

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : **BOUCHEBOUT Fayçal**

---

**Thème : CALCUL ET DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT R+9  
EN BETON ARME**

---

Sous la direction de : **Pr. BENDJAICHE Roubila**

---

**Semestre 2 année 2023**

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements

Je remercie Dieu, le Tout-Puissant, qui m'a donné la force et le courage pour poursuivre nos études.

Je remercie mon encadreur Mme. **BENDJAICHE Roubila** d'avoir accepté de m'encadrer, pour son aide, son soutien, sa disponibilité, et surtout pour sa patience.

Nous tenons à remercier les membres de jury qui m'ont honorés d'examiner mon travail.

Un grand merci à tous mes professeurs qui m'ont suivis et aidé pendant mon cursus universitaire.

Sans oublier de remercier tous ceux qui m'ont aidés d'achever ce modeste travail soit de près ou de loin.

## *Dédicaces*

-Je dédie ce travail à : Mes chers parents, ma famille ,ma femme et mes enfants  
(Abde Erahim et Rahma)- qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes  
étude jusqu' à la fin de ma formation

-A mes frères et mes sœurs

-Toute ma famille

-Mes amies ainsi que toute la promotion de génie civil 2023.

-Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

## Resumé

---

### Résumé :

L'objet de mon projet est une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un étage RDC commercial +9 étages. Elle est située dans la Willaya d'Annaba qui est classé comme zone de sismicité moyenne (IIa).

Le système de contreventement mixte constitue des portiques longitudinaux et transversaux associé à des voiles .

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments et les vérifications ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93),

**Mots clés :** Tour, béton,; ; RPA 99 / version 2003 ; CBA 93; RNV 99.

### ABSTRACT :

The purpose of this project is a detailed study of an irregularly shaped Tower multi-use consists of commercials a ground floor+09 floors, implimented in the city of Annaba, an area of mean seismicity (IIa).

The mixed bracing system composed from frames (beams and posts) longitudinal and transversal associate with load-bearing

The structural elements dimension and their reinforcement and verifications were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (CBA93)

**Key words:** concrete tower, RPA99V2003,CBA93,RNV99

### ملخص

- الهدف من مشروعنا هذا هو دراسة مفصلة لبناية ذات شكل متعددة الخدمات تتكون من طابق أرضي ذات طابع تجاري + 9 طوابق تقع في ولاية عنابة المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة
- نظام التدعيم المختلط يتكون من أجزاء طولية وعرضية مرتبطة بجدران السند
- الأبعاد والتسليح العناصر والتحقيق تم اجراءه وفق معايير التصميم والحساب الهياكل الخرسانية المسلحة

**الكلمات المفتاحية:** برج خرساني. RPA 99 / version 2003 ; CBA 93; RNV 99.

# Sommaire

## CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

|   |    |
|---|----|
| <b>I.1. Histoire</b> .....                                  | 01 |
| <b>I.2. Présentation de l'ouvrage</b> .....                 | 02 |
| <b>I.3 Description de l'ouvrage</b> .....                   | 07 |
| I.3.1 Dimensions en élévation.....                          | 07 |
| I.3.2 Dimensions en plan .....                              | 07 |
| I.3.3 Ossature de l'ouvrage .....                           | 07 |
| I.3.4 Planchers .....                                       | 07 |
| I.3.5 Maçonnerie .....                                      | 07 |
| I.3.6 Escaliers .....                                       | 07 |
| <b>I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux</b> ..... | 08 |
| I.4.1 Le béton .....  | 08 |
| I.4.2 L'acier .....   | 11 |
| <b>I.5. Hypothèses de calcul</b> .....                      | 13 |
| I.5.1 État limite ultime (ELU).....                         | 13 |
| I.5.2 État limite de service (ELS).....                     | 14 |

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

|   |    |
|---|----|
| <b>II. 1.Introduction</b> .....                                 | 15 |
| <b>II.2.Prédimensionnement des planchers</b> .....              | 15 |
| II.2.1.Plancher à corps creux .....                             | 15 |
| II.2.2.Plancher en dalle pleine .....                           | 17 |
| II.2.3.Dalle de locale machinerie .....                         | 17 |
| <b>II.3.Prédimensionnement des poutres</b> .....                | 18 |
| II.3.1.Poutres principales .....                                | 18 |
| II.3.2.Poutres secondaires (chainages) .....                    | 18 |
| II.3.3.Poutre palière .....                                     | 19 |
| <b>II.4.Prédimensionnement des voiles</b> .....                 | 19 |
| <b>II.5.Prédimensionnement des escaliers</b> .....              | 21 |
| <b>II. 6.Evaluation des charges</b> .....                       | 23 |
| II. 6.1.Introduction .....                                      | 23 |
| II. 6.2.Les planchers .....                                     | 24 |
| II. 6.3.Mur extérieur (double cloison) .....                    | 26 |
| II. 6.4.Murs intérieurs (simple cloison) .....                  | 27 |
| II. 6.5.L'acrotère .....  | 28 |
| II. 6.6.Les balcons .....                                       | 29 |
| II. 6.7.L'escalier .....  | 29 |
| <b>II.7.Prédimensionnement des poteaux</b> .....                | 30 |
| II.7.1.Introduction .....                                       | 30 |
| II.7.2.Choix du poteau le plus sollicité .....                  | 30 |
| II.7.3.Poteau central .....                                     | 30 |
| A.Évaluation des charges verticales .....                       | 31 |
| B.Vérification selon le BAEL91 révisées 99 .....                | 36 |
| C. Vérification de la condition de flambement .....             | 37 |
| D. Vérification les exigences selon RPA 99 / version 2003 ..... | 38 |
| II.7.4.Poteau d'angle .....                                     | 39 |

# Sommaire

|   |           |
|---|-----------|
| A.Évaluation des charges verticales .....                       | 39        |
| B.Vérification selon le BAEL91 révisées 99 .....                | 41        |
| C. Vérification les exigences selon RPA 99 / version 2003 ..... | 41        |
| D. Vérification de la condition de flambement .....             | 42        |
| II.7.4.Poteau de rive .....                                     | 42        |
| A.Évaluation des charges verticales .....                       | 43        |
| B.Vérification selon le BAEL91 révisées 99 .....                | 44        |
| <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>            |           |
| <b>III-1-Introduction .....</b>                                 | <b>46</b> |
| <b>III.2. Etude de l'acrotère .....</b>                         | <b>46</b> |
| III.2.1 Introduction .....                                      | 46        |
| III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère .....          | 46        |
| III.2.3. Détermination des sollicitations .....                 | 47        |
| III.2.4. Le ferrailage de l'acrotère .....                      | 48        |
| <b>III.3 Etude des escaliers .....</b>                          | <b>50</b> |
| III.3.1.Introduction .....                                      | 50        |
| III.3.2.Terminologie .....                                      | 50        |
| III.3.3 .Escalier niveau étage courant .....                    | 50        |
| III.3.4.Combinaison des charges .....                           | 51        |
| III.3.5. Détermination du ferrailage .....                      | 52        |
| III.3.6. Les vérifications à ELU .....                          | 54        |
| III.3.7. Les vérifications à ELS .....                          | 54        |
| <b>III .4. Etude de la poutre palière .....</b>                 | <b>58</b> |
| III.4.1. Evaluation des charges .....                           | 58        |
| III.4. 2.Calcul du ferrailage .....                             | 58        |
| III.4.3. Les vérifications à L'ELU .....                        | 59        |
| <b>III.5. Etude des balcons .....</b>                           | <b>62</b> |
| III.5.1. Introduction .....                                     | 62        |
| III.5.2 .Combinaison des charges .....                          | 63        |
| III.5.3.Calcul du ferrailage longitudinal .....                 | 63        |
| <b>III .6.Calcul des planchers .....</b>                        | <b>66</b> |
| III .6.1.Introduction .....                                     | 66        |
| III.6.2.Plancher en corps creux .....                           | 66        |
| III.6.2.1.Etude des poutrelles .....                            | 67        |
| III.6.2.2.poutrelles de types 1 .....                           | 70        |
| A. Choix de la méthode de calcul .....                          | 70        |
| B. Calcul des sollicitations .....                              | 70        |
| C. Ferrailage des poutrelles .....                              | 74        |
| D. Vérification à l'ELU .....                                   | 75        |
| E. Vérification à l'ELS .....                                   | 76        |
| III.6.2.3.Etude des poutrelles de types 2.....                  | 79        |
| A. Choix de la méthode de calcul .....                          | 80        |
| B. Calcul des sollicitations .....                              | 80        |
| C. Ferrailage des poutrelles .....                              | 82        |
| D. Vérification à l'ELU .....                                   | 83        |
| E. Vérification à l'ELS .....                                   | 84        |
| <b>III.7.Etude de la dalle machine .....</b>                    | <b>86</b> |

# Sommaire

|   |            |
|---|------------|
| III.7.1.Introduction .....  | 86         |
| III.7.2.Prédimensionnement .....  | 86         |
| III.7.3.Détermination des charges et surcharges .....   | 87         |
| III.7.4.Ferraillage de la dalle .....   | 89         |
| <b>CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure</b>   |            |
| <b>IV.1.Introduction .....</b>  | <b>93</b>  |
| <b>IV.2.Choix de la méthode de calcul .....</b>   | <b>93</b>  |
| <b>IV. 3. la Méthode dynamique modale spectrale .....</b>   | <b>95</b>  |
| IV.3.1.Principe .....   | 95         |
| IV.3.2.Spectre de réponse de calcul .....   | 95         |
| IV.3.3.Détermination des paramètres de spectre de calcul .....                                    | 96         |
| A : coefficient d'accélération de zone .....  | 96         |
| D : facteur d'amplification dynamique moyen .....   | 96         |
| R : coefficient de comportement global de la structure .....                                      | 99         |
| Q: facteur de qualité .....   | 99         |
| W : Poids total de la structure .....   | 101        |
| IV.3.4.Modélisation .....   | 102        |
| IV.3.5.Nombre de mode à considérer .....  | 104        |
| IV.3.6..Calcul la force sismique statique .....   | 110        |
| IV.3.7.Les vérifications .....  | 110        |
| a-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique<br>équivalente ..... | 110        |
| b-Vérification de déplacement .....   | 111        |
| c-Vérification de L'excentricité accidentelle .....   | 115        |
| <b>CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux</b>  |            |
| <b>V.1. Introduction .....</b>  | <b>117</b> |
| <b>V.2.Etude des poteaux .....</b>  | <b>117</b> |
| V.2.2.Ferraillage des poteaux .....   | 118        |
| V.2.3.Vérification de l'effort tranchant .....  | 121        |
| <b>V.3.Etude des poutres .....</b>  | <b>126</b> |
| V.3.1.La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99.....   | 126        |
| V.3.2.Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 .....                                  | 126        |
| V.2.3.Poutre principales 30x45 .....  | 127        |
| V.3.4. poutres secondaires (chainages 30x35).....   | 133        |
| <b>V.4.Etude des voiles .....</b>   | <b>136</b> |
| V.4.1 Introduction .....  | 136        |
| V.4.2.Méthode de calcul du ferraillage au niveau national .....                                   | 137        |
| V.4.3. Combinaisons d'actions .....   | 137        |
| V.4.4. Détermination des armatures .....  | 138        |
| V.4.5.Vérification de la contrainte de cisaillement .....   | 140        |
| <b>CHAPITRE VI : Etude des fondations</b>   |            |
| <b>VI.1.Introduction .....</b>  | <b>145</b> |
| <b>VI.2.Type de fondations .....</b>  | <b>145</b> |
| <b>VI.3.Contrainte admissible du sol .....</b>  | <b>145</b> |
| <b>VI.4.Choix du type de fondation .....</b>  | <b>145</b> |
| VI.4.1.Calcul de la semelle isolée .....  | 146        |

## Sommaire

---

|  |     |
|--|-----|
| VI.4.1.1.Pré dimensionnement .....                   | 146 |
| VI.4.2. Calcul de la semelle filante .....           | 147 |
| VI.4.2.1.Pré dimensionnement .....                   | 148 |
| VI.4.3. Etude du radier général .....                | 148 |
| VI.4.3.1.Pré dimensionnement de radier général ..... | 148 |
| A- Epaisseur de Nervure du radier .....              | 148 |
| B- Epaisseur de la dalle du radier .....             | 149 |
| C-calcul de surface minimale du radier .....         | 149 |
| D- Calcul du D (débordement) .....                   | 149 |
| E-Vérification du radier .....                       | 150 |
| VI.4.3.2.Ferraillage du radier .....                 | 154 |
| VI.4.4. Etude des Longrines .....                    | 162 |
| VI.4.4.1.Définition .....                            | 162 |
| VI.4.4.2. Dimensionnement de longrine .....          | 162 |
| VI.4.4.3.Ferraillage de la longrine .....            | 162 |

Liste des figures

|  |     |
|--|-----|
| <b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</b>  |     |
| <b>Figure I-1</b> : façade principale .....  | 03  |
| <b>Figure I-2</b> : Vue en plan RDC .....  | 04  |
| <b>Figure I-3</b> : Vue en plan étage courant .....  | 05  |
| <b>Figure I-4</b> : Coupe AA.....  | 06  |
| <b>Figure I-5</b> : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU.....   | 10  |
| <b>Figure I-6</b> : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS .....  | 11  |
| <b>Figure I-7</b> : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU .....  | 12  |
| <b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges</b>   |     |
| <b>Figure II-1</b> : coupe verticale du plancher à corps creux .....   | 16  |
| <b>Figure II-2</b> : Section de la poutrelle .....   | 17  |
| <b>Figure II-3</b> : Section réduit du voile .....   | 20  |
| <b>Figure II-4</b> : schéma d'escalier .....   | 21  |
| <b>Figure II-5</b> : Schéma statique des escaliers (étagé courant).....  | 22  |
| <b>Figure II-6</b> - Schéma statique des escaliers (rez-de-chaussée).....  | 23  |
| <b>Figure II-7</b> : Composants d'un plancher terrasse en corps creux .....  | 24  |
| <b>Figure II-8</b> : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine .....   | 25  |
| <b>Figure II-9</b> :coupe plancher étage courant .....   | 26  |
| <b>Figure II-10</b> : Mur extérieur .....  | 27  |
| <b>Figure II-11</b> : Mur simple cloison .....   | 28  |
| <b>Figure II-12</b> : acrotère .....   | 28  |
| <b>Figure II-13</b> : Surface afférente du poteau .....  | 31  |
| <b>Figure II-14</b> : Surface afférente du poteau .....  | 39  |
| <b>Figure II-15</b> : Surface afférente du poteau .....  | 43  |
| <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>   |     |
| <b>Figure III-1</b> : Acrotère .....   | 46  |
| <b>Figure III-2</b> : Ferrailage de l'acrotère .....   | 49  |
| <b>Figure III-3</b> : schéma d'escalier .....  | 50  |
| <b>Figure III-4</b> : Schéma statique des escaliers étagé courant .....  | 50  |
| <b>Figure III-5</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier .....   | 57  |
| <b>Figure III-6</b> : ferrailage de la poutre palière .....  | 62  |
| <b>Figure III-7</b> : Ferrailage du balcon .....   | 66  |
| <b>Figure III-8</b> : Schema statique de la coupe de plancher .....  | 67  |
| <b>Figure III-9</b> : Ferrailage des poutrelles .....  | 86  |
| <b>Figure III-10</b> : schéma de la dalle machine .....  | 87  |
| <b>Figure III-11</b> : schéma de ferrailage de la dalle machine .....  | 92  |
| <b>CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure</b>  |     |
| <b>Figure IV- 1</b> : La disposition des murs voiles et poteaux .....  | 95  |
| <b>Figure IV-2</b> : structure en 3D .....   | 103 |
| <b>Figure IV-3</b> : Spectre de réponse .....  | 104 |
| <b>Figure IV-4</b> : 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Y)(résultats de robot 2017)..... | 105 |
| <b>Figure IV-5</b> :2 <sup>eme</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axeX,Y)(résultats de robot 2017).....  | 105 |

## Liste des Figures

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figure IV-6 :</b> 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Y)(résultats de robot 2017)..... | 105 |
| <b>Figure IV-7 :</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Z)(résultats de robot 2017) ..... | 106 |
| <b>Figure IV-8 :</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y,Z)(résultats de robot 2017).....  | 107 |
| <b>Figure IV-9:</b> 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique vue 3D (translation)(résultats de robot 2017).....            | 108 |
| <b>Figure IV-10 :</b> 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique vue 3D (translation)(résultats de robot 2017).....         | 109 |

### CHAPITRE V: Etude des éléments structuraux

|   |     |
|---|-----|
| <b>Figure V-1 :</b> coupe de ferrailage des poteaux 30×65 cm <sup>2</sup> .....                             | 123 |
| <b>Figure V-2 :</b> coupe de ferrailage des poteaux 30×55 cm <sup>2</sup> .....                             | 124 |
| <b>Figure V-3 :</b> coupe de ferrailage des poteaux 30×45 cm <sup>2</sup> .....                             | 124 |
| <b>Figure V-4 :</b> Coupe longitudinale du ferrailage des poteaux du rez-de-chaussée .....                  | 125 |
| <b>Figure V-5 :</b> Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau de terrasse .....               | 131 |
| <b>Figure V-6 :</b> Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau étage courant .....             | 132 |
| <b>Figure V-7 :</b> Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau RDC .....                       | 132 |
| <b>Figure V-8 :</b> Exemple d'une coupe longitudinale du ferrailage des poutres principales EC .....        | 133 |
| <b>Figure V-9 :</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau de terrasse .....               | 134 |
| <b>Figure V-10:</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau étage courant .....             | 135 |
| <b>Figure V-11 :</b> Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau étage courant .....            | 135 |
| <b>Figure V-12 :</b> Exemple de ferrailage d'un voile et sa semelle .....                                   | 136 |
| <b>Figure V-13 :</b> Schéma de ferrailage des voiles des niveaux RDC au 1er .....                           | 143 |
| <b>Figure V-14 :</b> Schéma de ferrailage des voiles des niveaux 2 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup> ..... | 143 |
| <b>Figure V-15 :</b> Schéma de ferrailage des voiles des niveaux 8 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> ..... | 143 |
| <b>Figure V-16:</b> Plan de coffrage Niv 0.00.....  | 144 |

### CHAPITRE VI: Etude des fondations

|  |     |
|--|-----|
| <b>Figure VI-1:</b> Définition de la contrainte de référence pour un excentrement .....          | 146 |
| <b>Figure VI-2 :</b> Dimensions des semelles filantes .....                                      | 147 |
| <b>Figure VI-3:</b> Plan de coffrage de radier .....   | 153 |
| <b>Figure VI-4:</b> differences sollicitations agissantes aux raider Moment: M xx «ELU» .....    | 154 |
| <b>Figure VI-5:</b> differences sollicitations agissantes aux raider Moment: M yy «ELU» .....    | 155 |
| <b>Figure VI-6 :</b> exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures ..... | 158 |
| <b>Figure VI-7:</b> coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée .....              | 161 |
| <b>Figure VI-7:</b> coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis .....                | 161 |
| <b>Figure VI-9 :</b> Longrine .....  | 162 |
| <b>Figure VI-10 :</b> coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée .....     | 163 |

Liste des tableaux

|   |    |
|---|----|
| <b>CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage</b>   |    |
| <b>Tableau I-1</b> : Caractéristiques des Aciers .....  | 12 |
| <b>CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges</b>                                    |    |
| <b>Tableau II-1</b> : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux .....              | 24 |
| <b>Tableau II-2</b> : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine .....             | 25 |
| <b>Tableau II-3</b> : Evaluation des charges permanentes du plancher en corp creux courant .....                | 25 |
| <b>Tableau II-4</b> : Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine E courant .....            | 26 |
| <b>Tableau II-5</b> : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur .....                            | 26 |
| <b>Tableau II-6</b> : Charge permanente du mur double cloison .....   | 27 |
| <b>Tableau II-7</b> : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon .....                               | 29 |
| <b>Tableau II-8</b> : Evaluation des charges permanentes de palier .....  | 29 |
| <b>Tableau II-9</b> : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC .....                          | 30 |
| <b>Tableau II-10</b> : Calcule de $\bar{N}_u$ des poteaux de la Tour .....                                      | 33 |
| <b>Tableau II-11</b> : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour .....                             | 35 |
| <b>Tableau II-12</b> : Effort normal $Nu$ et vérification de $1,1 Nu \leq Nu^-$ .....                           | 37 |
| <b>Tableau II-13</b> : 1ère Vérification selon le <b>RPA 99 / version 2003</b> des dimensions des poteaux ..... | 38 |
| <b>Tableau II-14</b> : Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux de la Tour .....                                       | 39 |
| <b>Tableau II-15</b> : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour .....                             | 40 |
| <b>Tableau II-16</b> : Effort normal $Nu$ et vérification de $1,1 Nu \leq Nu^-$ .....                           | 41 |
| <b>Tableau II-17</b> : 1ère Vérification selon le <b>RPA 99 / version 2003</b> des dimensions des poteaux ..... | 41 |
| <b>Tableau II-18</b> : Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux de la Tour .....                                       | 43 |
| <b>Tableau II-19</b> : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour .....                             | 44 |
| <b>Tableau II-20</b> : Effort normal $Nu$ et vérification de $1,1 Nu \leq Nu^-$ .....                           | 44 |
| <b>CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires</b>  |    |
| <b>Tableau III-1</b> : Charges de calcul des escaliers .....  | 51 |
| <b>Tableau III-2</b> : moment en travée et en appui et l'effort tranchant max .....                             | 52 |
| <b>Tableau III-3</b> : Ferrailage de l'escalier .....   | 54 |
| <b>Tableau III-4</b> : Vérification à l'E.L.S .....   | 55 |
| <b>Tableau III-5</b> : Vérification de la flèche de l'escalier .....  | 57 |
| <b>Tableau III-6</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis .....              | 60 |
| <b>Tableau III-7</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage .....                                  | 64 |
| <b>Tableau III-8</b> : Vérification des contraintes du balcon .....   | 65 |
| <b>Tableau III-9</b> : Valeurs des moments en travée ELU .....  | 72 |
| <b>Tableau III-10</b> : Valeurs des moments en travée ELS .....   | 73 |
| <b>Tableau III-11</b> : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée .....                        | 74 |
| <b>Tableau III-12</b> : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui .....                         | 75 |
| <b>Tableau III-13</b> : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS .....  | 77 |
| <b>Tableau III-14</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche .....  | 79 |
| <b>Tableau III-15</b> : Valeurs des moments en travée ELU .....   | 80 |
| <b>Tableau III-16</b> : Valeurs des moments en travée ELS .....   | 81 |
| <b>Tableau III-17</b> : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée .....                        | 82 |
| <b>Tableau III-18</b> : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui .....                         | 82 |
| <b>Tableau III-19</b> : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS .....  | 84 |
| <b>Tableau III-20</b> : Récapitulatif du calcul de la flèche .....  | 85 |
| <b>Tableau III-21</b> : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly) .....       | 89 |

## Liste des Tableaux

---

|   |    |
|---|----|
| <b>Tableau III-22:</b> Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly) .....       | 90 |
| <b>Tableau III-23:</b> Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens ... | 92 |

### Chapitre IV : Etude sismique de la structure

|   |     |
|---|-----|
| <b>Tableau IV-1:</b> période et facteur de participation massique (Résultats Robot 2017) .....                          | 103 |
| <b>Tableau IV-2:</b> Les réactions à la base .....  | 110 |
| <b>Tableau IV-3:</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....   | 110 |
| <b>Tableau IV-4 :</b> les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons<br>Sismiques ..... | 111 |
| <b>Tableau IV-5:</b> Caractéristiques massiques et géométriques de la tour .....  | 116 |

### Chapitre V : Etude des éléments structuraux

|  |     |
|--|-----|
| <b>Tableau V-1:</b> caractéristiques mécanique des matériaux .....                             | 117 |
| <b>Tableau V-2 :</b> Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux .....      | 122 |
| <b>Tableau V-3 :</b> Résultats du ferrailage par niveau .....                                  | 123 |
| <b>Tableau V-4 :</b> Sollicitation agissantes sur les poutres principales .....                | 127 |
| <b>Tableau V-5 :</b> Ferrailage des poutres principales (30X45) .....                          | 131 |
| <b>Tableau V-6 :</b> Sollicitation agissantes sur les poutres secondaires .....                | 133 |
| <b>Tableau V-7 :</b> Ferrailage des poutres principales (30X35) .....                          | 134 |
| <b>Tableau V-8 :</b> Les résultats ferrailage vertical des voiles des différents niveaux ..... | 141 |

### Chapitre VI : Etude des fondations

## **Introduction générale**

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. De ce fait, pour notre projet de fin de cycle (Master II), nous avons jugé utile d'élaborer une étude structurale de bâtiments en béton armé.

