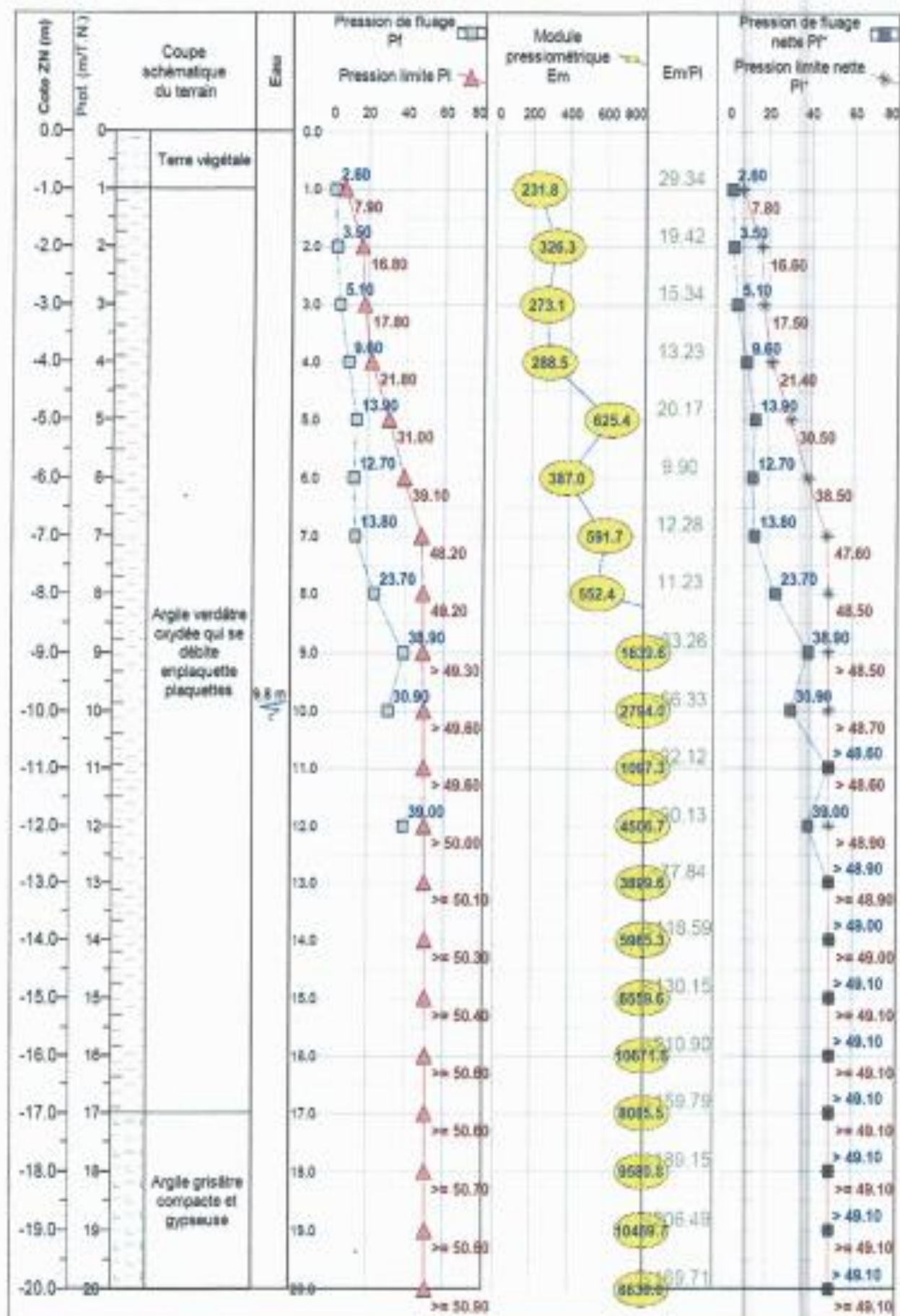
\* Coupe géologique :



*Coupe géologique des points de sondages carottés*



### Variations en profondeurs de E (bars) et $PI^*$ (bars)



Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm

| $\phi$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40    |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1      | 0,20 | 0,28 | 0,50  | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 12,57 |
| 2      | 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08 | 25,13 |
| 3      | 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4      | 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5      | 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6      | 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7      | 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8      | 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9      | 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10     | 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11     | 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12     | 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13     | 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14     | 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15     | 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16     | 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17     | 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18     | 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19     | 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20     | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