Notre mission à travers ce mémoire de fin d'études consiste en la conception et l'étude d'une tour en béton armé, contreventée par un système mixte portiques auto stables – voiles. Conception, dimensionnement et vérifications ont été tous faits en essayant d'allier élégance, confort et sécurité :

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.1. Historique :

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

L'histoire du béton est intimement liée à celle du ciment, qui entre dans sa composition. Mais elle est aussi contemporaine. Le béton a évolué pour devenir le matériau de tous les possibles et insuffler à l'architecture une créativité sans cesse renouvelée.

Le ciment est déjà utilisé dans la Rome antique, mais ce n'est qu'au XIX<sup>e</sup>-ème siècle que les proportions idéales de sa composition sont étudiées. La pratique du moulage de « béton de ciment » se répand alors très rapidement. Sables et graviers sont ajoutés au ciment et le tout est ensuite moulé pour obtenir des pierres factices et des imitations des pierres de taille.

**Joseph-Louis Lambot**, inventeur « officiel » du ciment armé, fabrique en 1845 des caisses pour orangiers et des réservoirs avec du fil de fer et du mortier. Joseph Monier propose en 1867 un système de « caisses-bassins mobiles en fer et ciment, applicables à l'horticulture, qu'il perfectionne dans les années suivantes.

La maîtrise du béton armé survient quelques années plus tard. François Hennebique dépose en 1892 le brevet qui fait de lui l'inventeur du béton armé. L'Exposition Universelle de 1900 le consacre comme « le plus important entrepreneur de travaux publics en béton armé ». L'aventure du béton dans la construction naît avec le nouveau siècle qui débute. En France, la circulaire du 20 octobre 1906 permet enfin au béton armé d'accéder au rang de matériau de construction.

Dès 1897, le béton armé entre à l'École des Ponts et Chaussées et sa technique est enseignée aux futurs ingénieurs... dont Eugène Freyssinet, le « père » du béton précontraint qui dépose un brevet en 1929.

Après la 2<sup>de</sup> guerre mondiale, les besoins de logements développent la « préfabrication » en France, de 1950 à 1965, le nombre de logements construits chaque année passe de 50000 à plus de 550 000. Le béton est à l'honneur !

La fin des années 1980 voit l'arrivée dans le monde des bétons à hautes performances (B.H.P.) : le béton fibré à ultra-hautes performances (B.E.F.U.P.) ainsi que les bétons autoplaçants (B.A.P.) et autonivelants (B.A.N).

L'histoire du béton se mêle à celle de Lafarge, acteur pionnier de la recherche, et se poursuit avec la mise au point d'innovations qui libèrent la créativité des architectes.

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet à étudier consiste à la réalisation d'un bâtiment en R+9, composé d'un rez-de-chaussée a locaux commerciale et 09 étages à usage d'habitation. Il est implanté dans la wilaya d'Annaba la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation. L'ouvrage est classé dans le « groupe d'usage 1B », ville située en zone II a, selon le règlement parasismique algérien RPA99/ version2003.,

Chaque étage d'habitation comporte quatre appartements de type "F4"

Les vues en plans sont représentées à travers les 3 figures suivantes :

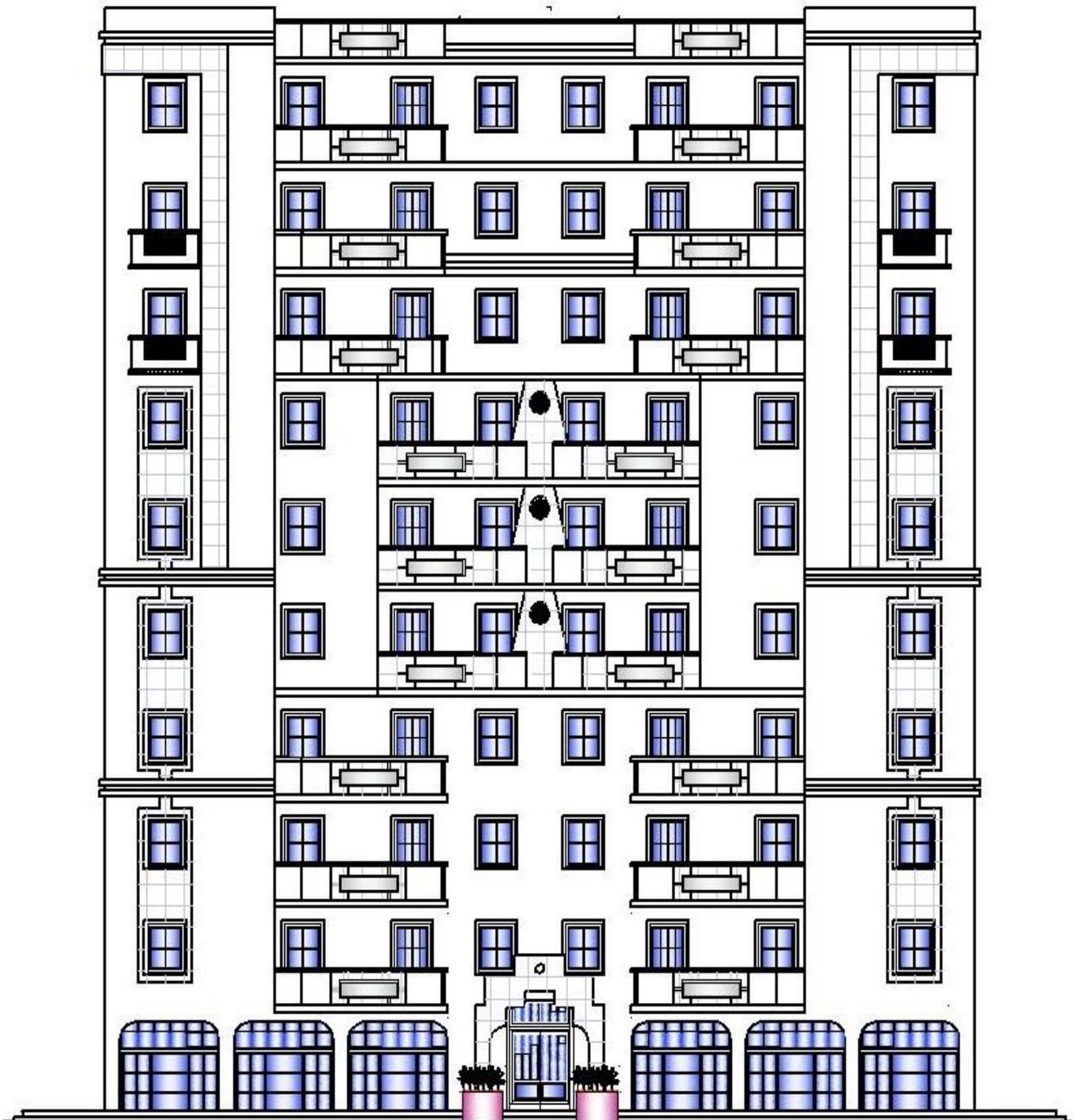


Figure I-1 : façade principale

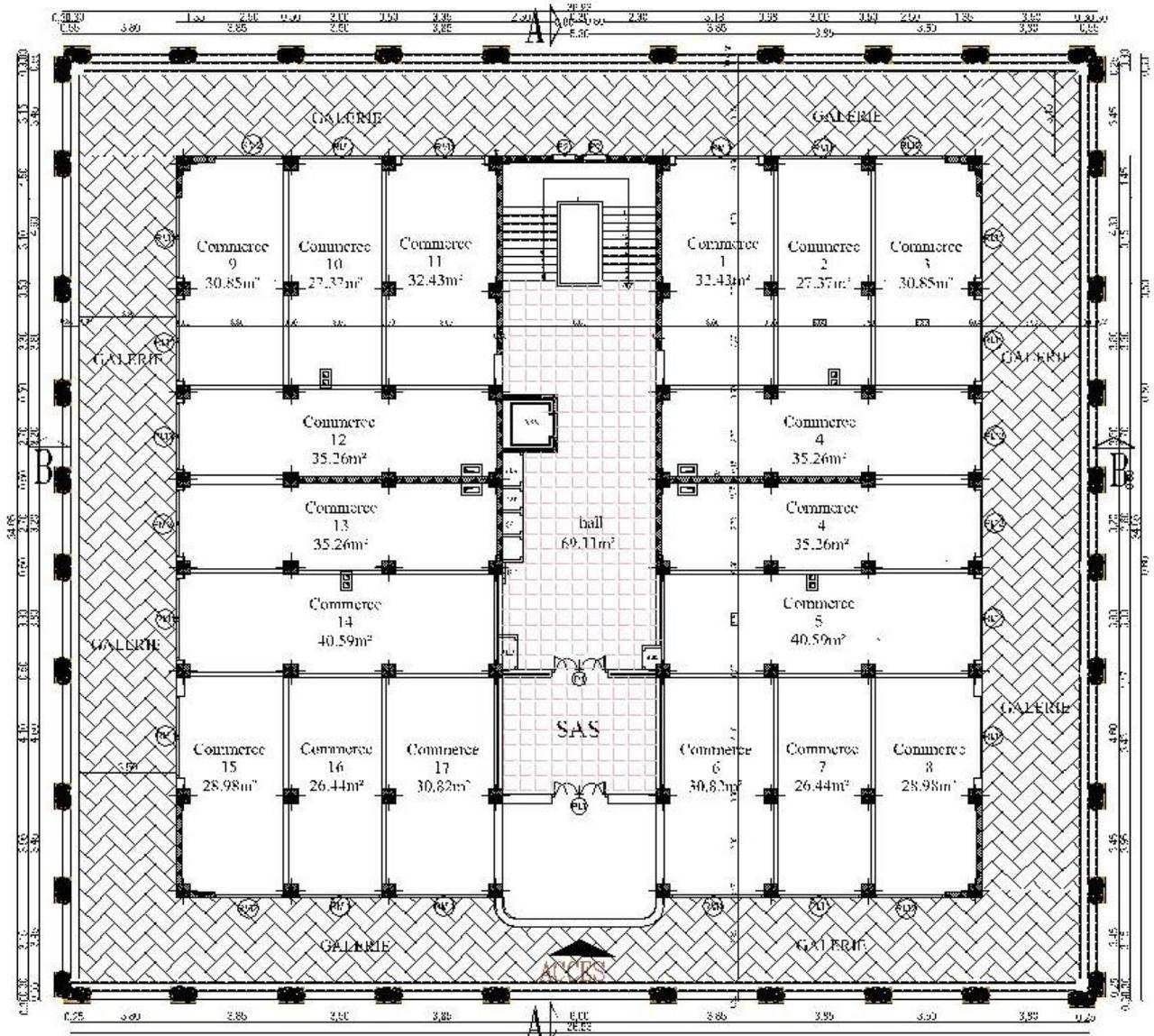
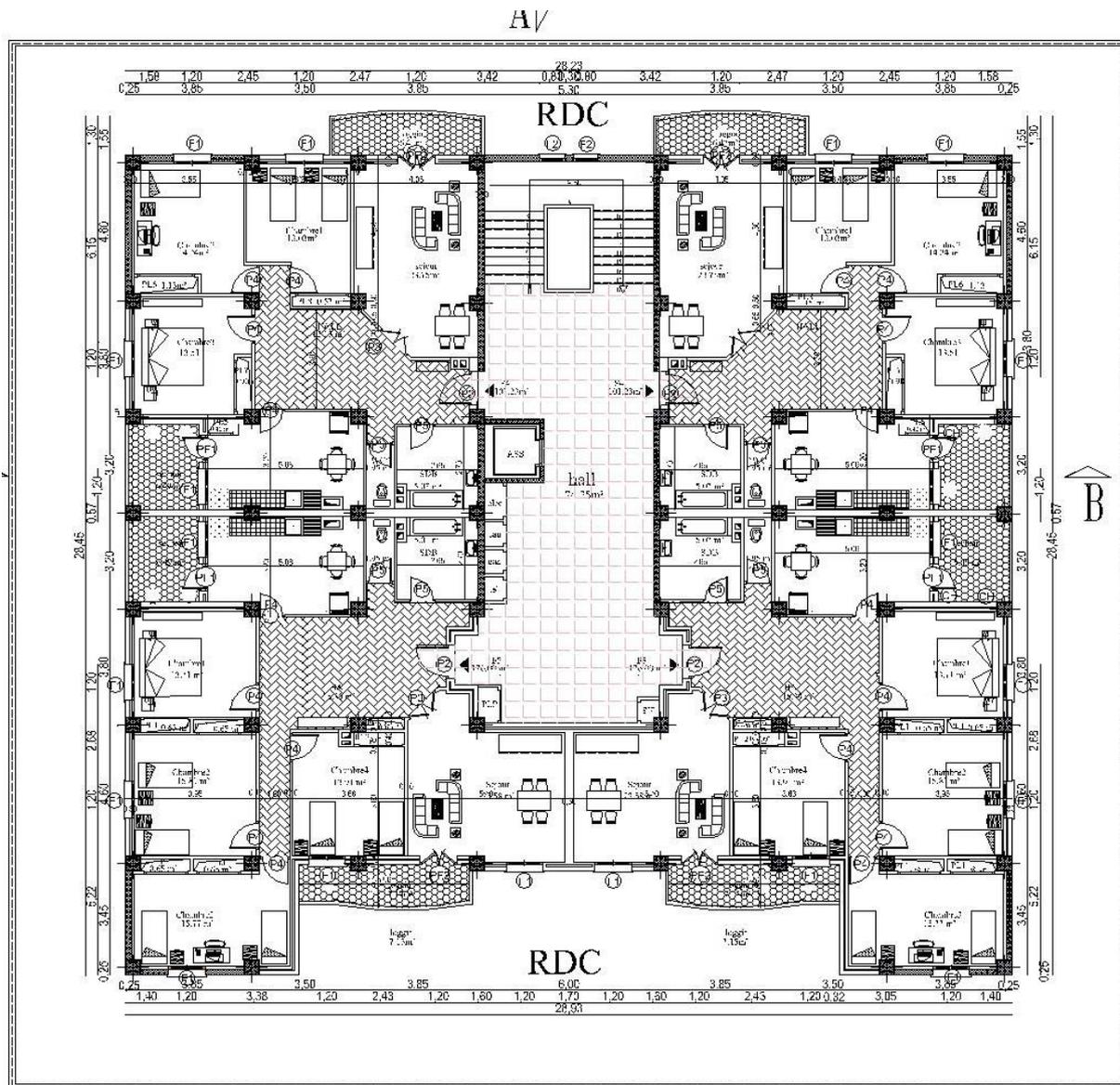


Figure I-2 : Vue en plan RDC



A/

**PLAN ETAGE COURANT      ECH: 1/50**

**Figure I-3 : Vue en plan étage courant**

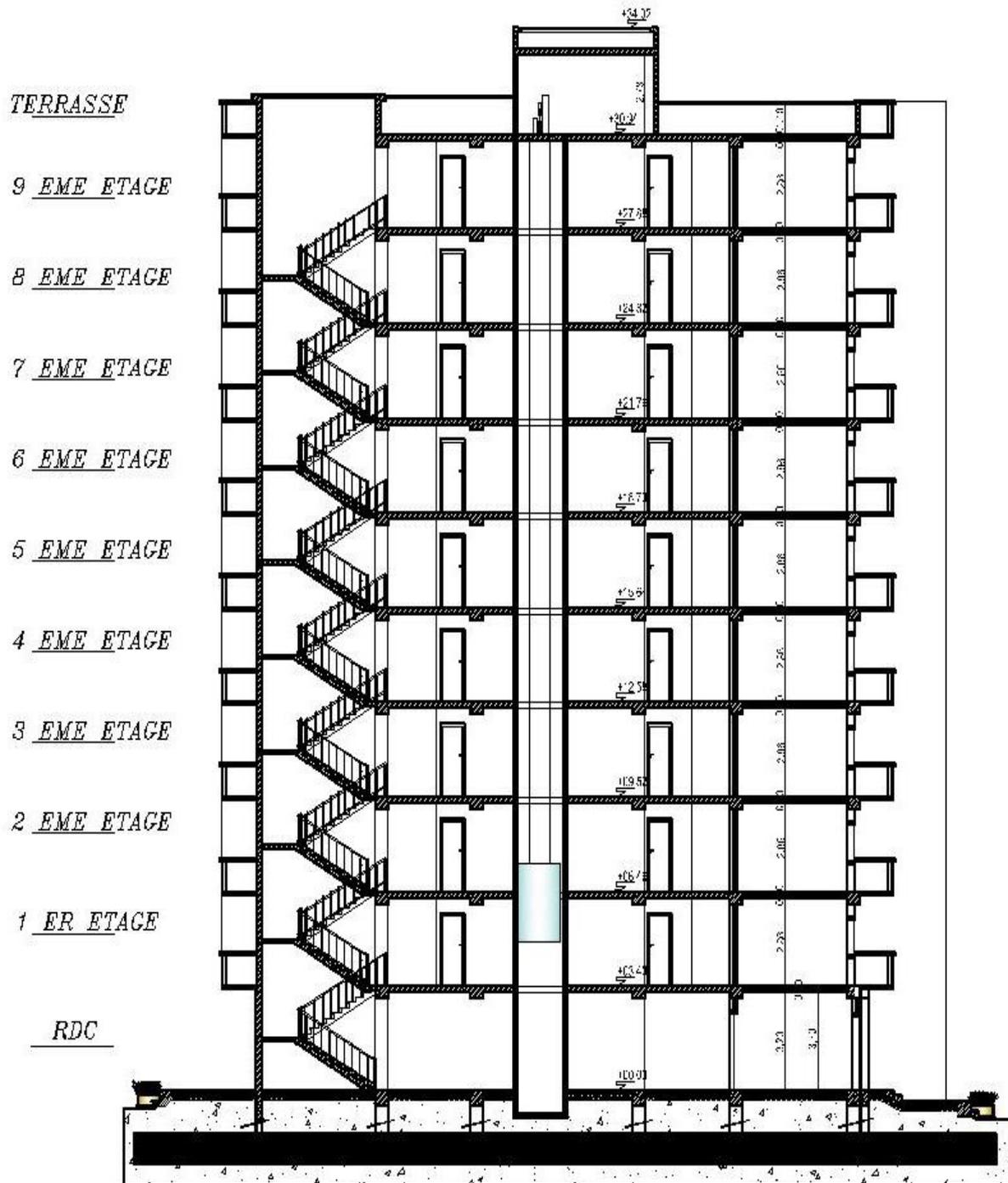


Figure I-4 : coupe AA

### I.3. Description de l'ouvrage :

#### I.3.1 Dimensions

##### en élévation :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont:

- Largeur en plan 28.23m.
- La longueur en plan 28.45m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 30.94m.
- Hauteur de RDC 3.40m
- Hauteur d'étage courant 3.06m

#### I.3.2 Dimensions en plan :

- ➔ Longueur totale.....28.23m.
- ➔ Largeur totale.....28.45m

#### I.3.3 Ossature de l'ouvrage :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portique auto stable (poteau, poutre) et des voiles en béton armé suivant les deux sens.

#### I.3.4 Planchers :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension. On a deux type de planchers :

- Plancher en dalle pleine en béton(Le plancher terrasse est inaccessible).
- Plancher en corps creux.

#### I.3.5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ➔ Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- ➔ Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### I.3.6 Escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées en forme de U.

Plus des escaliers, la structure comporte deux ascenseurs.

### I.4. Caractéristique mécaniques des matériaux : [1]

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

#### I.4.1. Le Béton : [1]

Le béton est un matériau composé de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulats** : pour un béton normal, les dimensions des granulats sont compris entre :  
 $0,2 \text{ mm} < C_g < 25\text{mm}$ .
- **Liants** : le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland artificiel de classe 325 (CPA325).
- **L'eau** : l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

a) Dosage du béton : le dosage d'un mètre cube ( $1\text{m}^3$ ) de béton normal est de :

- 350 Kg de ciment CPA325.
- 800 litres de graviers.
- 400 litres de sables.
- 175 litres d'eau.

b) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée  $f_{C28}$  elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section  $200 \text{ cm}^2$ ) et de hauteur 32cm.

$$\text{Pour : } \begin{cases} j < 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1) \\ j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{C28} \\ j \gg 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 \times f_{C28} \end{cases}$$

Pour le cas de notre structure  $f_{C28}$  est prise égale à : 25 Mpa.

**Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par  $f_{ij}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure  $f_{ij}$  est prise égale à : 2,1 MPa.

**c) Déformation longitudinale du béton :**

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée «  $E_{ij}$  » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton : [3]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'ou :  $E_{i28} = 32164,20$  Mpa.

d-2) Déformation différée «  $E_{vj}$  » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou :  $E_{v28} = 10721,40$  Mpa

**d) Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0,2, \dots \dots \dots \text{ Pour les justifications aux états limites de services.} \\ \nu = 0, \dots \dots \dots \text{ Dans le cas des états limites ultimes.} \end{cases}$$

**e) Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25$  kN/m<sup>3</sup>.

f) Les contraintes limites de calcul :

g-1) États Limites Ultime (ELU) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

-  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \dots\dots\dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

-  $f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.

- 0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

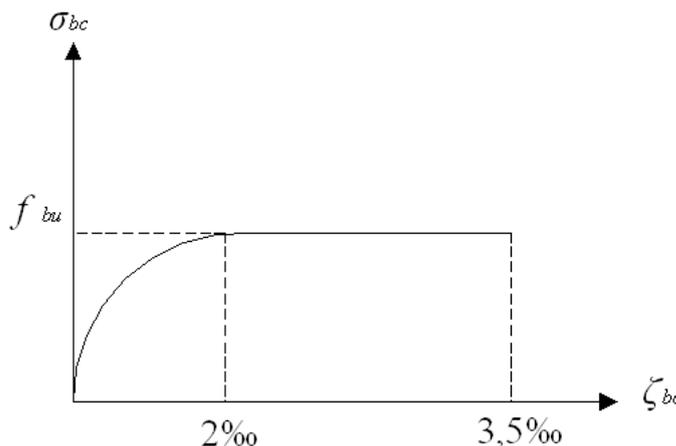


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELU

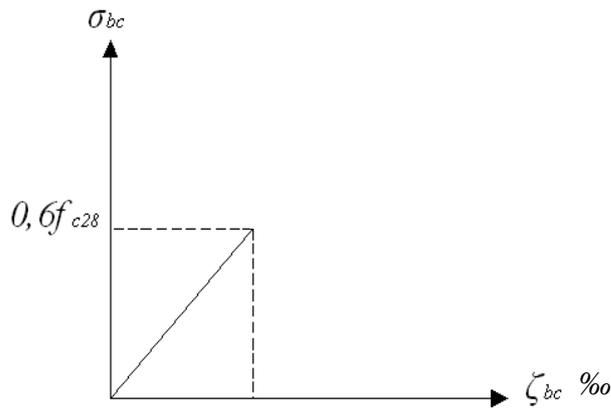
g-2) États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$



**Figure I.6 :** Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS

### I.4.2. L'acier : [1]

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

#### a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ), cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

**Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers**

|                                | Désignation | Limite élastique (Mpa) | Allongement | Contrainte de Rupture (Mpa) |
|--------------------------------|-------------|------------------------|-------------|-----------------------------|
| <i>Rond Lisse</i>              | FeE22       | 215                    | 22          | 380 – 390                   |
|                                | FeE24       | 235                    | 25          | 410 – 490                   |
| <b>Barre à haute adhérence</b> | FeE400      | 400                    | 14          | 490                         |
| <b>Fils très filés lisse</b>   | Ø>6mm       | 500                    | 14          | 580                         |

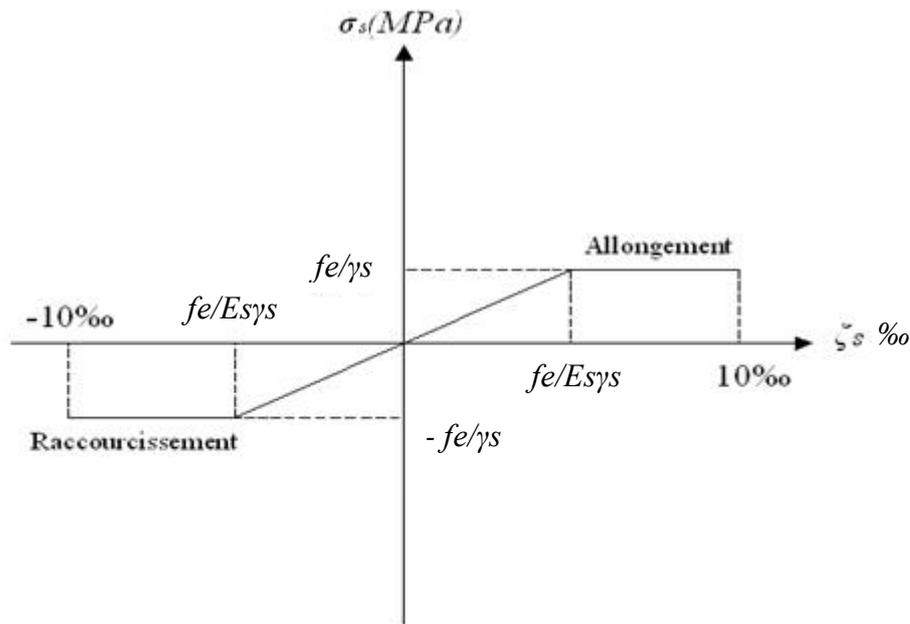
Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa.}$$

**b) État Limite Ultime (ELU) :**

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :



**Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU**

Avec :

-  $\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation durable.} \\ 1,00 & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

-  $E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

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

-  $\epsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

c) État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- ➔ Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- ➔ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$  (MPa).
- ➔ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$  (MPa).

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 & \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 & \text{Acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

### 1.5. Hypothèse du calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

#### 1.5.1. État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.
-

### 1.5.2. État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

### **II. 1. Introduction :**

Le prédimensionnement des éléments résistants est étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le prédimensionnement du sommet la base :

-Planchers ; Poutres ; Voiles ; escalier ; Poteaux

### **II.2. Prédimensionnement des plancher :**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Ils sont des éléments de séparation horizontale entre les différents étages, ils assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et aussi une isolation thermique et phonique.

#### **II.2.1. Plancher à corps creux :**

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Les portées de l'ouvrage sont importantes (max 4.30 m).
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

#### **● Résistance au feu :**

*D'après BEAL 91 :*

- $e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$  pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que :  $e=18\text{cm}$

#### **● Condition de flèche :**

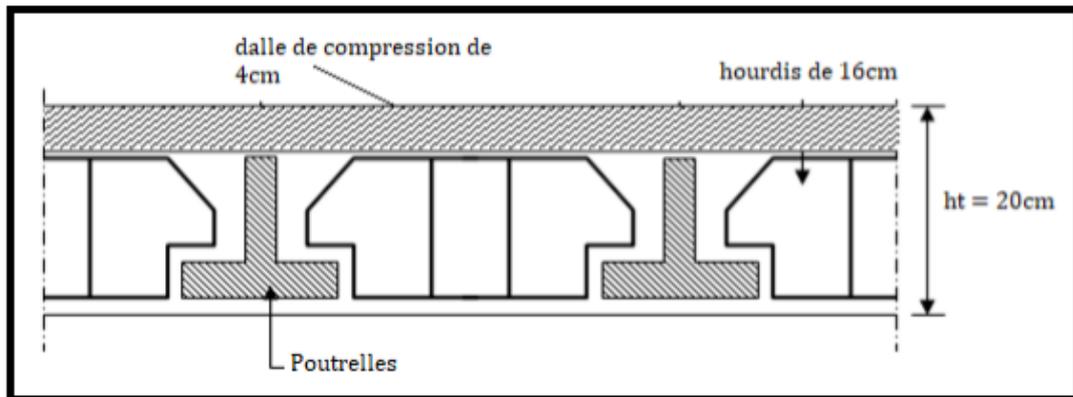
Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

**D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) ;**  $ht \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$

$L_{\max} = 4.60 - 0.50 = 4.10 \text{ m}$  (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$\frac{4.10}{22,5} = 0.18m$$

Donc :  $h_t = 20$  cm ( 4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corp creux)



**Figure II-1** : coupe verticale du plancher à corps creux.

### • **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 16$  cm

$$h_t = \max \{18, 20, 16\} (\text{cm})$$

$$h_t = (16 + 4) \text{ cm} \quad \text{donc } h_t = 20 \text{ cm}$$

### • **Dimensions des poutrelles :** (Figure II-2)

Les poutrelles sont calculées comme des sections en T (solidaires avec la dalle de compression)

$h$  : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression

$b_0$  : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

$b$  : Largeur efficace

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

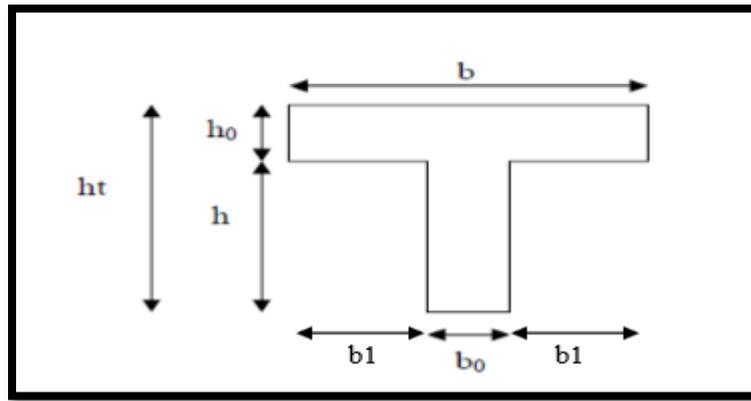
### • **largeur de la nervure :**

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h \quad \text{avec } h = 20 \text{ cm}$$

$$8 \leq b_0 \leq 16 \quad \text{Pour des raisons de construction, on prend } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$L_n$  : 65 cm distance entre axes des nervures

$$b_1 = (L_n - b_0) / 2 = 26.50 \text{ cm}$$



**Figure II-2 : Section de la poutrelle.**

### **II.2.2. Plancher en dalle pleine :**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

#### **a) Résistance au feu :**

e=7,0cm ..... Pour une heure de coupe de feu

e=11cm..... Pour deux heures de coupe de feu

D'où : e=11cm.

#### **b) Isolation phonique :**

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm ; on adopte une épaisseur de : e=15cm.

#### **C) Résistance à la flexion :**

- Dalles reposant sur deux côtés :  $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ .

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :  $e \geq (L_x / 20) + 7$

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

- ep doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / version 2003).

$$e \geq (155 / 20) + 7 \Rightarrow e \geq 14.75 \text{ cm}$$

Donc On prend : **e = 15 cm**

### **II.2.3. Dalle de locale machinerie :**

La dalle de locale machinerie est une dalle pleine (e >20 cm) et est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine).

**II.3. Prédimensionnement des poutres :**

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux qui les supportent. Le prédimensionnement de ces dernières se fera selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003.

- Selon le CBA 93.  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; \Rightarrow 0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

Avec :  $L_{max}$  : portée entre nus des appuis.

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

**II.3.1. Poutres principales :**

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

On prend **h = 45 cm**

La largeur de la poutre sera comme suit :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,3 \cdot 45 \leq b \leq 0,8 \cdot 45 \Rightarrow 13,50 \leq b \leq 36$$

On prend **b = 30cm**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

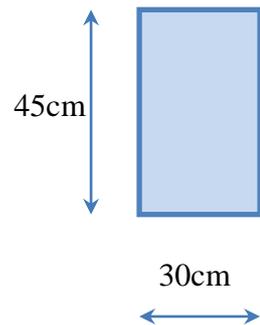
$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots, \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow 45/30 = 1.50 < 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

L'ensemble des conditions sont vérifiées, on pourra donc conserver les dimensions proposées

Donc Les poutres principales sont d'une section **(30X45) cm<sup>2</sup>**



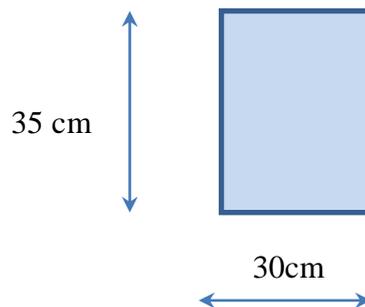
**II.3.2. Poutres secondaires (chainages) :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles et leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de flèche :

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$
$$27.33 \leq h \leq 41$$

On prend h = 35cm



La largeur de la poutre sera :

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

$$0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,8 \cdot 35 \Rightarrow 10,50 \leq b \leq 28$$

Pour une raison d'esthétique on adopte :  $b = 30\text{cm}$

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

$$h \geq 25 \text{ cm} \quad 35 > 25 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 > 20 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad 35/30 = 1,17 < 4 \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc on prendra pour la poutre secondaire (chainage) la section  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

### II.3.3. Poutre palière :

$$L = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \leq \quad \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h \leq 48 \text{ cm. On prend } h = 40 \text{ cm}$$

La largeur de poutre :  $0,3 \cdot h \leq b \leq 0,8 \cdot h$

Donc  $12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$ . Pour une raison d'esthétique on adopte :  $b = 30\text{cm}$

Alors la section de la poutre palière sera  $(30 \times 40)$

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

$$h \geq 25 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \quad 40/30 = 1,33 < 4 \quad \dots \Rightarrow \text{vérifiée}$$

### II.4. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions. Ils présentent une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

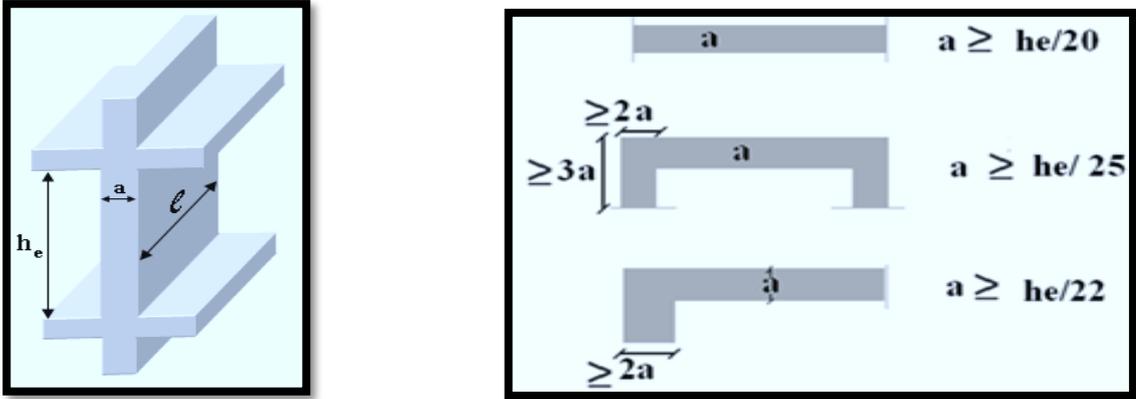
**D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition  $(L \geq 4e)$  sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :  $L$  : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'article (7.7.1 RPA99 /V2003) nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire

$$e \geq \max \left( h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20 \right) \text{ selon le cas qui se présente}$$



**Figure II- 3:** Section réduite du voile.

• **Niveau étage courant :**

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.06\text{m}$  et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12.24\text{cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.90\text{cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.30\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15 ; 12.24 ; 13.90 ; 15.30)$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm} \quad \text{on adopte que :} \quad e = 20 \text{ cm}$$

• **Niveau RDC:**

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.40\text{m}$  et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13.60 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15.45 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 17.00\text{cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15 ; 13.60 ; 15.45 ; 17.00) \quad e \geq 17.00 \text{ cm}$$

On adopte  $e = 20\text{cm}$

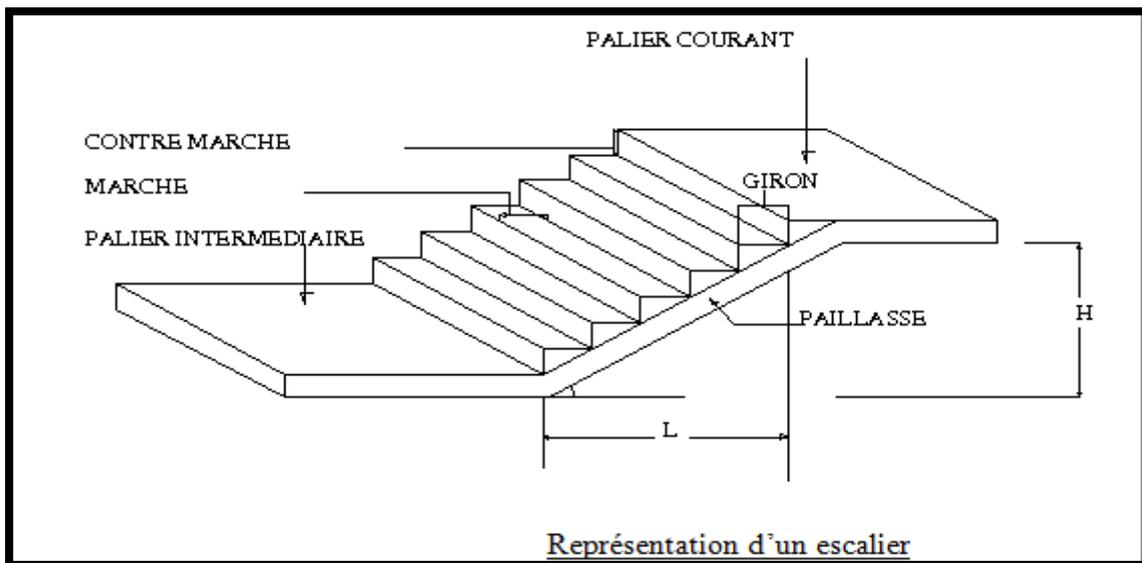
**II.5. Prédimensionnement des escaliers :**

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.

Utilisation immédiate de l'escalier.



**Figure II-4 :** schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques :

Hauteur :  $H=3.40m$  (RDC)

Hauteur :  $H=3.06m$  (Etages)

Giron :  $g =30$  cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a:  $59 < 2h + g = 64 < 66$  C.V

**h**: varie de 15cm à 18cm

**g**: varie de 22 à 30 cm

Pour :  $h =17$ cm

**NC** : nombre des contremarches.

On aura 20 contremarches entre chaque étage 9 et 10 contremarches pour RDC.

On aura 18 contremarches entre chaque étage 8 et 9 contremarches pour niveau étage courant.

• **Étagé courant :**

Les marches auront les dimensions suivantes :  $h = 17\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$ .

L'inclinaison de la paillasse :

$\tan(\alpha) = h/g = 17/30 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$  Inclinaison des escaliers est acceptable puisque l'angle est d'environ  $30^\circ$ .

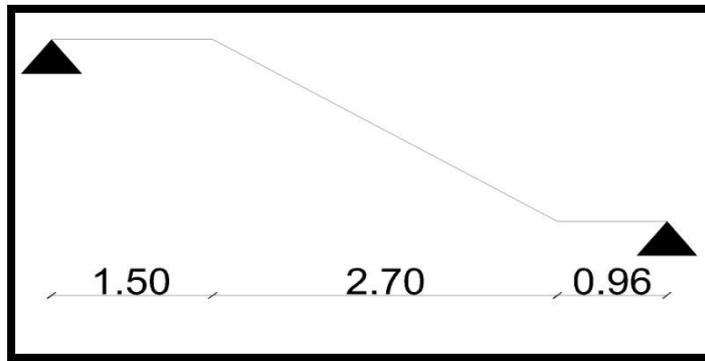
La longueur de volée est  $L = h' / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.70\text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$

$L_0$ : Longueur développée =  $1.50 + 2.70 + 0.96 = 5.16 \Rightarrow 5.16/30 \leq e \leq 5.16/20$

$$\Rightarrow 17.20 \leq e \leq 25.80$$

On adopte une épaisseur de  **$e = 18\text{cm}$**



**Figure II-5** - Schéma statique des escaliers (étagé courant).

• **Rez-de-chaussée :**

Les marches auront les dimensions suivantes :  $h = 17\text{cm}$  et  $g = 30\text{cm}$ .

L'inclinaison de la paillasse :

$\tan(\alpha) = h/g = 17/30 = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$

La longueur de volée est  $L = h' / \sin\alpha \Rightarrow L = 2.70\text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse est :  $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$

$L_0$ : Longueur développée =  $1.50 + 3.00 + 0.66 = 5.16 \Rightarrow 5.16/30 \leq e \leq 5.16/20$

$$\Rightarrow 17.20 \leq e \leq 25.80$$

On adopte une épaisseur de  **$e = 18\text{ cm}$**

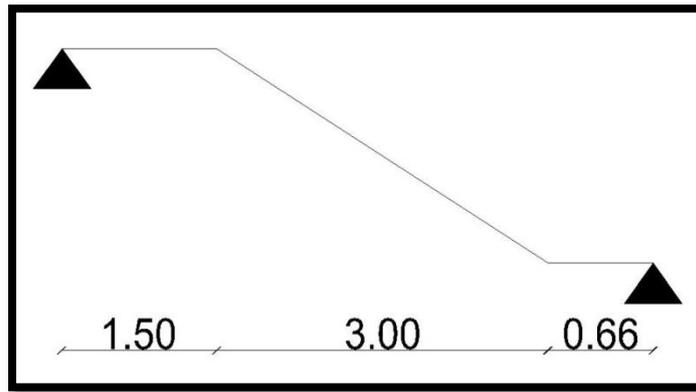


Figure II-6- Schéma statique des escaliers (rez-de-chaussée)

## **II. 6. Evaluation des charges :**

### **II. 6.1. Introduction :**

Descente de charge ; c'est l'opération qui consiste à déterminer pour chaque élément de l'ouvrage les charges qui lui reviennent, et elle permet de pré dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure. Toute fois ceci n'est pas réalisable qu'après un pré dimensionnement des éléments. Le pré- dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon les règles techniques Algériennes CBA93 et le RPA 99 et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton. Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs.) L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

### **A-Charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

### **B-Charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

### II. 6.2. Les planchers :

#### A-Plancher terrasse (inaccessible):

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

| Matériaux                   | Epaisseur (cm) | D (kg/m <sup>3</sup> ) | G(kg/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| 1-protection en gravillon   | 5              | 1600                   | 80                    |
| 2-Etanchéité multicouche    | 5              | 200                    | 10                    |
| 3-Forme de pente 1%         | 10             | 2200                   | 220                   |
| 4-Isolation thermique       | 4              | 400                    | 16                    |
| 5-Dalle en corps creux      | 16+4           | 1360                   | 272                   |
| 6-Enduit plâtre             | 2              | 1000                   | 20                    |
| 7-Couche de papier kraft    | /              | /                      | 1                     |
| 8-couche d'écran par vapeur | 0,8            | 1200                   | 10                    |

La charge permanente  $G = 629 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