➤ **Tables de Guyon Massonnet**  
**Pour le calcul du CRT**

| $\theta=0,75$    |         | $\alpha = 0 \Rightarrow K_0$ |         |         |         |        |        |        |         |  |
|------------------|---------|------------------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|--|
| $y \backslash e$ | -b      | -3b/4                        | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4    | b/2    | 3b/4   | b       |  |
| 0                | -0,1260 | 0,4719                       | 1,0606  | 1,5732  | 1,8138  | 1,5732 | 1,0606 | 0,4719 | -0,1260 |  |
| b/4              | -0,4324 | 0,0588                       | 0,5657  | 1,0920  | 1,5732  | 1,8140 | 1,5951 | 1,1305 | 0,6074  |  |
| b/2              | -0,4953 | -0,1809                      | 0,1589  | 0,5657  | 1,0606  | 1,5951 | 1,9919 | 2,0449 | 1,9577  |  |
| 3b/4             | -0,4508 | -0,3299                      | -0,1809 | 0,0588  | 0,4719  | 1,1305 | 2,0449 | 3,0841 | 4,0292  |  |
| b                | -0,3776 | -0,4508                      | -0,4953 | -0,4324 | -0,1260 | 0,6074 | 1,9577 | 4,0292 | 6,6762  |  |
| $\theta=0,75$    |         | $\alpha = 1 \Rightarrow K_1$ |         |         |         |        |        |        |         |  |
| $y \backslash e$ | -b      | -3b/4                        | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4    | b/2    | 3b/4   | b       |  |
| 0                | 0,6670  | 0,8035                       | 0,9869  | 1,2018  | 1,3294  | 1,2018 | 0,9869 | 0,8035 | 0,6670  |  |
| b/4              | 0,4351  | 0,5490                       | 0,7110  | 0,9377  | 1,2018  | 1,3825 | 1,3128 | 1,1584 | 1,0233  |  |
| b/2              | 0,2906  | 0,3804                       | 0,5118  | 0,7110  | 0,9869  | 1,3128 | 1,5717 | 1,5976 | 1,5456  |  |
| 3b/4             | 0,2030  | 0,2741                       | 0,3804  | 0,5490  | 0,8035  | 1,1584 | 1,5976 | 2,0174 | 2,2628  |  |
| b                | 0,1452  | 0,2030                       | 0,2906  | 0,4351  | 0,6670  | 1,0233 | 1,5456 | 2,2628 | 3,1462  |  |

| $\theta=0,80$    |         | $\alpha = 0 \Rightarrow K_0$ |         |         |         |        |        |        |         |  |
|------------------|---------|------------------------------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|--|
| $y \backslash e$ | -b      | -3b/4                        | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4    | b/2    | 3b/4   | b       |  |
| 0                | -0,2595 | 0,4010                       | 1,0595  | 1,6478  | 1,9348  | 1,6478 | 1,0595 | 0,4010 | -0,2595 |  |
| b/4              | -0,4898 | 0,0123                       | 0,5394  | 1,1076  | 1,6478  | 1,9191 | 1,6383 | 1,0694 | 0,4362  |  |
| b/2              | -0,4719 | -0,1844                      | 0,1348  | 0,5394  | 1,0595  | 1,6383 | 2,0526 | 2,0353 | 1,8428  |  |
| 3b/4             | -0,3530 | -0,2834                      | -0,1844 | 0,0123  | 0,4010  | 1,0694 | 2,0353 | 3,1419 | 4,1195  |  |
| b                | -0,2094 | -0,3530                      | -0,4719 | -0,4898 | -0,2595 | 0,4362 | 1,8428 | 4,1195 | 7,1154  |  |
| $\theta=0,80$    |         | $\alpha = 1 \Rightarrow K_1$ |         |         |         |        |        |        |         |  |
| $y \backslash e$ | -b      | -3b/4                        | -b/2    | -b/4    | 0       | b/4    | b/2    | 3b/4   | b       |  |
| 0                | 0,6259  | 0,7738                       | 0,9802  | 1,2308  | 1,3841  | 1,2308 | 0,9802 | 0,7738 | 0,6259  |  |
| b/4              | 0,3923  | 0,5089                       | 0,6812  | 0,9313  | 1,2308  | 1,4371 | 1,3426 | 1,1547 | 0,9971  |  |
| b/2              | 0,2516  | 0,3389                       | 0,4720  | 0,6812  | 0,9802  | 1,3426 | 1,6305 | 1,6381 | 1,5588  |  |
| 3b/4             | 0,1695  | 0,2358                       | 0,3389  | 0,5089  | 0,7738  | 1,1547 | 1,6381 | 2,1023 | 2,3534  |  |
| b                | 0,1177  | 0,1695                       | 0,2516  | 0,3923  | 0,6259  | 0,9971 | 1,5588 | 2,3534 | 3,3539  |  |