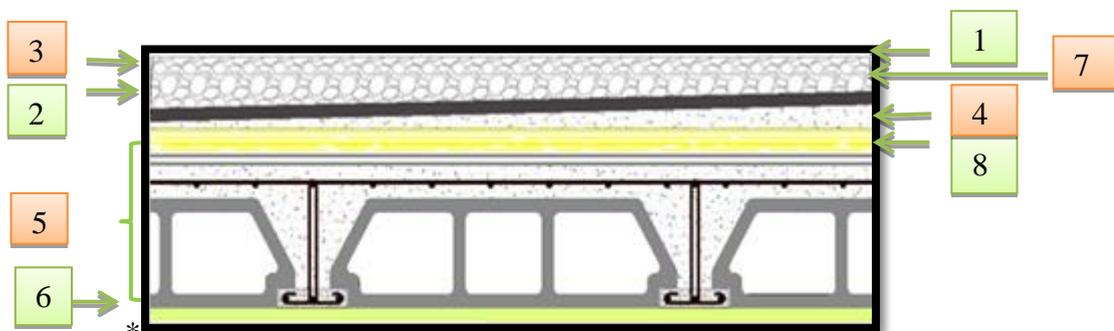


Figure II-7 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

| Matériaux                 | Epaisseur (cm) | D (kg/m <sup>3</sup> ) | G(kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| 1-protection en gravillon | 5              | 1600                   | 80                    |
| 2-Etanchéité multicouche  | 5              | 200                    | 10                    |
| 3-Forme de pente 1%       | 10             | 2200                   | 220                   |
| 4-Isolation thermique     | 4              | 400                    | 16                    |
| 5-Dalle pleine            | 15             | 2500                   | 375                   |
| 6-Enduit plâtre           | 2              | 1000                   | 20                    |

La charge permanente  $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

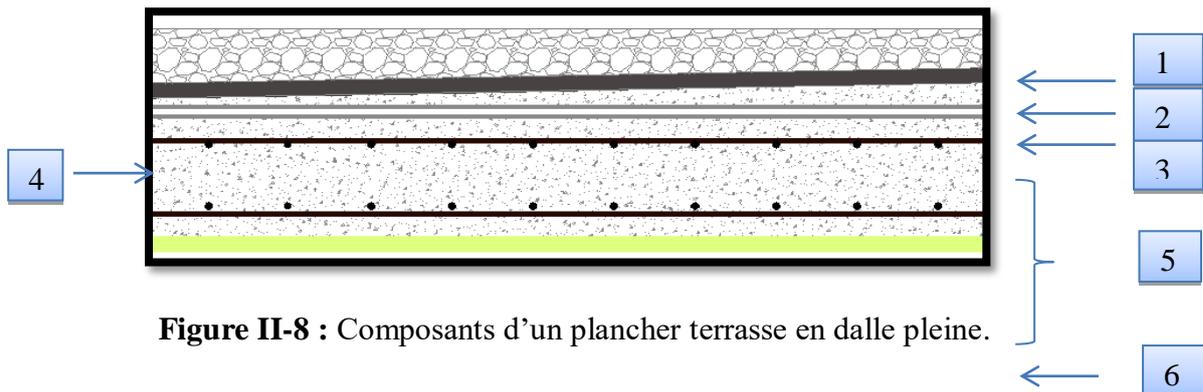


Figure II-8 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

### B-2-Plancher étages courant :

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

Tableau II-3: Evaluation des charges permanentes du plancher en corp creux courant.

| Matériaux               | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage             | 2              | 2200                   | 44                    |
| 2-Mortier de pose       | 2              | 2000                   | 40                    |
| 3-Lite de sable         | 2              | 1800                   | 36                    |
| 4-Dalle en corps creux  | 16+4           | 1360                   | 272                   |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                   | 20                    |
| 6-Cloison de séparation | 10             | 1000                   | 100                   |

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

La charge permanente  $G = 520 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation)  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon)  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

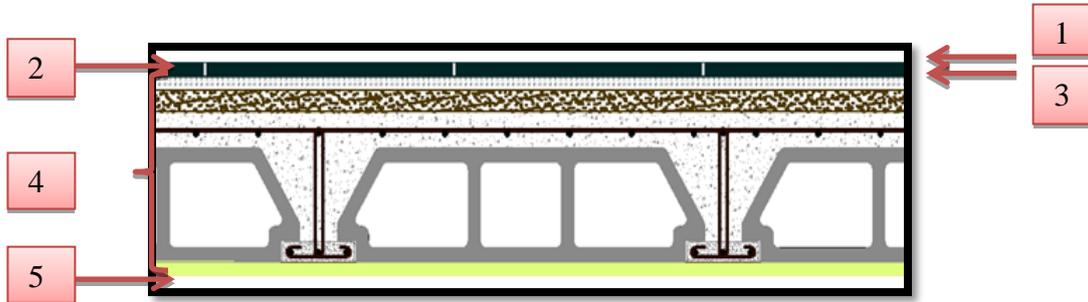


Figure II-9: coupe plancher étage courant.

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine E courant.

| Matériaux               | Epaisseur (cm) | D ( $\text{kg/m}^3$ ) | G( $\text{kg/m}^2$ ) |
|-------------------------|----------------|-----------------------|----------------------|
| 1-Carrelage             | 2              | 2200                  | 44                   |
| 2-Mortier de pose       | 2              | 2000                  | 40                   |
| 3-Lite de sable         | 2              | 1800                  | 36                   |
| 4-Dalle pleine          | 15             | 2500                  | 375                  |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                  | 20                   |
| 6-Cloison de séparation | 10             | 1000                  | 100                  |

La charge permanente  $G = 615 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ Kg/m}^2$

### II. 6.3. Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

| Matériaux       | Epaisseur(cm) | D ( $\text{Kg/m}^3$ ) | G( $\text{Kg/m}^2$ ) |
|-----------------|---------------|-----------------------|----------------------|
| 1-Brique creuse | 25            | 1400                  | 350                  |
| 2-Enduit plâtre | 2             | 1200                  | 24                   |
| 3-Enduit ciment | 2             | 2000                  | 40                   |
| Total           |               |                       | G=414                |

La charge permanente (niveau RDC)  $G=414 \times (3.40-0,35) =1262.7 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant)  $G =414 \times (3.06-0.35) =1121.94 \text{ Kg/m}$

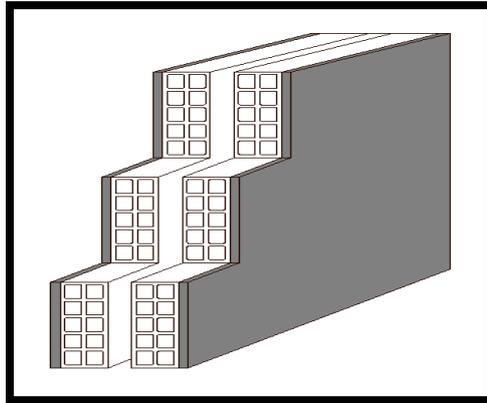


Figure II-10 : Mur extérieur.

### II. 6.4.Murs intérieurs (simple cloison) :

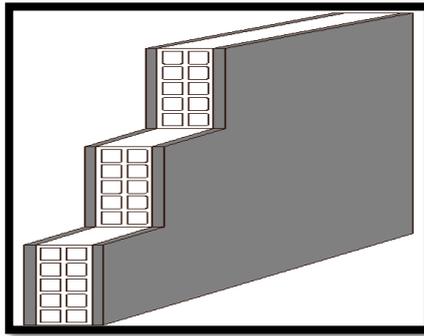
Tableau II-6:Charge permanente du mur double cloison.

| N° | Composants                  | Épaisseur(m) | Poids volumique | Poids surfacique |
|----|-----------------------------|--------------|-----------------|------------------|
| 1  | Enduit en ciment extérieurs | 0.02         | 2000            | 40               |
| 2  | Brique creuse               | 0,10         | 900             | 90               |
| 3  | Enduit en ciment intérieur  | 0,02         | 1400            | 28               |
|    |                             |              | Total           | 158              |

La charge permanente (niveau RDC)  $G = 158 \times (4.42-0.35) =643.06 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant)  $G = 158 \times (3,06-0.35)=428.18 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 158 \times 1,10 =173.80 \text{ Kg/m}$



**Figure II-11:** Mur simple cloison.

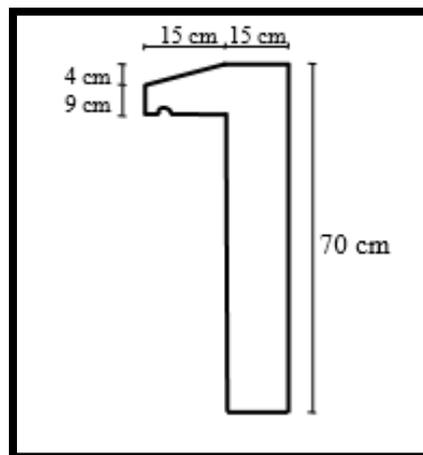
**II. 6.5.L' acrotère:**

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$
$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

Enduit : ep 2cm = 55Kg/ml

Charge permanente : G = 358,75 Kg/ml

Charge d'exploitation : Q = 100 Kg/ml



**Figure II-12 :** acrotère

**II. 6.6. Les balcons :**

Nos balcons sont en dalle pleine

**Tableau II-7 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

| Matériaux         | Epaisseur | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-----------|------------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage       | 2         | 2200                   | 44                    |
| 2-Mortier de pose | 2         | 2000                   | 40                    |
| 3-Lit de sable    | 3         | 1800                   | 54                    |
| 4-Dalle en BA     | 15        | 2500                   | 375                   |
| 5-Enduit ciment   | 2         | 2000                   | 40                    |

La charge permanente **G** = 553 Kg/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation **Q** = 350Kg/m

La charge concentrée (maçonnerie)

- Brique creuse (10cm) .....0,1 = 0.9 kg/ml
- Enduit en ciment (2cm) .....18x0,02 = 0.36 kg/ml
- Garde-corps (fixé sur maçonnerie) .....1x01 = 1 kg/ml

**f = 2,26 kg/ml**

**II. 6.7. L'escalier:**

**A-Palier :**

**Tableau II-8:** Evaluation des charges permanentes de palier.

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|----------------|------------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44                    |
| 2-Mortier de pose | 2              | 2000                   | 40                    |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54                    |
| 4-Dalle en BA     | 18             | 2500                   | 450                   |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40                    |

La charge permanente **G** = 628Kg/m<sup>2</sup>

La charge d'exploitation **Q** = 250Kg/m

### B-Paillasse :

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> )                      |
|-------------------|----------------|------------------------|--|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44   |
| 2-Mortier de pose | 2              | 2000                   | 40   |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54   |
| 4-Marche          | 17             | 2200                   | $(0,17/2) \times 2200 = 187$               |
| 5-Paillasse       | 18             | 2500                   | $(2500 \times 0.18) / \cos 29.55 = 517.28$ |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40   |
| 7-Gardes corps    | /              | /                      | 20   |

La charge permanente  $G = 902.28 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

### II.7.Prédimensionnement des poteaux :

#### II.7.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou plus rarement circulaire. En pratique, les poteaux sont pré-dimensionnés à partir du risque de flambement (limitation de l'élançement du poteau au maximum autorisé) ou encore à partir du critère de résistance : l'effort normal total agissant au niveau du pied de poteau reste admissible c'est-à-dire ne dépassant pas la capacité du béton utilisé. Le partage des charges verticales entre les différents éléments porteurs se faisant généralement au prorata des surfaces. Ces règles simples permettent d'avoir un ordre de grandeur des dimensions à donner aux poteaux dans la phase avant-projet.

#### II.7.2. Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau proposé comme étant le plus sollicité est le poteau central.

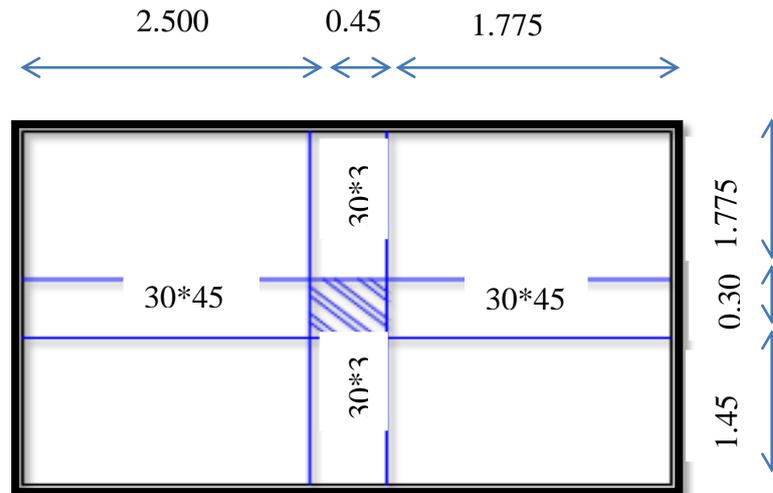
La surface afférente reprise par le poteau le plus sollicité est de :

#### II.7.3. Poteau central :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$  en zone IIa.

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (2.5 + 1.775) \times (1.45 + 1.775) = 13.68 \text{ m}^2$$



**Figure II-13** : Surface afférente du poteau

**A. Evaluation des charges verticales :**

Selon l'article B 8.4.1 du C.B.A. 93 : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant ; s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées
- de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées. Dans notre cas on prendra 10% de majoration des charges verticales. On doit aussi vérifier la condition qui impose l'inégalité suivante :

$$1,1 Nu \leq Nu \dots\dots\dots (Eq.1.27)$$

**•Calcul de la longueur de flambement  $L_f$  :**

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement  $L_f$  comme suit :

$0,7 \times L_0$  : si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

$L_0$  : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend :  $L_f = 0,7 L_0$  (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

**RDC** :  $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.40 = 2.38 \text{ m}$

**Etage courant** :  $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.14 \text{ m}$

### • Calcul de l'effort $\bar{N}_U$ :

L'effort normal admissible est  $\bar{N}_U = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_S \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$  Avec :

$\bar{N}_U$  : Effort normal admissible à l'ELU.

**B<sub>r</sub>** : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle.

**f<sub>c28</sub>** = 25 MPa et **f<sub>e</sub>** = 400 MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

**A<sub>S</sub>** : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

**α** : Coefficient fonction de l'élançement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et} \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : **i** : Rayon de giration.

**λ** : L'élançement géométrique.

**L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.

**Tableau II-10** : Calcul de  $\bar{N}_u$  des poteaux de la Tour.

|                        | Dimension (cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | λ     | α     | As (mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kg) |
|------------------------|----------------|-----------------------|--------------------|-------|-------|-----------------------|------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 30x45          | 1204                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 270                   | 194015           |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 30x45          | 1204                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 270                   | 194015           |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 30x45          | 1204                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 270                   | 194015           |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 30x45          | 1204                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 270                   | 194015           |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 30x45          | 1204                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 270                   | 194015           |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 30x55          | 1484                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 330                   | 239054           |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 30x55          | 1484                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 330                   | 239054           |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 30x55          | 1484                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 330                   | 239054           |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 30x65          | 1764                  | 2.14               | 24.71 | 0.835 | 390                   | 284093           |
| RDC                    | 30x65          | 1764                  | 2.38               | 27.48 | 0.832 | 390                   | 283073           |

**• Calcul de l'effort normal  $N_u$  :**

**Descente de charges :**

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

**• Calcul de la charge de la neige « $S_n$ » :**

D'après les règles N.V.A/99 la valeur de la charge de neige se calcul par la formule suivante :

$$S_n = \mu \times S_k \quad \dots(Eq.1.29) \mu$$

$\mu$  : coefficient dépendant de la forme de la toiture

$S_k$  : influence de l'altitude

Coefficient de forme des toitures :

Le coefficient de forme pour une toiture plate est égal à :

$$\mu = 1$$

Influence de l'altitude :

Annaba se situe dans la zone neige B. Selon l'article 3.1.1. Des règles N.V.A 99 l'influence de l'altitude «  $S_k$  » dans la zone B se calcul par la formule suivante :

$$S_k = (0.04 \times H + 10) / 100 \quad \dots(Eq.1.30)$$

Avec : H : altitude moyenne de la zone.

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

$$Sk = (0.04 \times 121 + 10) / 100 = 0,14 \text{ kN/m}^2$$

Donc la valeur de la charge de la neige est de :

$$Sn = 1 \times 0.14 = 0.14 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{14 \text{ kg/m}^2}$$

### • Surcharges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

**n**: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

**Q0** : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2,....., Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le  $\frac{3+n}{2n}$  à partir du cinquième étage

|                         |  |
|-------------------------|--|
| 9 <sup>ème</sup> étage  | $Q_{cum} = Q_0$  |
| 8 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + Q_1$  |
| 7 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$   |
| 6 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$                                     |
| 5 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$                               |
| 4 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$                         |
| 3 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$                   |
| 2 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$             |
| 1 <sup>ème</sup> étage: | $Q_{cum} = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$       |
| RDC:                    | $Q_{cum} = Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$ |

**Tableau II-11 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.**

|                        | q<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | Sn<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | S<br>(m <sup>2</sup> ) | Q = 1.5qx S<br>(kg) |      | $\frac{3+n}{2n}$ | Qcum<br>(kg) |
|------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------|------|------------------|--------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 100                       | 14                         | 13.68                  | Q0=                 | 2244 | 1                | 2244         |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q1=                 | 5322 | 1                | 7566         |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q2=                 | 5322 | 0.95             | 12356        |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q3=                 | 5322 | 0.90             | 16613        |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q4=                 | 5322 | 0.85             | 20339        |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q5=                 | 5322 | 0.80             | 23532        |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q6=                 | 5322 | 0.75             | 26193        |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q7=                 | 5322 | 0,71             | 28694        |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q8=                 | 5322 | 0,69             | 31621        |
| RDC                    | 250                       | 14                         | 13.68                  | Q9=                 | 5322 | 0,67             | 34335        |

**•Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :**

**9<sup>ème</sup> étage :**

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 629 \times 5.72 = 3620 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{dallemachine}} = G \times S_p = 1180 \times 8.14 = 9605 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.45) (1.725 + 2.45)] \times 2500 = 1409 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.75 + 1.45)] \times 2500 = 840 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 1121 \times (1.45 + 1.775) = 3615 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.30 \times 0.45 \times 3.06 \times 2500 = 1032 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 20121 \text{ Kg}}$$

**8<sup>ème</sup> étage a 5<sup>ème</sup> étage :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 520 \times 5.72 = 2974 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{dallemachine}} = G \times S_p = 1180 \times 8.14 = 9605 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 1409 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 840 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 3615 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poteau}} = 1032 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 19475 \text{ Kg}}$$

### **4<sup>ème</sup> étage a 2<sup>ème</sup> étage :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 520 \times 5.72 = 2974 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{dallemachine}} = G \times S_p = 1180 \times 8.14 = 9605 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 1409 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 840 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 3615 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.30 \times 0.55 \times 3.06 \times 2500 = 1262 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 19705 \text{ Kg}}$$

### **1<sup>ère</sup> étage :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 520 \times 5.72 = 2974 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{dallemachine}} = G \times S_p = 1180 \times 8.14 = 9605 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 1409 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 840 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 3615 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.30 \times 0.65 \times 3.06 \times 2500 = 1492 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 19935 \text{ Kg}}$$

### **RDC :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 520 \times 5.72 = 2974 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{dallemachine}} = G \times S_p = 1180 \times 8.14 = 9605 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = 1409 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = 840 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 1262 \times 3.225 = 4069 \text{ Kg}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.30 \times 0.65 \times 3.40 \times 2500 = 1530 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{G = 20427 \text{ Kg}}$$

### **B.Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :**

#### **●évaluation des charges verticales :**

**Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) :** Les charges verticales agissant sur les poteaux Peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges Variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en Admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

Vérifications du  $1,1 Nu \leq \overline{N_u}$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive ( $Nu = 1,35G + 1,5Q$ ).

**Tableau II-12** - Effort normal  $Nu$  et vérification de  $1,1 Nu \leq \overline{N_u}$ .

|                        | G (kg) | Gcum (kg) | Qcum(kg) | Nu (kg)<br>(1.35Gcum+1.50Qcum) | 1.1 Nu(kg) | $\overline{N_u}$ (kg) | $1.1Nu \leq \overline{N_u}$ |
|------------------------|--------|-----------|----------|--------------------------------|------------|-----------------------|-----------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 20121  | 20121     | 2244     | 30529                          | 33582      | 194015                | Oui                         |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 19475  | 39596     | 7566     | 64804                          | 71284      | 194015                | Oui                         |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 19475  | 57123     | 12356    | 95650                          | 105215     | 194015                | Oui                         |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 19475  | 72703     | 16613    | 123069                         | 135375     | 194015                | Oui                         |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 19475  | 86336     | 20339    | 147062                         | 161768     | 194015                | Oui                         |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 19705  | 98205     | 23532    | 167875                         | 184662     | 239054                | Oui                         |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 19705  | 108103    | 26193    | 185229                         | 203751     | 239054                | Oui                         |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 19705  | 117401    | 28694    | 201532                         | 221686     | 239054                | Oui                         |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 19935  | 128416    | 31621    | 220793                         | 242872     | 284093                | Oui                         |
| RDC                    | 20427  | 138964    | 34335    | 239104                         | 263014     | 283073                | Oui                         |

Nous tenons à signaler que les dimensions initiales des poteaux ont été modifiées afin que cette condition soit vérifiée.

### **Conclusion :**

On adoptera pour les poteaux une section de :  $(30 \times 50) \text{ cm}^2$  Les poteaux peuvent être redimensionnés dans les phases suivantes en fonction des sollicitations réelle obtenue de la modélisation.

### **C. Vérification de la condition de flambement :**

#### **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = ab^3/12 = 30 \times 65^3 / 12 = 686562.50 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{686562.50}{30 \times 65}} = \mathbf{18.76 \text{ cm}}$$

Elancement mécanique  $\lambda (x, y)$  :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- **L<sub>f</sub>**: longueur de flambement.

- - **K** = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = L_f / i_x = 0,7 \times 3.40 / 18.76 \times 10^{-2} = 12.68$$

$\lambda_x = 12.68 < 50$ ..... **Condition vérifiée.**

donc Il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

$$I_y = ab^3/12 = 65 \times 30^3 / 12 = 146250 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{146250}{30 \times 65}} = \mathbf{8.66 \text{ cm}}$$

Elancement mécanique  $\lambda (x, y)$  :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- **L<sub>f</sub>**: longueur de flambement.

- - **K** = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_y = L_f / i_y = 0,7 \times 3.40 / 8.66 \times 10^{-2} = 27.48$$

$\lambda_y = 27.48 < 50$  Condition vérifiée.

donc Il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

**D. Vérification les exigences selon RPA 99 / version 2003 :**

En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

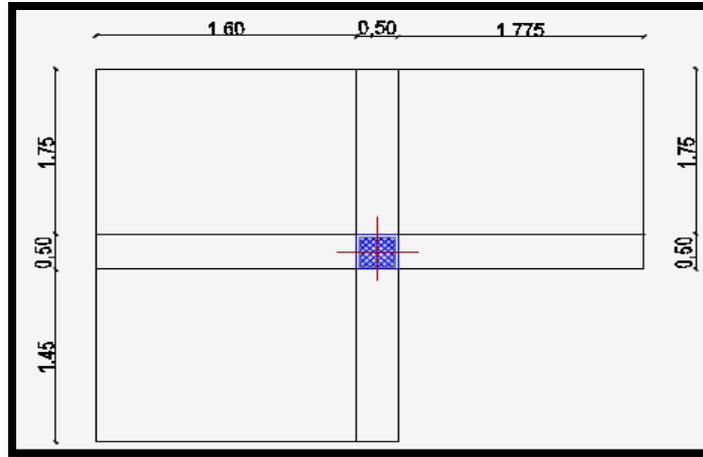
**Tableau II-13 :** 1ère Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

| Conditions                                      | Vérification                    |
|---|---------------------------------|
| $Min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$                 | $45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ |
| $Min (b, h) \geq \text{hauteur du poteau} / 20$ | $45 > 20.3$                     |
| $1/4 < b/h < 4$                                 | $1/4 < 1 < 4$                   |

Les sections des poteaux adoptées vérifient l'ensemble des conditions exigées par le R.P.A 2003.

**II.7.4.Poteau d'angle :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $MIN(a,b) \geq 30cm$  en zone IIa.



**Figure II-14 : Surface afférente du poteau**

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (1.75 \times 1.775) + (1.60 \times 1.75) + (1.60 \times 1.45) = 8.22 m^2$$

Calcul de la longueur de flambement  $L_f$

**RDC** :  $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.40 = 2.38 m$

**Etage courant** :  $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.14 m$

**A. Evaluation des charges verticales :**

**• Calcul de l'effort  $\bar{N}_u$  :**

**Tableau II-14 : Calcul de  $\bar{N}_u$  des poteaux de la Tour.**

|                              | Dimension (cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | $L_f$ (m) | $\lambda$ | $\alpha$ | As (cm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kg) |
|------------------------------|----------------|-----------------------|-----------|-----------|----------|-----------------------|------------------|
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>1<sup>ère</sup> étage</b> | 30x40          | 1064                  | 2.14      | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| <b>RDC</b>                   | 30x40          | 1064                  | 2.38      | 27.48     | 0.832    | 240                   | 170880           |

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

### • Calcul de l'effort normal $N_u$ :

#### Descente de charges :

### • Calcul de la charge de la neige « $S_n$ » :

$$S_n = 1 \times 0.14 = 0.14 \text{ KN/m}^2 = 14 \text{ kg/m}^2$$

### • Surcharges d'exploitation :

Tableau II-15 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

|                        | q<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | S <sub>n</sub><br>(kg/m <sup>2</sup> ) | S<br>(m <sup>2</sup> ) | Q = 1.5q x S<br>(kg) |      | $\frac{3+n}{2n}$ | Q <sub>cum</sub><br>(kg) |
|------------------------|---------------------------|--|------------------------|----------------------|------|------------------|--------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 100                       | 14                                     | 8.22                   | Q0=                  | 1348 | 1                | 1348                     |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q1=                  | 3198 | 1                | 4546                     |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q2=                  | 3198 | 0.95             | 7424                     |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q3=                  | 3198 | 0.90             | 9983                     |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q4=                  | 3198 | 0.85             | 12221                    |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q5=                  | 3198 | 0.80             | 14140                    |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q6=                  | 3198 | 0.75             | 15739                    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q7=                  | 3198 | 0,71             | 17242                    |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q8=                  | 3198 | 0,69             | 19000                    |
| RDC                    | 250                       | 14                                     | 8.22                   | Q9=                  | 3198 | 0,67             | 20631                    |

### • Charges permanentes et l'effort normal « $N_u$ » :

#### 9<sup>ème</sup> étage :

$$G = 12481 \text{ Kg}$$

#### 8<sup>ème</sup> étage 1<sup>ère</sup> étage :

$$G = 10586 \text{ Kg}$$

#### RDC :

$$G = 11125 \text{ Kg}$$

**B.Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :**

**Tableau II.16** - Effort normal  $Nu$  et vérification de  $1,1 Nu \leq \overline{Nu}$ .

|                        | G (kg) | Gcum (kg) | Qcum(kg) | Nu (kg)<br>(1.35Gcum+1.50Qcum) | 1.1 Nu(kg) | $\overline{Nu}$ (kg) | $1.1Nu \leq \overline{Nu}$ |
|------------------------|--------|-----------|----------|--------------------------------|------------|----------------------|----------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 12481  | 12481     | 1348     | 18871                          | 20758      | 171496               | Oui                        |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 23067     | 4546     | 37959                          | 41755      | 171496               | Oui                        |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 23594     | 7424     | 42988                          | 47287      | 171496               | Oui                        |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 41063     | 9983     | 70410                          | 77451      | 171496               | Oui                        |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 48473     | 12221    | 83770                          | 92147      | 171496               | Oui                        |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 54825     | 14140    | 95224                          | 104746     | 171496               | Oui                        |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 60118     | 15739    | 104768                         | 115245     | 171496               | Oui                        |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 65093     | 17242    | 113739                         | 125112     | 171496               | Oui                        |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 10586  | 70916     | 19000    | 124237                         | 136660     | 171496               | Oui                        |
| RDC                    | 11125  | 76676     | 20631    | 134459                         | 147905     | 170880               | Oui                        |

**C. Vérification les exigences selon RPA 99 / version 2003 :**

En Algérie, et indépendamment des charges et de la géométrie de la structure, les règles parasismiques imposent des dimensions minimales à respecter. Ainsi les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires, doivent satisfaire les conditions suivantes :

**Tableau II-17** :1ère Vérification selon le **RPA 99 / version 2003** des dimensions des poteaux.

| Conditions                                    | Vérification                |
|---|-----------------------------|
| $Min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$               | $45\text{cm} > 30\text{cm}$ |
| $Min (b, h) \geq \text{hauteur du poteau}/20$ | $45 > 20.3$                 |
| $1/4 < b/h < 4$                               | $1/4 < 1 < 4$               |

Les sections des poteaux adoptées vérifient l'ensemble des conditions exigées par le R.P.A 2003.

Nous tenons à signaler que les dimensions initiales des poteaux ont été modifiées afin que cette condition soit vérifiée.

**Conclusion :**

On adoptera pour les poteaux une section de : (30 × 40) Les poteaux peuvent être redimensionnés dans les phases suivantes en fonction des sollicitations réelle obtenue de la modélisation

**D.Vérification de la condition de flambement :**

**Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = ab^3/12 = 30 \times 40^3 / 12 = 160000 \text{cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{160000}{30 \times 40}} = \mathbf{11.54 \text{cm}}$$

Elongement mécanique  $\lambda(x, y)$  :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- **L<sub>f</sub>**: longueur de flambement.
- **K** = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = L_f / i_x = 0,7 \times 3.40 / 11.54 \times 10^{-2} = 20.62$$

$$\lambda_x = 20.62 < 50 \quad \text{Condition vérifiée}$$

donc Il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

$$I_y = ab^3/12 = 40 \times 30^3 / 12 = 90000 \text{cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{(a \times b)}} = \sqrt{\frac{90000}{30 \times 40}} = \mathbf{8.66 \text{cm}}$$

Elongement mécanique  $\lambda(x, y)$  :

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

- **L<sub>f</sub>**: longueur de flambement.
- **K** = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_y = L_f / i_y = 0,7 \times 3.40 / 8.66 \times 10^{-2} = 27.48$$

$$\lambda_y = 27.48 < 50 \quad \dots\dots\dots \mathbf{Condition vérifiée}$$

donc Il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

**II.7.4.Poteau de rive :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 :  $\text{MIN}(a, b) \geq 30 \text{cm}$  en zone IIa.



Figure II-15 : Surface afférente du poteau

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = (2.15 \times 1.775) + (1.75 \times 1.775) = 6.91 \text{ m}^2$$

Calcul de la longueur de flambement  $L_f$

$$\text{RDC} : \Rightarrow L_f = 0.7 * 3.40 = 2.38 \text{ m}$$

$$\text{Etage courant} : \Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

**A.Évaluation des charges verticales :**

**●-Calcul de l'effort  $\bar{N}_u$  :**

Tableau II-18 : Calcul de  $\bar{N}_u$  des poteaux de la Tour.

|                        | Dimension (cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | $\lambda$ | $\alpha$ | As (cm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kg) |
|------------------------|----------------|-----------------------|--------------------|-----------|----------|-----------------------|------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 30x40          | 1064                  | 2.14               | 24.71     | 0.835    | 240                   | 171496           |
| RDC                    | 30x40          | 1064                  | 2.38               | 27.48     | 0.832    | 240                   | 170880           |

## CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments secondaires et descente de charge

### ● Calcul de l'effort normal $Nu$ :

#### Descente de charges :

### ● Calcul de la charge de la neige « $Sn$ » :

$$Sn = 1 \times 0.14 = 0.14 \text{ KN/m}^2 = 14 \text{ kg/m}^2$$

### ● Surcharges d'exploitation :

Tableau II-19 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

|                        | q<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | Sn<br>(kg/m <sup>2</sup> ) | S<br>(m <sup>2</sup> ) | Q = 1.5qx S<br>(kg) |      | $\frac{3+n}{2n}$ | Qcum<br>(kg) |
|------------------------|---------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------|------|------------------|--------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 100                       | 14                         | 6.91                   | Q0=                 | 1133 | 1                | 1133         |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q1=                 | 2688 | 1                | 4121         |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q2=                 | 2688 | 0.95             | 6240         |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q3=                 | 2688 | 0.90             | 8390         |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q4=                 | 2688 | 0.85             | 10272        |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q5=                 | 2688 | 0.80             | 11885        |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q6=                 | 2688 | 0.75             | 13229        |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q7=                 | 2688 | 0,71             | 14492        |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q8=                 | 2688 | 0,69             | 15970        |
| RDC                    | 250                       | 14                         | 6.91                   | Q9=                 | 2688 | 0,67             | 17341        |

### Charges permanentes et l'effort normal « Nu » :

#### B. Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

Tableau II-20- Effort normal  $Nu$  et vérification de  $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ .

|                        | G (kg) | Gcum<br>(kg) | Qcum(kg) | Nu (kg)<br>(1.35Gcum+1.<br>50Qcum) | 1.1 Nu(kg) | $\bar{N}_u$ (kg) | $1.1Nu \leq \bar{N}_u$ |
|------------------------|--------|--------------|----------|------------------------------------|------------|------------------|------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 12481  | 12481        | 1133     | 18549                              | 20404      | 171496           | Oui                    |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 23067        | 4121     | 37322                              | 41054      | 171496           | Oui                    |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 23594        | 6240     | 41212                              | 45333      | 171496           | Oui                    |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 41063        | 8390     | 68020                              | 74822      | 171496           | Oui                    |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 48473        | 10272    | 80847                              | 88931      | 171496           | Oui                    |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 54825        | 11885    | 91841                              | 101025     | 171496           | Oui                    |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 60118        | 13229    | 101003                             | 111103     | 171496           | Oui                    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 10586  | 65093        | 14492    | 109614                             | 120575     | 171496           | Oui                    |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 10586  | 70916        | 15970    | 119692                             | 131661     | 171496           | Oui                    |
| RDC                    | 11125  | 76676        | 17341    | 129524                             | 142477     | 170880           | Oui                    |

Nous tenons à signaler que les dimensions initiales des poteaux ont été modifiées afin que cette condition soit vérifiée.

**Conclusion :**

On adoptera pour les poteaux une section de : (30 × 40) Les poteaux peuvent être redimensionnés dans les phases suivantes en fonction des sollicitations réelle obtenue de la modélisation

### III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 99 version 2003**.

### III.2. Etude de l'acrotère :

#### III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale et réalisée en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

Il a pour rôle de :

- ✓ Protection d'étanchéité.
- ✓ Servant comme garde-corps.
- ✓ Entretien des façades.

#### III.2.2 Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

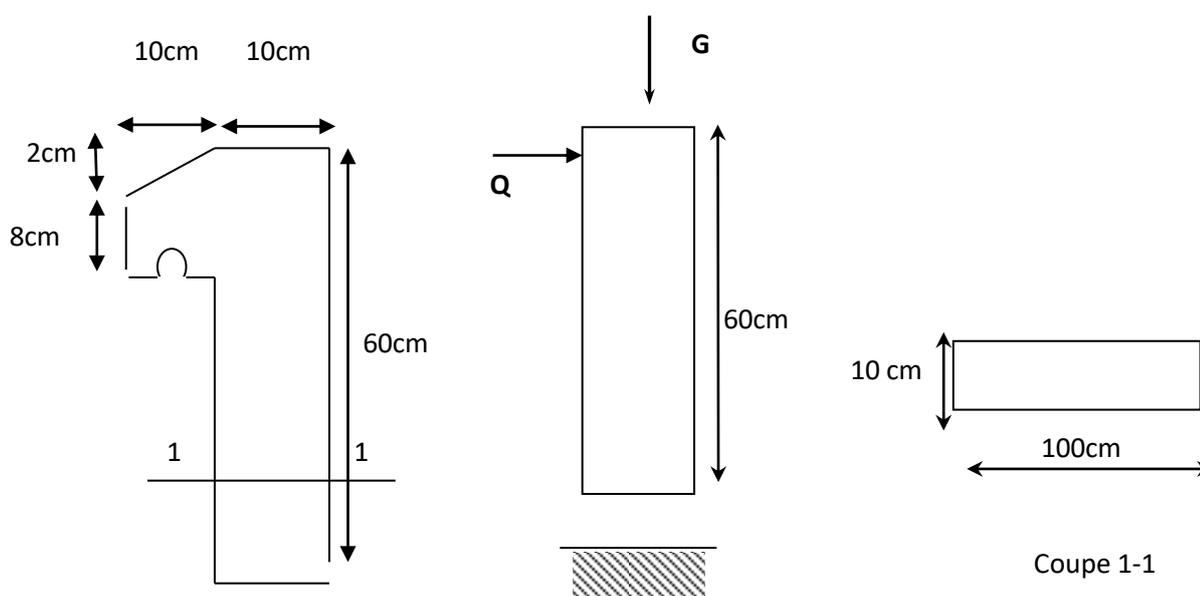


Figure III-1 : Acrotère

**III.2.3. Détermination des sollicitations :**

**a. Charge Permanente:**

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,08 \times 0,1 + \frac{0,02 \times 0,1}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$P = S \times 25 = 0,069 \times 25 = 172,5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2cm} = 55 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 227,5 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Moment fléchissant max dû à la surcharge } Q : M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 60 \text{ Kg.m}$$

**b. Charge d'exploitation :**

Due à la main courant de la personne

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1 \text{ ml} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Moment fléchissant max dû à la surcharge } Q : M_Q = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 60 \text{ Kg.m}$$

➤ **Calcul à l'ELU**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 227,5 = 307,125 \text{ Kg}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$N_s = G = 227,5 \text{ Kg}$$

$$M_s = 100 \times 0,6 = 60 \text{ kg./ml}$$

**Calcul de l'excentricité**

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{307,125} = 0,293 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,293 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,05 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  donc la section est a priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section.

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{227,5} = 0,263 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,263 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{2}$  donc la section est partiellement comprimée.

**III.2.4. Le ferrailage de l'acrotère :**

**Calcul à l'ELU :**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée

Soit :  $b=100$  cm et  $d=8$  cm fissuration préjudiciable

$C$  : Le centre de poussée (pression).

$e$  : L'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section considérée.

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  », puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée Le moment fictif  $M_f$  : est donné par :

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 307,125 \left( 0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 99,22 \text{ kg.m}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad , f_c = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{99,22 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0109$$

$$\mu_{bu} = 0,392 \text{ d'où } A'_s = 0$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,08 \times (1 - 0,4 \times 0,0109) = 0,0796 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{M_f}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{99,22 \times 10^4}{79,6 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} = 36 - \frac{307,125 \times 10}{348} = 0,27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} \text{ Avec } A_{\min} = 0,23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (100 \times 8) \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{On trouve } A_{\min} \geq A_s \Rightarrow A_s = A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'Etat de service (ELS) :**

$$M_{\text{serA}} = N_{\text{ser}} (d - h/2) + M_{\text{serG}}$$

$$M_{\text{serA}} = 227,5 (0,08 - 0,1/2) + 60 = 66,825 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{array} \right. = 202 \text{ MPa}$$

$$y_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{(n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \times 80 = 0,0424 \text{ m} = 4,24 \text{ cm}$$

$$Z_1 = d - y_1/3 = 6,6 \text{ cm}$$

$$M_1 = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0,5 = 20,988 \text{ KN.m}$$

$$M_{serA} < M_1 \quad \text{d'où :} \quad A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{serA}}{Z_1 \times \bar{\sigma}_s} = \frac{66,825 \times 10^4}{66 \times 202} = 0,501 \text{ cm}^2$$

➤ **Conclusion :**

$A_s = \text{Max} (A_{ser}, A_{min}, A_u)$  soit

$$4\text{HA8} \rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de répartition :**

$$➤ \quad A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA8} = 1,51 \text{ cm}^2.$$

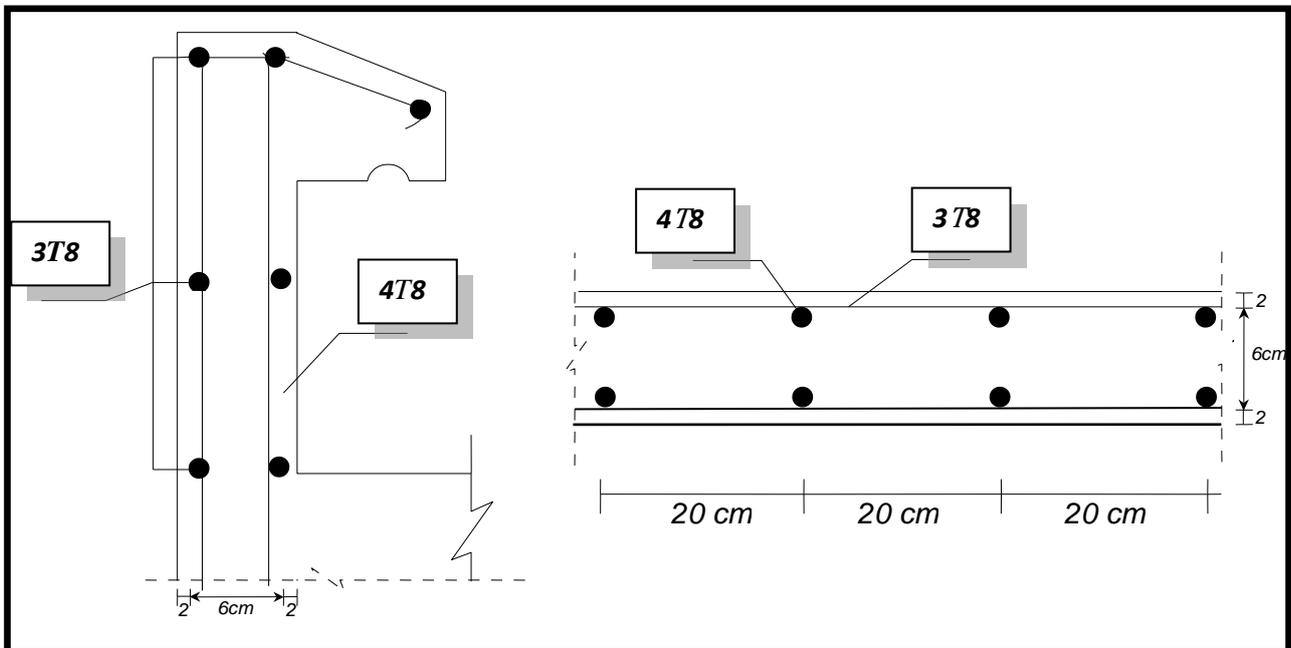


Figure III-2 : Ferrailage de l'acrotère.

**III.3. Etude des escaliers :**

**III.3.1. Introduction :**

L'escalier est un élément de l'ouvrage permettant la communication entre les différents étages.

**III.3.2. Terminologie :**

: Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées.

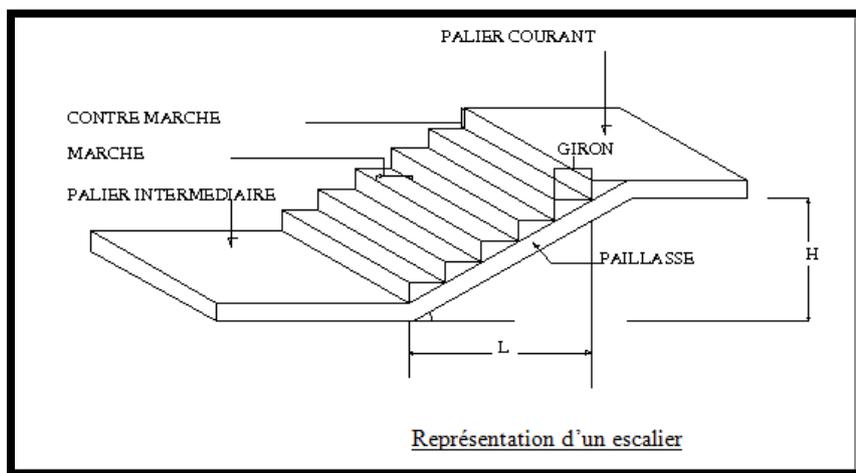


Figure III-3 : schéma d'escalier.

**III.3.3 .Escalier niveau etage courant :**

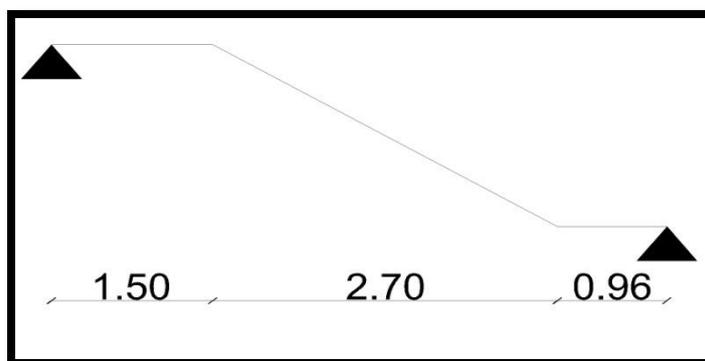


Figure III-4 - Schéma statique des escaliers étagé courant

**• Charges et surcharges :**

**-Palier :**

La charge permanente :  $G = 628 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation:  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

**-Paillasse :**

La charge permanente :  $G = 902.28 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation:  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

On fait le calcul pour 1 m de largeur.

**III.3.4. Combinaison des charges :**

**ELU :**  $1,35G + 1,5Q$

**ELS :**  $G+Q$

Palier :

$Q_B = 250 \text{ Kg /ml}$

Palier :  $G_1 = 628 \text{ Kg /m}^2$

Palier  $q_{u1} = 1,35G_1 + 1,5Q_B = (1,35 \times 628) + (1,5 \times 250) = 1222,8 \text{ Kg/ml}$

$q_{s1} = G_1 + Q_B = 628 + 250 = 878 \text{ Kg/ml}$

Paillasse :  $G_2 = 902,28 \text{ Kg/ml}$

$q_{u2} = 1,35G_2 + 1,5Q_B = (1,35 \times 902,28) + (1,5 \times 250) = 1593,07 \text{ Kg/ml}$

$q_{s2} = G_2 + Q_B = 902,28 + 250 = 1152,28 \text{ Kg/ml}$

**• La charge équivalente :**

**Tableau III.1 - Charges de calcul des escaliers.**

|               |                  | <b>G(kg /m)</b> | <b>Q(kg /m)</b> | <b>ELU(kg /m)</b> | <b>ELS(kg /m)</b> |
|---------------|------------------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| <b>EC</b>     | <b>Paillasse</b> | 902.28          | 250             | 1593.07           | 1152.28           |
| <b>Type 1</b> | <b>Plalier</b>   | 628             | 250             | 1222.8            | 878               |

**A- Calcul des sollicitations aux niveaux des escaliers :**

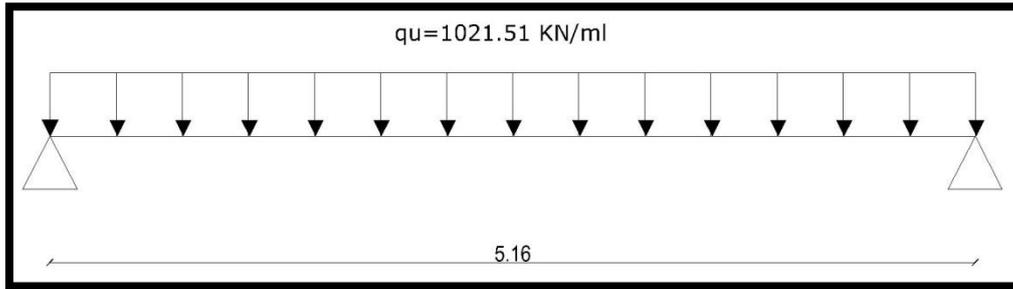
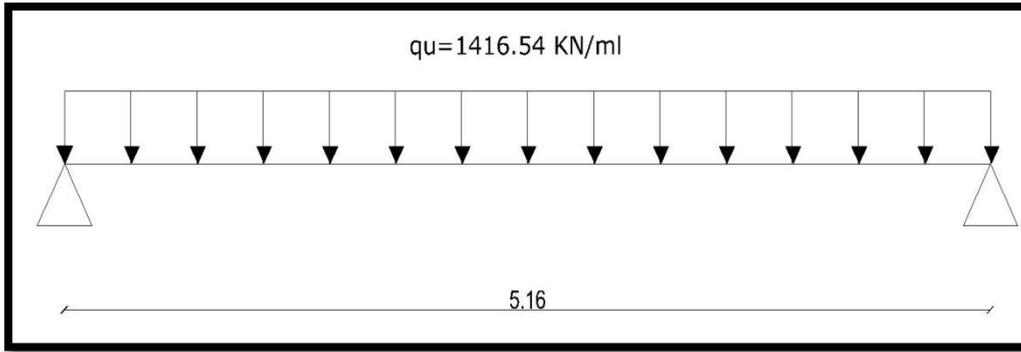
Calcul de la charge équivalente :

$$q_e = \sum(q_i l_i) / \sum l_i$$

$$q_{eu} = \sum(Q_i l_i) / \sum l_i$$

$$q_{eU} = \{(1222,8 \times 0,96) + (1593,07 \times 2,70) + (1222,8 \times 1,50)\} / (0,96 + 2,70 + 1,50) = 1416,54 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{eS} = \{(878 \times 0,96) + (1152,28 \times 2,70) + (878 \times 1,50)\} / (0,96 + 2,70 + 1,50) = 1021,51 \text{ Kg/ml}$$



**b- Calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant max :**

$$M_{max} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1416.54 \times 5.16^2}{8} = 4714.53 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$V_{max} = \frac{q l}{2} = \frac{1416.54 \times 5.16}{2} = 3654.67 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{travée} = -0.85 \times M_{max}$$

$$M_{appui} = 0.5 \times M_{max}$$

**Tableau III.2** - moment en travée et en appui et l'effort tranchant max

|        |     | $M_{max}(\text{kg} \cdot \text{m})$ | $M_{travée}(\text{kg} \cdot \text{m})$ | $M_{appui}(\text{kg} \cdot \text{m})$ | Effort tranchant |
|--------|-----|-------------------------------------|--|---------------------------------------|------------------|
| EC     | ELU | 4714.53                             | 4007.35                                | 2357.26                               | 3654.67          |
| Type 1 | ELS | 3400                                | 2890                                   | 1700                                  | 2635.50          |

**III.3.5 . Détermination du ferrailage :**

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100cm ; h=18cm

- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=16.20cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

**A-Ferrailage longitudinal :**

**► Ferrailage en travée :**

$$M_{travée} = 4007.35 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = (4007.35 \times 10^4) / (1000 \times 162^2 \times 14.2) = 0.107 < \mu = 391$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.141$$

$$B = (1 - 0.4\alpha) = 0.943$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 16.2 \times (1 - 0.4 \times 0.141) = 15.27 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 4007.35 \times 10^4 / (152.7 \times 348) = 754.11 \text{ mm}^2 = 7.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.54 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{5HA 14 = 7.70 \text{ cm}^2}$$

**● Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 7.70 / 4 = 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{3HA 10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

**► Ferrailage en appui :**

$$M_{appui} = 2357.26 \text{ kg.m}$$

$$A_s = 4.32 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA 12 = 4.52 \text{ cm}^2}$$

**● Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

**● Espacement :**

➤ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : esp = 20 cm

➤ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : esp = 20 cm

**Tableau III.3 : Ferrailage de l'escalier**

|               | $M_u$<br>(kgm) | $\mu$ | $\mu < \mu_R$ | $A'_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | $Z$<br>(cm) | $A_s^{cal} / ml$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix | $A_s^{adp} / ml$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|----------------|-------|---------------|------------------------------|----------|-------------|--|-------|--|
| <b>Travée</b> | 4007.35        | 0.107 | Oui           | 0                            | 0.141    | 15.27       | 7.54                                   | 5HA14 | 7.70                                   |
| <b>Appuis</b> | 2357.26        | 0.063 | Oui           | 0                            | 0.081    | 15.66       | 4.35                                   | 4HA12 | 4.52                                   |

**III.3.6. Les vérifications à ELU :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,95cm^2$$

En travée :  $A_s = 7.70cm^2 > A_s^{\min} = 1,95cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 4.52cm^2 > A_s^{\min} = 1,95cm^2$  .....vérifiée

**b. Effort tranchant :**

Effort tranchant maximal :  $V_u = 3654.67Kg$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{3654.67}{100 * 16} = 0.225MPa$$

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5MPa\}$$

➤ Effort tranchant : selon le B.A.E.L article A.5.1,2

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{c28}/\gamma_b, 5MPa\} = \min \{3,33MPa, 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,225 .Mpa \leq 3,33MPa$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. On placera des armatures de répartition à hauteur de 5 barres de 8mm de diamètre par mètre linéaire

**III.3.7. Les vérifications à ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**a) les contraintes du béton :**

**• Position de l'axe neutre (y) :**

$$A = 7.70$$

$$b \times y_u^2 / 2 + \{15A_s\} y_u - (15A_s d) = 0$$

$$50 y^2 + 115.5 y - 1871.1 = 0$$

$$\Delta = (115.5)^2 - 4(50)(-1871.1) = 0$$

$$\Delta = 374451$$

$$\sqrt{\Delta} = 611.92 \Rightarrow y = -115.5 + 611.91/100 = 4.96 \Rightarrow y = \mathbf{4.96m}$$

● **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=16.20\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A_s'=0$$

$$I = [100 (4.96)^3/3] + 15 \times 7.70 (16.2 - 4.96)^2 = 18659.45 \text{cm}^4$$

● **Vérification de Contrainte :**

A/En béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = (2890 \times 10 \times 4.96) / 18659.45 = 7.68 \text{MPa}$$

$$0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa} \Rightarrow \sigma_b = 7.68 < 15 \text{Mpa}$$

B/En acier :

D'après BAEL 91:

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} (d - y) / I = 15 \times 2890 \times 10^4 \times (16.2 - 4.96) / 18659.45 = 261.12 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_s = 261.12 \text{Mpa} < \sigma_s = 348 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.4 : Vérification à l'E.L.S**

|               | <b>M<sub>ser</sub>(Kg .m)</b> | <b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Y (cm)</b> | <b>I (cm<sup>4</sup>)</b> | <b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b> | <b>σ<sub>bc</sub> ≤ σ<sub>bc</sub></b> |
|---------------|-------------------------------|---------------------------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|--|
| <b>Travée</b> | 2890                          | 7.70                                  | 4.96          | 18659.45                  | 7.68                        | 15 Vérifiée                            |
| <b>Appui</b>  | 1700                          | 4.52                                  | 4.01          | 12224.18                  | 5.57                        | 15 Vérifiée                            |

**b) Vérification de la flèche :**

$$ht=18\text{cm} ; b=100\text{cm} ; d=16,2\text{cm} ; L=5.16 ; M_{tser}=2890 \text{kgm} ; A_s=7.70\text{cm}^2 ; f_e=400\text{MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

(B.A.E.L.91 modifié 99)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{18}{516} = 0,034 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7,70}{100 \times 16,2} = 0,0047 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,034 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est :  $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \therefore \text{si } \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si } \therefore L > 5m$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} \end{array} \right. ;$$

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  [BAEL, 91]::**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_t \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Module d'élasticité instantané  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32200 \text{ MPa}$

Module d'élasticité différé du béton  $E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10800 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.5 : Vérification de la flèche de l'escalier.**

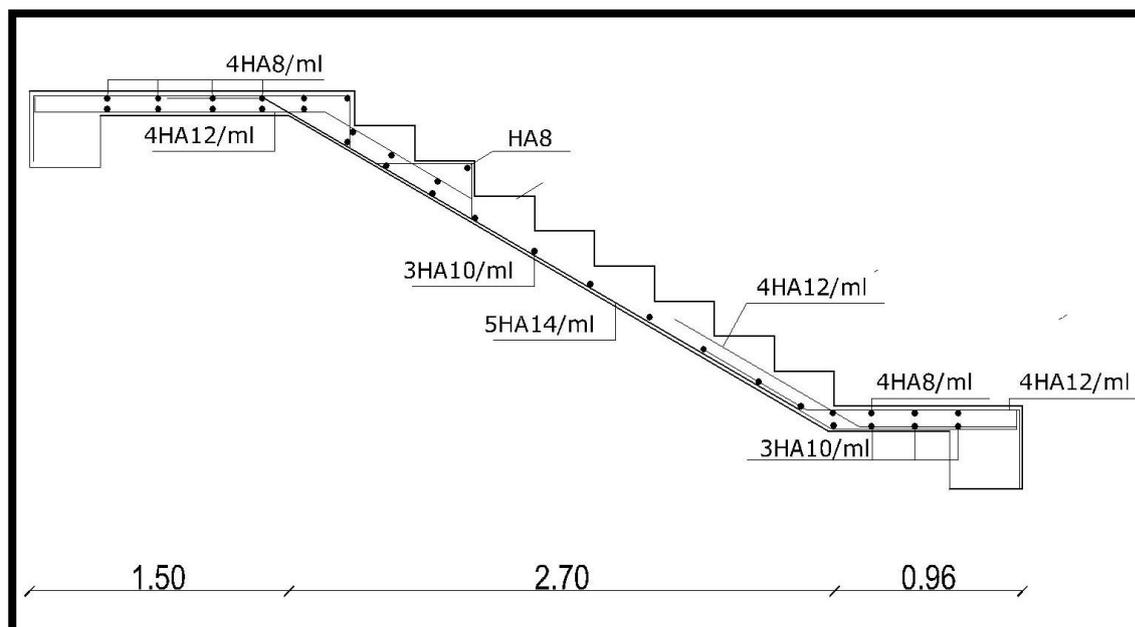
| $M_{ser}$<br>(Kgm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 2890               | 7.70                        | 0,0047   | 231.68              | 4.46        | 1.78        | 0,43  | 54587.52                    | 20579.29                       | 30920.76                       |

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1,16 \text{ cm} \\ f_v = 2,30 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,14 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{500} = 0,5 + \frac{516}{500} = 1,53 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,14 \text{ cm} < \bar{f} = 1,53 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$



**Figure III-5 : Schéma de ferrailage de l'escalier**

### III.4. Etude de la Poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastrée sur ses 2 extrémités, et sollicitée à la flexion simple plus torsion, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers ( la réaction venant de l'escalier) .

la section de la poutre palière est de  $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

#### III.4.1. Evaluation des charges:

##### • Charges qui agissent sur la poutre palière :

##### • Remarque :

Dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due a l'escalier et la charge due au mur

La poutre palière est soumise à :

$$\text{Poids propre : } (0,30 \times 0,40 \times 2500) = 300 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge palier : } G = 628 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Poids propre du mure } 158 \times (3.06 - 0.40) = 420.28 \text{ Kg/ml}$$

##### • Calcul des Moments :

A l'ELU:

$$M_u = 1.35 \times \frac{q_u \cdot L^2}{8} = 1.35 \times \frac{(300 + 628 + 420.28) \times 4.8^2}{8} = 5242.11 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{max(travée)}} = 0.85 \times 5242.11 = 4455.79 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{max(appuis)}} = 0.2 \times 5242.11 = 1048.42 \text{ Kg.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 4368.42 \text{ Kg}$$

À l'ELS :

$$M_s = \frac{q_v \cdot L^2}{8} = 3883.04 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{max(travée)}} = 0.85 \times 3883.04 = 3300.58 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{max(appuis)}} = 0.2 \times 3883.04 = 776.60 \text{ Kg.m}$$

#### III.4. 2.Calcul du ferrailage :

##### • Flexion simple :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h = 36 \text{ cm}$$

$$f_t = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA} \quad f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{ Mpa}$$

• **A L'ELU :**

**a) Ferrailage En travée :**

$M_{max}$  (en travée) = 4455.79 Kg.m

$\sigma_s = 348$  Mpa

Fissurations peu nuisible

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{4455.79}{300 \times 360^2 \times 14.20} = 0,080 < u = 391 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}\right) \Rightarrow \alpha = 0,104$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) \quad Z = 34.50 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s} = 3.71 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } \mathbf{3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2}$$

**III.4.3. Les vérifications à L'ELU :**

► **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_c} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{min}$  ..... **condition vérifiée.**

choix des barres **3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

les armatures transversales ne sont pas nécessaires

► **L'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \qquad \tau_u \leq \min \{0,2f_{t28}/\gamma_b, 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{4368.42}{300 * 360} = 0.404 \text{ MPa}$$

➤  $\tau_u^- = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa};$

➤  $\tau_u = 0.404 \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ Mpa}$

➤ condition vérifiée; les aciers transversaux sont disposés à 90°

**● Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :**

**Tableau III-6 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et appuis .

|               | <b>Mu</b><br><b>Kg.m</b> | <b>b</b><br><b>(cm)</b> | <b>d</b><br><b>(cm)</b> | <b>u</b> | <b>α</b> | <b>Z</b> | <b>A</b><br><b>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Amin</b><br><b>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A adaptée</b><br><b>(cm<sup>2</sup>)</b> |
|---------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|----------|----------|-------------------------------------|--|---|
| <b>Travée</b> | 4455.79                  | 30                      | 36                      | 0,080    | 0,104    | 34.50    | 3.71                                | 1.30                                   | <b>3HA14 =4.62</b>                          |
| <b>Appui</b>  | 1048.42                  | 30                      | 36                      | 0.019    | 0.023    | 35.66    | 0.84                                | 1.30                                   | <b>3HA12=3.39</b>                           |

Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et une épingle de 8 mm de diamètre, soit une section totale de

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**● Espacement des armatures transversales :**

-D'après **BAEL91** :

$$St \leq \min (15 \varphi_l ; 40\text{cm}; a+10\text{cm}) = \min (15 \times 1.0 \text{ cm} ; 40\text{cm}; 30+10\text{cm}) = 15 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (0.9 d; 40\text{cm}) = \min (0.9 \times 40.5 ; 40\text{cm}) = 36.45 \text{ cm.}$$

on choisit  $St=15 \text{ cm}$

-Selon **RPA/2003** :

Conditions sur l'espacement :

✓ **En zone nodale :**

$$St \leq \min (12\varphi_l ; h/4) = \min (12 \times 1,0; 40/4) = \min (12 ; 10) = 10\text{cm.}$$

Soit un espacement choisit de :  $S_t = 10 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale:  $2 \times h = 80 \text{ cm}$

✓ **En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm.}$$

Soit un espacement choisit de :  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Calcul de moment de torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher.

**Reaction de plancher sur la poutre:**

$$q_u = 1.35G_{\text{plancher}} + 1.50Q_{\text{plancher}} = 1.35 \times 520 + 1.5 \times 250 = 1077 \text{ Kg.m}$$

$$R_{pl} = (1077 \times 4.80) / 2 = 2584.80 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 1.35G + (R_{\text{escalier}} - R_{\text{plancher}}) = 1.35 \times (337.5 + 1101.24) + (3654.67 - 2584.80) = 3012.16 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Dont : } M_{\text{otor}} = \frac{q_u l^2}{8} = 3012.16 \frac{4.80^2}{8} = 8675.02 \text{ kg.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{3012.16 \times 4.80}{2} = 7229.18 \text{ Kg}$$

**D'après le [CBA],** la contrainte de torsion  $\tau_{ut}$  est comme pour les sections creuses

$$\tau_{ut} = M_{\text{tor}} / 2 \cdot \Omega \cdot b_0$$

Avec  $M_{\text{tor}}$  : Moment de torsion ;  $b_0$  : épaisseur réel de la paroi ;  $\Omega$  = aire du contour à mi-épaisseur des parois

Nous remplaçons la section pleine par la section creuse :

$$e = \frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6.65$$

$$\Omega = (a - e)(b - e) = (40 - 6.65)(40 - 6.65) = 1112.22 \text{ cm}^2 .$$

**Calcul de moment de torsion :**

Le moment d'appuis du palier de repos ( $0.2M_0$ ) crée dans la poutre palière un moment de torsion qui est repartie par un mètre linéaire

$$M_{a0} = 0.2 M_0 = 0.2 \times 8675.02 = 1735 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{tor}} = M \cdot L / 2 = \frac{1735 \times 4.80}{2} = 4164 \text{ Kg.m}$$

$$\tau_{ut} = \tau_{ut} = M_{\text{tor}} / 2 \cdot \Omega \cdot b_0 = 4164 / (2 \times 1112.22 \times 40) \rightarrow \tau_{ut} = 0.467 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\tau_{\bar{u}} = \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa};$$

$$\tau_u = 0.467 \text{ Mpa} < \tau_{\bar{u}} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

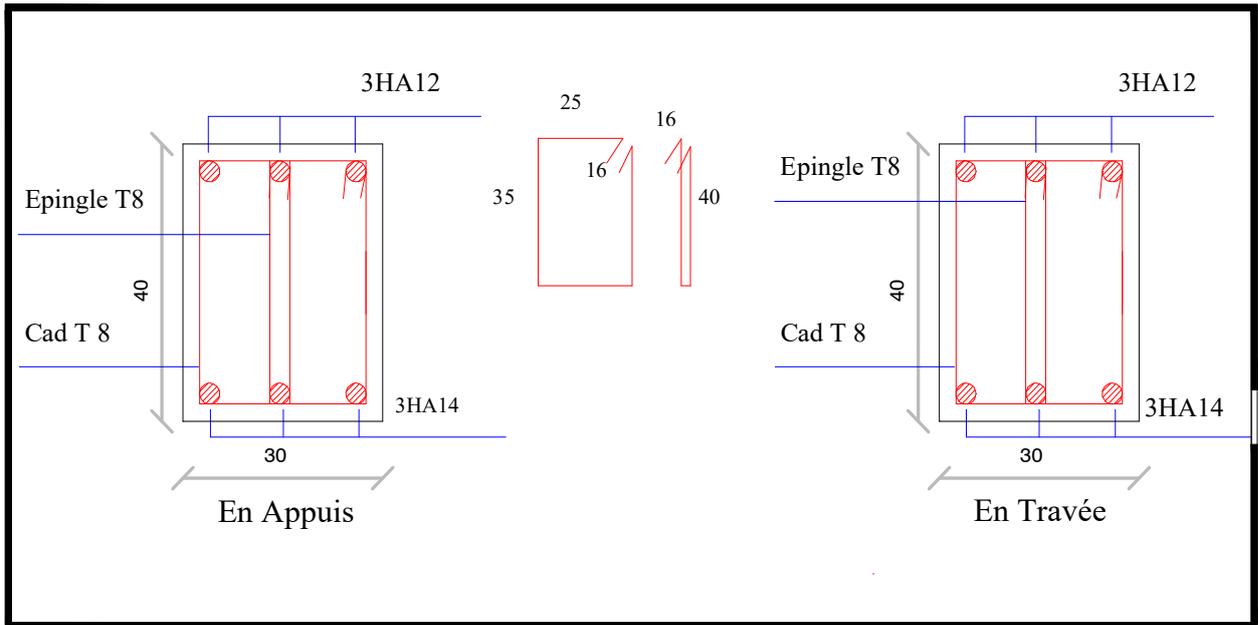


Figure III-6 : ferrailage de la poutre palière.

### III.5. Etude des balcons :

#### III.5.1. Introduction:

Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- Son poids propre (G).
- La surcharge d'exploitation (Q).
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur (F).

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$h = 15 \text{ cm}$ .

$d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$ .

-Largeur : 1,55 m

-Longueur : 5,55 m

-Epaisseur : 15 cm

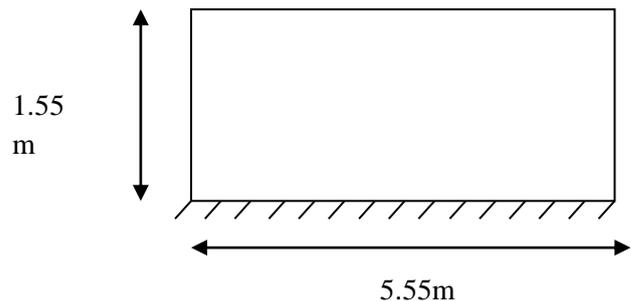
- $L_x = 1,55 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,55 \text{ m}$

- $L_x / L_y = 0,27 < 0,40$  Donc la dalle porte suivant un seul sens  $L_x$

-charge Permanente  $G = 553 \text{ kg/m}^2$

-La charge concentrée (maçonnerie + enduit + garde corp)  $F = 226 \text{ kg}$

-Surcharge exploitation  $Q = 350 \text{ kg/m}^2$



**III.5.2. Combinaison des charges :**

**E.L.U :**

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (553+226) + 1.50 (350)$$

$$P_u = 1576.65 \text{ Kg}$$

**E.L.S :**

$$P_s = G + F + Q = 553 + 226 + 350$$

$$P_s = 1129 \text{ Kg}$$

**•Les moments :**

**A l'état-limite ultime :**

$$M_u = 1.35 \times \frac{553 \times 1.55^2}{2} + 1.35 \times 226 \times 1.55 + 1.5 \times \frac{350 \times 1.55^2}{2} = 2000.35 \text{ Kg.m}$$

**L'effort tranchant:**

$$V_u = 1.35 \times 553 \times 1.55 + 1.35 \times 226 \times 1.55 + 1.5 \times 350 \times 1.55 = 2443.80 \text{ Kg}$$

**A l'état-limite service :**

$$M_s = \frac{553 \times 1.55^2}{2} + 226 \times 1.55 + \frac{350 \times 1.55^2}{2} = 1435.02 \text{ Kg.m}$$

**III.5.3. Calcul du ferrailage longitudinal :**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. On déterminera le ferrailage pour une bande de 1m de largeur.

**A) Calcul des armatures à l'ELU :**

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$$b = 1,00\text{m} ; h = 0,15\text{m} ; d = 0,135 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,20\text{MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

**b) Moments ultime réduit :**

$$M_u = 2000.35 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2000.35 \times 10^4}{(1000 \times 135^2 \times 14.2)} = 0.077$$

$$u = 0.077 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.100$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 12.96 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{2000.35 \times 10^4}{(129.6 \times 348)} = 4.43 \text{ cm}^2$$

Le choix :  $\Rightarrow$  **4HA12** » de section **4,52** cm<sup>2</sup>/ml

**c)Condition de non fragilité :**

La section minimale

$$A_{min} \geq \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$$

Donc : 4.52cm<sup>2</sup> > 1.63 cm<sup>2</sup> .....**condition vérifiée**

Donc : on adopte  $A_{st}=4.52$  cm<sup>2</sup>

**Tableau III-7 :** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage

| <b>M<sub>u</sub> (kgm)</b> | <b>μ</b> | <b>μ&lt;μ<sub>R</sub></b> | <b>A'<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>α</b> | <b>Z (cm)</b> | <b>A<sup>cal</sup><sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Choix</b> | <b>Esp (cm)</b> |
|----------------------------|----------|---------------------------|---------------------------------------|----------|---------------|--|--------------|-----------------|
| 2000.35                    | 0,077    | Oui                       | 0                                     | 0,100    | 12.96         | 4.43   | 4HA12=4.52   | 20              |

**d)Espacement:**

$$S_t = \min (1,5d ; 40cm) = \min (20.25 \text{ cm} ; 40cm) = 0,2025 \text{ cm}$$

En prend **S<sub>t</sub> = 20cm**

**e)Armatures de répartitions:**

Des armatures de répartition seront disposées dans le sens perpendiculaire des armatures longitudinales avec un taux de :

$$\frac{A_s}{4} = 4.52 / 4 = 1.13cm^2$$

Le choix est de: **4HA8=2,01cm<sup>2</sup>** avec: S<sub>t</sub>=20cm.

**► Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier ;  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\tau_{u \max} = q_u \times L = 1576.65 \times 1.55 = 2443.80 \text{ Kg m}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = 2443.80 \times 10 / 1000 \times 135 = 0.181 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4MPa) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

0.181 < 2.5 pas de risque de cisaillement

**► Vérification des contraintes :**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

**Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$b \times y_u^2/2 + \{15A_s\}y_u - (15A_s d) = 0$$

$$50 y^2 + 67.80 y - 915.3 = 0$$

$$\Delta = (67.80)^2 - 4(50)(-915.3) = 0$$

$$\Delta = 183127.8$$

$$\sqrt{\Delta} = 427.93 \Rightarrow y = \frac{-67.80 + 427.93}{100} = 4.96 \Rightarrow y = \mathbf{3.60m}$$

**Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec:  $n=15$  ;  $c'=2\text{cm}$  ;  $d=13.5\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 266 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Contrainte maximale de traction des aciers:

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

**Tableau. III.8: Vérification des contraintes du balcon**

| $M_{ser}(\text{kNm})$ | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $y$<br>( $\text{cm}$ ) | $I$ ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ | $\sigma_s(\text{MPa})$ | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|-----------------------|----------------------------|------------------------|-----------------------|---------------------------|--------------------------------------|------------------------|--------------------------------|
| 1435.02               | 4.52                       | 3.60                   | 38815,65              | 2,7                       | vérifiée                             | 266,66                 | vérifiée                       |

► **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{130} = 0,153 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{fe} \Leftrightarrow \frac{4,71}{100 \times 27} = 0,002 < 0,0084 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,153 > 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

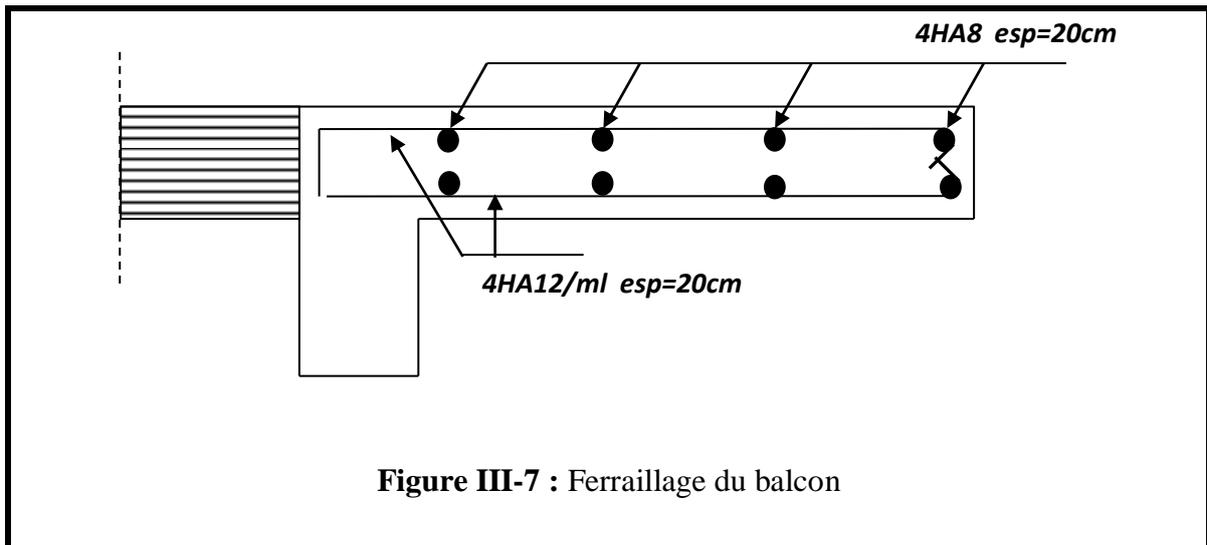


Figure III-7 : Ferrailage du balcon

**III .6.Calcul des planchers :**

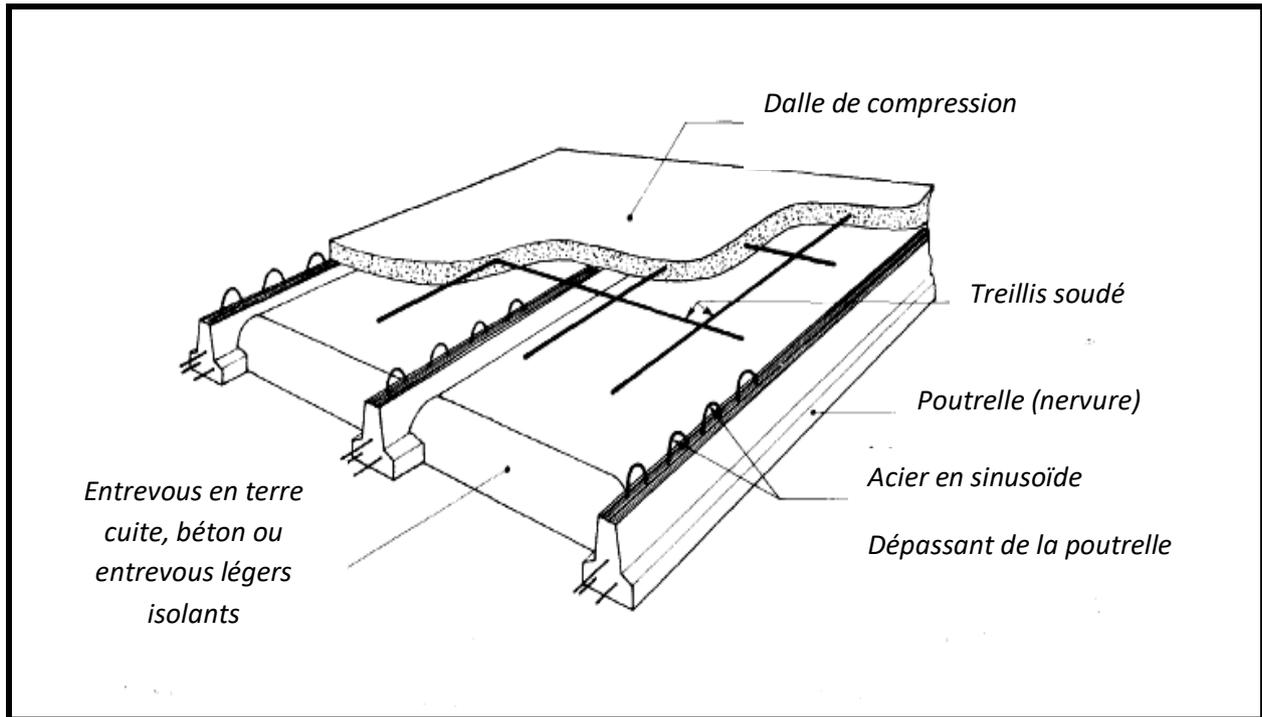
**III .6.1.Introduction :**

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

**III.6.2.Plancher en corp creux :**

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x25x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.



**Figure III.8:** Schéma statique de la coupe de plancher

### **III.6.2.1. Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

#### **• Calcul des moments :**

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

#### **A .méthode forfaitaire:**

Les poutres et les poutrelles (nervures) d'un plancher peuvent être calculées en utilisant les méthodes classiques de la résistance des matériaux, ou bien en utilisant des méthodes approchées dites forfaitaires que l'on va présenter.

L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

- **C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5Kn/m^2)$
- **C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

- C3 → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1.25$$

- C4 → La fissuration est non préjudiciable

**Principe de la méthode :**

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment ( $M_0$ ) dans la travée dite de comparaison (travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée).

**Etapas à suivre :**

Soit  $\frac{Q_B}{(G+Q_B)}$ , le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées.

- $M_0$ , la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- $M_w$  et  $M_e$ , les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- $M_t$  moment maximale en travée dans la travée considérée.
- Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

Ceci dans le cas général.

➤ Dans les cas particuliers, on a :

1)  $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$  travée intermédiaire

2)  $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow$  travée de rive

➤ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

1)  $0.6M_0 \rightarrow$  poutre à 2 travées.

2)  $0.5M_0 \rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

3)  $0.4M_0 \rightarrow$  Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées

**B. Méthode de CAQUOT:**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**\* Moment sur appuis :**

\*  $M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis int ermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**• Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l' = l$ .....pour une travée de rive

$l' = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

**\*Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

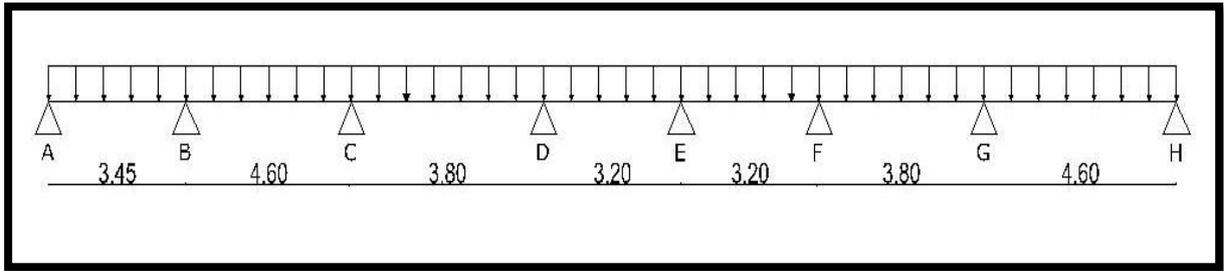
Avec :

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

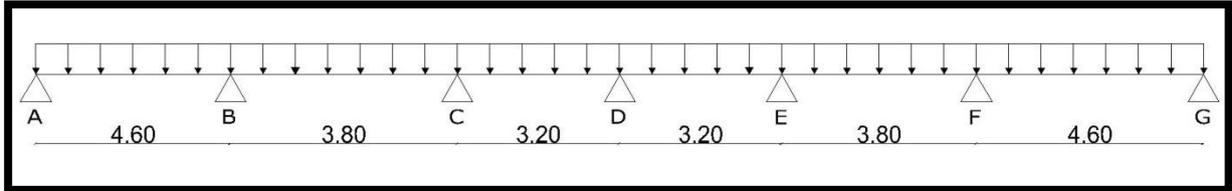
$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**• les différents types des poutrelles :**

**Type 01 :**



Type 2 :



### III.6.2.2. Etude des poutrelles de types 1 :

#### A. Choix de la méthode de calcul:

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

#### • principe de la méthode :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis ( $M_0, M_e$ ) et des moments en travée ( $M_t$ ).

#### • Conditions requises :

1- les moments quadratiques des section transversales sot les même dans les différents travées en continuité :

2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 à 1.25.

3- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.

4- surcharge d' exploitation modérée  $Q < (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ .

vérifiant les conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Poutrelle type 1 → 7 appuis soit 6 travées (étage courant seulement).

#### •Hypothèses de calcul :

$$G_{\text{étage}} = \frac{520Kg}{m^2} \quad ; \quad Q_{\text{étage}} = 100g/m^2$$

- fissuration peu nuisible

#### B. Calcul des sollicitations :

La poutre étant à 6 travées identiques, donc on aura pour les moments en appui les valeurs suivantes :

- $M_B = M_f = -0.5M_0$  ; (appuis de rive)
- $M_C = M_d = M_a = -0.4M_0$  ; (appuis intermédiaires)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{100}{100 + 520} \rightarrow \alpha = 0.161$$

✓ Pour les travées de rive (**AB et FG**), nous devons avoir :

$$\checkmark M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.161}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62 M_0$$

✓ Pour les travées intermédiaires (**BC ; CD ; DE ; EF**), nous aurons :

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.161}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52 M_0$$

➤ Les moments en travée doivent aussi vérifier la condition :

$$\checkmark M_t + \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right) \geq 1.05 M_0$$

Travée AB et FG :  $M_E = -0.5M_0$  ;  $M_W = -0.2M_0$  ;  $M_t \geq 0.70M_0$

Travée BC ; CD ; DE ; EF :  $M_E = -0.4M_0$  ;  $M_W = -0.5M_0$  ;  $M_t \geq 0.60M_0$

D'après ces conditions, on adopte :

Travée de rive (**AB et DE**):  $M_t \geq 0.70M_0$

Travée (**BC ; CD ; DE ; EF**):  $M_t \geq 0.60M_0$

**•Combinaisons d'actions :**

Etages courants :

**• l'état-limite ultime :**

$$qu = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.65 = (1.35 \times 520 + 1.5 \times 100) \times 0.65 = 553.80 \text{ Kg/ml}$$

**• l'état-limite de service :**

$$qs = G + Q = (520 + 100) \times 0.65 = 403 \text{ kg/ml}$$

**•Calcul des moments sur appuis à l'état-limite ultime :**

**à l'état-limite ultime :**

$$M_A = 0.2M_0 = 0.2 \frac{553.80 \times 3.45^2}{8} = 164.79 \text{ kg.m}$$

$$M_B = 0.5 \frac{553.80 \times 3.45^2}{8} = 411.97 \text{ kg.m}$$

$$M_C = 0.4 \frac{553.80 \times 4.60^2}{8} = 585.92 \text{ kg.m}$$

$$M_D = 0.4 \frac{553.80 \times 3.80^2}{8} = 399.84 \text{ kg.m}$$

$$M_E = 0.4 \frac{553.80 \times 3.20^2}{8} = 283.54 \text{ kg.m}$$

$$M_F = 0.4 \frac{553.80 \times 3.80^2}{8} = 399.84 \text{ kg.m}$$

$$M_G = 0.5 \frac{553.80 \times 4.60^2}{8} = 732.40 \text{ kg.m}$$

$$M_H = 0.2M_0 = 0.2 \frac{553.80 \times 4.60^2}{8} = 292.96 \text{ kg.m}$$

**•Calcul du moment en travée :**

✓ Pour les travées de rive (**AB et FG**), nous devons avoir :

$$✓ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.161}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.62 M_0$$

✓ Pour les travées intermédiaires (**BC ; CD ;DE ;EF**), nous aurons :

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times \alpha}{2}\right) M_0 \leftrightarrow M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0.161}{2}\right) M_0 \rightarrow M_t \geq 0.52 M_0$$

➤ Les moments en travée doivent aussi vérifier la condition :

$$➤ M_t + \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right) \geq 1.05 M_0$$

**Travée A-B** ; travées de rive

$$\rightarrow M_t \geq 0.65 M_0 = 0.62 \times \frac{553.8 \times 4.60^2}{8} = 908.17 \text{ Kg .m}$$

$$\rightarrow M_t \geq (1.05 M_0) - \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right) = 1.05 \times 1464.80 - \frac{292.96 + 732.40}{2} = 1025.36 \text{ Kg m}$$

$$\rightarrow M_t \geq (1.2 + 0.3 \times \alpha M_0) - \left(\frac{|M_E + M_W|}{2}\right)$$

$$= (1.2 + 0.3 \times 0.161 \times 1464.80) - 512.68 = 1315.82 \text{ Kg .m}$$

En prend : **Mt<sub>AB</sub>** = 1315.82 Kg .m

**•Calcul les efforts tranchants :**

$$Tg = \frac{q_l}{2} + \frac{Md - Mg}{L}$$

$$Td = -\frac{q_l}{2} - \frac{Md - Mg}{L}$$

**Tableau III -9** : Valeurs des moments en travée et en appui ELU

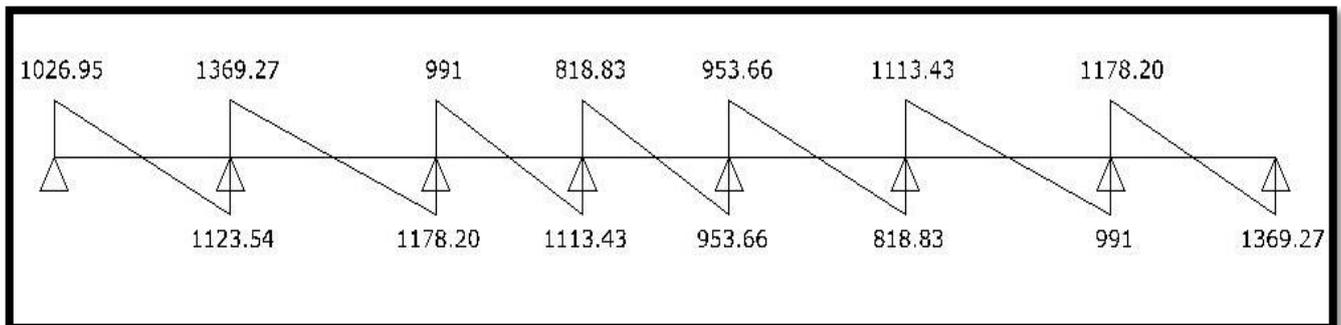
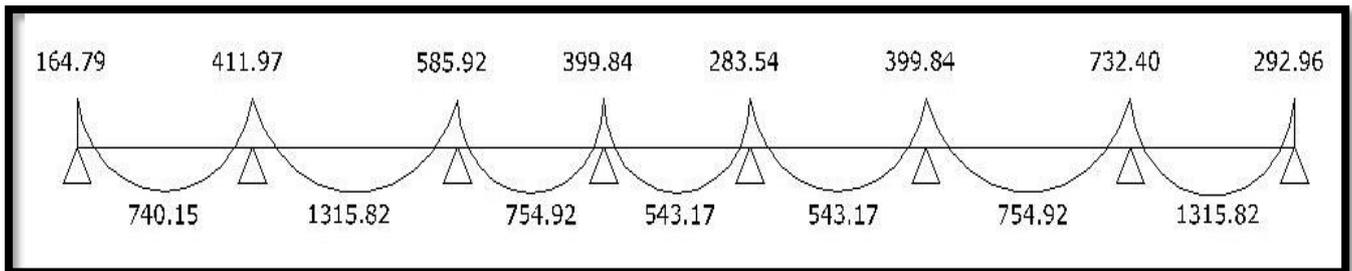
| Travée    | L (m) | qu (kg/ml) | Mt (kg.m) | M0 (kg.m) | Appuis | Ma(kg.m) | Tg (kg) | Td (kg) |
|-----------|-------|------------|-----------|-----------|--------|----------|---------|---------|
| Travée AB | 3.45  | 553.80     | 740.15    | 823.95    | A      | 164.79   | 1026.95 | 1123.54 |
| Travée BC | 4.60  | 553.80     | 1315.82   | 1464.80   | B      | 411.97   | 1369.27 | 1178.20 |
| Travée CD | 3.80  | 553.80     | 754.92    | 999.60    | C      | 585.92   | 991     | 1113.43 |
| Travée DE | 3.20  | 553.80     | 543.17    | 708.86    | D      | 399.84   | 818.83  | 953.66  |
| Travée EF | 3.20  | 553.80     | 543.17    | 708.86    | E      | 283.54   | 953.66  | 818.49  |
| Travée FG | 3.80  | 553.80     | 754.92    | 999.60    | F      | 399.84   | 1113.43 | 991     |
| Travée GH | 4.60  | 553.80     | 1315.82   | 1464.80   | G      | 732.40   | 1178.20 | 1369.27 |
| /         | /     | /          | /         | /         | H      | 292.96   | /       | /       |

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

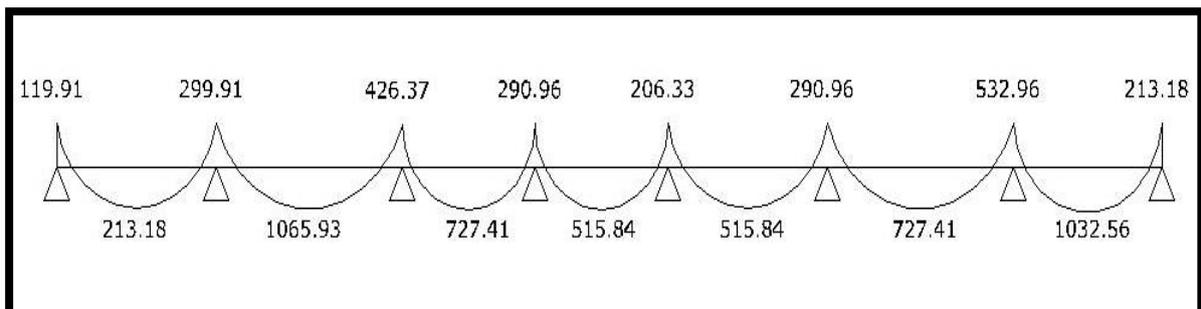
**Tableau III -10 : Valeurs des moments en travée et en appui ELS**

| Travée    | L (m) | qu (kg/ml) | Mt (kg.m) | M0 (kg.m) | Appuis | Ma(kg.m) |
|-----------|-------|------------|-----------|-----------|--------|----------|
| Travée AB | 3.45  | 403        | 213.18    | 599.58    | A      | 119.91   |
| Travée BC | 4.60  | 403        | 1065.93   | 1065.93   | B      | 299.79   |
| Travée CD | 3.80  | 403        | 727.41    | 727.41    | C      | 426.37   |
| Travée DE | 3.20  | 403        | 515.84    | 515.84    | D      | 290.96   |
| Travée EF | 3.20  | 403        | 515.84    | 515.84    | E      | 206.33   |
| Travée FG | 3.80  | 403        | 727.41    | 727.41    | F      | 290/96   |
| Travée GH | 4.60  | 403        | 1032.56   | 1065.93   | G      | 532.96   |
| /         | /     | /          | /         | /         | H      | 213.18   |

**E.L.U :**



**E.L.S:**



**C.Ferraillage des poutrelles. :**

**► Ferraillage à l'ELU :**

- ✓ Moment en travée :  $M_t = 1315.82 \text{ Kg.m}$
- ✓ Moment en appui :  $M_{app} = 732.40 \text{ Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum :  $V_u = 1369.27 \text{ Kg}$
- ✓ Pour le béton,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour les aciers,  $F_e E400$
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Section en té:  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_1 = 26.50 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h_t = 20 \text{ cm}$ ;  $h_o = 4 \text{ cm}$
- ✓ Enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$   $d = 18 \text{ cm}$

**1-Ferraillage en travée :**

$$M_u = 1315.82 \text{ Kg.m}$$

$$M_{btu} = f_{bc} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0590 \text{ MN.m}$$

$$M_u = 0.001754 < M_{btu} = 0.05599$$

C'est-à-dire on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table (b).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1315.82 \times 10}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.043 \quad \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400$$

$$\mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.054$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.054) = 17.61 \text{ cm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1315.82 \times 10}{17.61 \times \frac{400}{1.15}} = 2.14 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

**Tableau III-11 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée**

| $M_{tu}$<br>(kgm) | $\mu$ | $A_s'$ (cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z (cm) | $\mu < 0,391$ | $\zeta_s$ | $A_s$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-------|---------------------------|----------|--------|---------------|-----------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 1315.82           | 0.043 | 0                         | 0.43     | 17.61  | OK            | 0.978     | 2.14                                | 3HA10<br>=2.36                     |

**2-Ferrailage en appui :**

$$A_u^a == 1.18\text{cm}^2 \quad \text{On adopte } 1\text{HA}12+1\text{HA}10 = 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Tableau III-12:** Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui

| $M_{tu}$ (kgm) | $\mu$ | $A_s'$ (cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z (cm) | $\mu < 0,391$ | $\zeta_s$ | $A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|----------------|-------|---------------------------|----------|--------|---------------|-----------|----------------------------------|---------------------------------|
| 1315.82        | 0.024 | 0                         | 0.30     | 17.78  | OK            | 0.988     | 1.18                             | 1HA12+1HA10<br>1.92             |

**3-Armatures transversales :**

RPA99V2003 (Art.7.5.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.571\text{cm}; 1.7\text{cm}; 1.2\text{cm}) = 0.571\text{cm}$$

Soit  $\phi_t = 6\text{mm}$  → on adopte 1 cadre de  $\phi 6$  avec  $A_t = 0.57\text{cm}^2$

**•Espacement :**

L'espacement des armatures transversales  $S_t$  est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent

- D'après le BEAL 91

$$S_t < \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57\text{cm}$$

$$S_t < (0.9d ; 40\text{cm}) = (16.2\text{cm} ; 40\text{cm})$$

D'où →  $S_t = 15\text{cm}$

- Espacement selon RPA

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.57}{10} = 0.057 > 0.003b_0 = 0.03$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} \cdot 12\phi\right) = \frac{20}{4} = 5\text{cm} \quad \text{zone courante}$$

D'où →  $S_t = 15\text{cm}$

**D.Vérification à l'ELU :**

**•Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2) :**

► travée :

On a :  $A_{s\min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$  D'ou  $A_{\min} > 1,41 \text{ cm}^2$ .

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{ut} , A_{\min} ) \Rightarrow A_s > 2.14 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne **3HA10** = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml

► **En appui:**

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_u^a \text{ D'ou } A_{\min} > 0.26 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{ut} , A_{\min} ) \Rightarrow A_s > 1.18 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne **1HA12+1HA10** = 1.92 cm<sup>2</sup>/ml

● **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $V_u = 1369.27 \text{ Kg}$

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui (**RPA99 Version 2003**).

**L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive (BAEL91 A.5.1, 31) :**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80 f_{c28}}{\gamma_d}$$

On a  $V_u = 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à  $a = 0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u = 1369.27 \text{ Kg} \leq 0.267 \times 1000 \times 16.2 \times 25 = 10813.5 \text{ Kg} \quad \text{cv}$$

**E.Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

► **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{tser} = 1065.93 \text{ kgm}$$

$$M_{tser} = 532.96 \text{ kgm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4,80 \text{ m} ; A_s = 2.36 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

#### ● Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)} ; b_0 = 15 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} b y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d A_s + c' A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(d A_s + c' A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2] \end{cases}$$

**Tableau III-13 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS**

|               | $M_{ser}(\text{kgm})$ | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Y (cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | Vérification | $\sigma_{bc}$ (MPa) |
|---------------|-----------------------|----------------------------|--------|---------------------|---------------------------|--------------|---------------------|
| <b>Travée</b> | 1065.93               | 1.78                       | 3.92   | 8323.04             | 5.02                      | Vérifiée     | 15                  |
| <b>Appuis</b> | 532.96                | 0,90                       | 3.50   | 6984.15             | 2.67                      | Vérifiée     | 15                  |

**► Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$M_{tser} = 1065.93 \text{ kgm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4,80 \text{ m} ; ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa.}$$

Alors:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{320} = 0,041 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{NON vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,36}{100 \times 18} = 0,0013 < 1,2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,041 > 0,089 \dots \dots \dots \text{NON vérifiée}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad [1].$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,96 \text{ cm} \quad (L < 5 \text{ m})$$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**- Position de l'axe neutre « y<sub>1</sub> » [1] :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**- Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » [1] :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs [3] :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III-14 : Récapitulatif du calcul de la flèche**

| $M_{ser}$<br>(kgm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $Y_1$<br>(cm) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|--------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1065.93            | 1.78                        | 7.10          | 0,010    | 332.68              | 4.11        | 1.64        | 0,76  | 20021.06                    | 5932                           | 11093.85                       |

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32000 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \text{MPa}$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1.29 \text{cm} \quad (L = 4,80 \text{m})$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.01 \text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.72 \text{cm} < \bar{f} = 0,97 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.6.2.3. Etude des poutrelles de types 2 :**

**A.Choix de la méthode de calcul:**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode Forfaitaire.

**•Hypothèses de calcul :**

$$G_{\text{étage}} = \frac{520Kg}{m^2} \quad ; \quad Q_{\text{étage}} = 100g/m^2$$

- fissuration peu nuisible

**B.Calcul des sollicitations :**

La poutre étant à 6 travées identiques, donc on aura pour les moments en appui les valeurs suivantes :

- $M_B = M_f = -0.5M_0$  ; (appuis de rive)
- $M_C = M_d = M_d = -0.4M_0$  ; (appuis intermédiaires)

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{100}{100 + 520} \rightarrow \alpha = 0.161$$

**•Combinaisons d'actions :**

Etages courants :

**• l'état-limite ultime :**

$$qu = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 0.65 = (1.35 \times 520 + 1.5 \times 100) \times 0.65 = 553.80 \text{ Kg/ml}$$

**• l'état-limite de service :**

$$qs = G + Q = (520 + 100) \times 0.65 = 403 \text{ kg/ml}$$

**•Calcul des moments sur appuis à l'état-limite ultime :**

**à l'état-limite ultime :**

**Tableau III- 15 : Valeurs des moments en travée et en appui ELU**

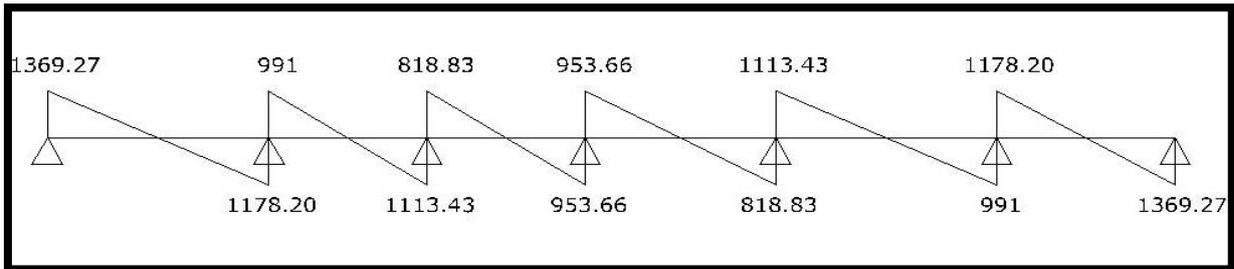
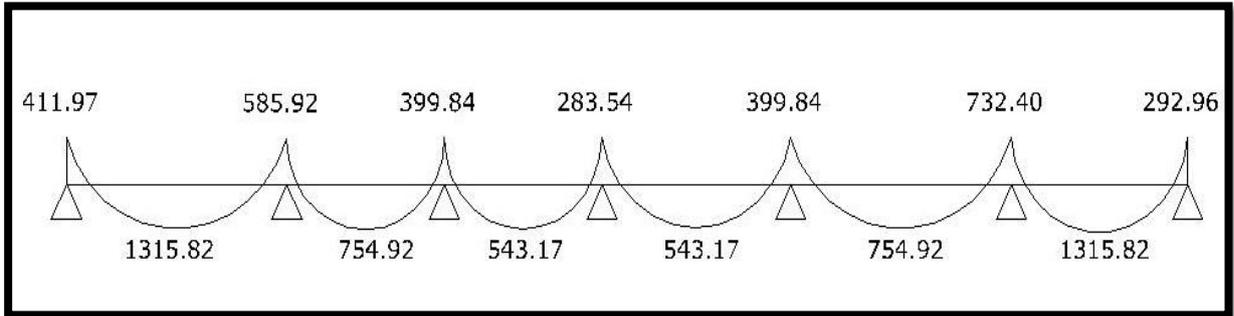
| Travée    | L (m) | qu (kg/ml) | Mt (kg.m) | M0 (kg.m) | Appuis | Ma(kg.m) | Tg (kg) | Td (kg) |
|-----------|-------|------------|-----------|-----------|--------|----------|---------|---------|
| Travée AB | 4.60  | 553.80     | 1315.82   | 1464.80   | A      | 411.97   | 1369.27 | 1178.20 |
| Travée BC | 3.80  | 553.80     | 754.92    | 999.60    | B      | 585.92   | 991     | 1113.43 |
| Travée CD | 3.20  | 553.80     | 543.17    | 708.86    | C      | 399.84   | 818.83  | 953.66  |
| Travée DE | 3.20  | 553.80     | 543.17    | 708.86    | D      | 283.54   | 953.66  | 818.49  |
| Travée EF | 3.80  | 553.80     | 681.68    | 999.60    | E      | 399.84   | 1113.43 | 991     |
| Travée FG | 4.60  | 553.80     | 1315.82   | 1464.80   | F      | 732.40   | 1178.20 | 1369.27 |
| /         | /     | /          | /         | /         | G      | 292.96   | /       | /       |

**CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

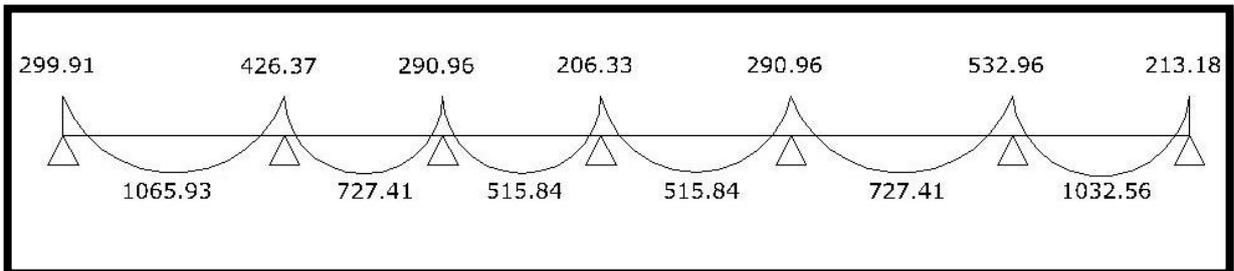
**Tableau III- 16:** Valeurs des moments en travée et en appui ELS

| Travée    | L (m) | qu (kg/ml) | Mt (kg.m) | M0 (kg.m) | Appuis | Ma(kg.m) |
|-----------|-------|------------|-----------|-----------|--------|----------|
| Travée AB | 4.60  | 403        | 1065.93   | 1065.93   | A      | 299.79   |
| Travée BC | 3.80  | 403        | 727.41    | 727.41    | B      | 426.37   |
| Travée CD | 3.20  | 403        | 515.84    | 515.84    | C      | 290.96   |
| Travée DE | 3.20  | 403        | 515.84    | 515.84    | D      | 206.33   |
| Travée EF | 3.80  | 403        | 727.41    | 727.41    | E      | 290/96   |
| Travée FG | 4.60  | 403        | 1065.93   | 1065.93   | F      | 532.96   |
| /         | /     | /          | /         | /         | G      | 213.18   |

**E.L.U :**



**E.L.S:**



**C. Ferrailage des nervures. :**

► **Ferrailage à l'ELU :**

- ✓ Moment en travée :  $M_t = 1315.82 \text{ Kg.m}$
- ✓ Moment en appui :  $M_{app} = 732.40 \text{ Kg.m}$
- ✓ Effort tranchant maximum :  $V_u = 1369.27 \text{ Kg}$
- ✓ Pour le béton,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour les aciers,  $F_e \text{ E400}$
- ✓ Fissuration préjudiciable.
- ✓ Section en té:  $b = 65 \text{ cm}$ ;  $b_1 = 26.50 \text{ cm}$ ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$ ;  $h_t = 20 \text{ cm}$ ;  $h_o = 4 \text{ cm}$
- ✓ Enrobage :  $c = 2 \text{ cm}$   $d = 18 \text{ cm}$

**1-Ferrailage en travée :**

**Tableau III-17 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée**

| $M_{tu}$<br>(kgm) | $\mu$ | $A_s'$ (cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z (cm) | $\mu < 0,391$ | $\zeta_s$ | $A_s$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ adopté<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-------|---------------------------|----------|--------|---------------|-----------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 1315.82           | 0.043 | 0                         | 0.43     | 17.61  | OK            | 0.978     | 2.14                                | 3HA10<br>2.36                      |

**2-Ferrailage en appui :**

**Tableau III-18 : Récapitulatif du calcul des sections d'armatures en appui**

| $M_{tu}$ (kgm) | $\mu$ | $A_s'$ (cm <sup>2</sup> ) | $\alpha$ | Z (cm) | $\mu < 0,391$ | $\zeta_s$ | $A_s$ calculé<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|----------------|-------|---------------------------|----------|--------|---------------|-----------|-------------------------------------|---------------------------------|
| 1315.82        | 0.024 | 0                         | 0.30     | 17.78  | OK            | 0.988     | 1.18                                | 1HA12+1HA10<br>1.92             |

**3-Armatures transversales :**

RPA99V2003 (Art.7.5.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lim}\right) = \min(0.571 \text{ cm}; 1.7 \text{ cm}; 1.2 \text{ cm}) = 0.571 \text{ cm}$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  → on adopte 1 cadre de  $\phi 6$  avec  $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

**●Espacement :**

L'espacement des armatures transversales  $S_t$  est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent

● D'après le BEAL 91

$$S_t < \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm}$$

$$S_t < (0.9d ; 40\text{cm}) = (16.2\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$\text{D'où} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

● Espacement selon RPA

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0.57}{10} = 0.057 > 0.003b_0 = 0.03$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \frac{20}{4} = 5 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

$$\text{D'où} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

**D.Vérification à l'ELU :**

**●Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2) :**

► travée :

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{D'ou } A_{\min} > 1,41 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{ut} , A_{\min} ) \quad \Rightarrow \quad A_s > 2.14 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne **3HA10** = 2.36 cm<sup>2</sup>/ml

► En appui:

$$\text{On a : } A_{s \min} > 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_u^a \quad \text{D'ou } A_{\min} > 0.22 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s > \max ( A_{ut} , A_{\min} ) \quad \Rightarrow \quad A_s > 1.18 \text{ cm}^2$$

Qui nous donne **1HA12+1HA10** = 1.92 cm<sup>2</sup>/ml

**●Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2) :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $V_u = 1369.27 \text{ Kg}$

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} = 0.63\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales sont des armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui (**RPA99 Version 2003**).

**L'influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui de rive (BAEL91 A.5.1, 31) :**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times a} \leq \frac{0.80f_{c28}}{\gamma_d}$$

On a  $V_u = 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28}$

La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à  $a=0,9 d$

$$a = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } V_u = 1369.27 \text{ Kg} \leq 0.267 \times 1000 \times 16.2 \times 25 = 10813.5 \text{ Kg} \quad \text{cv}$$

**E.Vérification à l'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

**► Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_{tser}=1065.93 \text{ kgm} ; M_{rser}=532.96 \text{ kgm}$$

$$h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=18\text{cm} ; L=4,80\text{m} ; A_s=2.36 \text{ cm}^2 ; f_e=400\text{MPa}.$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

**Tableau III-19 : Récapitulatif pour la vérification à l'ELS**

|               | <b>M<sub>ser</sub>(kgm)</b> | <b>A<sub>s</sub><br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Y (cm)</b> | <b>I (cm<sup>4</sup>)</b> | <b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b> | <b>Vérification</b> | <b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b> |
|---------------|-----------------------------|---|---------------|---------------------------|----------------------------|---------------------|-----------------------------|
| <b>Travée</b> | 1065.93                     | 1.78                                      | 3.92          | 8323.04                   | 5.02                       | Vérifiée            | 15                          |
| <b>Appuis</b> | 532.96                      | 0,90                                      | 3.50          | 6984.15                   | 2.67                       | Vérifiée            | 15                          |

**► Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8, 424) :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [3]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$$M_{tser} = 1065.93 \text{ kgm}$$

$$h = 20 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 4,80 \text{ m} ; ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa}.$$

Alors:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{320} = 0,041 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{NON vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4,20}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.36}{100 \times 18} = 0,0013 < 1.2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,041 > 0,089 \dots \dots \dots \text{NON vérifiée}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \text{ [1].}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III-20 : Récapitulatif du calcul de la flèche**

| $M_{ser}$<br>(kgm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $Y_1$<br>(cm) | $\delta$ | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\lambda_i$ | $\lambda_v$ | $\mu$ | $I_0$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fi}$<br>(cm <sup>4</sup> ) | $I_{fv}$<br>(cm <sup>4</sup> ) |
|--------------------|-----------------------------|---------------|----------|---------------------|-------------|-------------|-------|-----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1065.93            | 1.78                        | 7.10          | 0,010    | 332.68              | 4.11        | 1.64        | 0,76  | 20021.06                    | 5932                           | 11093.85                       |

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 32000 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{C28}} = 11000 \text{ MPa}$$

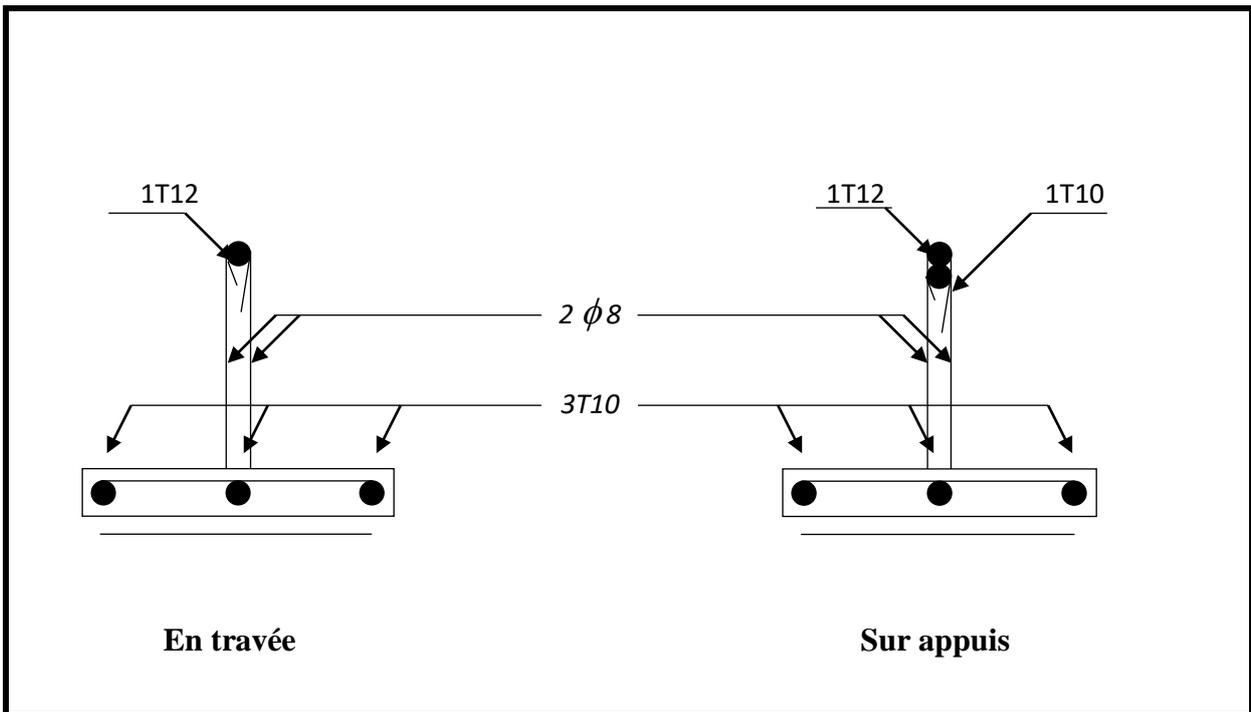
**- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 1.29cm \quad (L = 4,80m)$$

**- Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 2.01cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.72cm < \bar{f} = 0,97cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



**Figure III.9:** Ferrailage des poutrelles

**III.7. Etude de la dalle machine :**

**III.7.1.Introduction :**

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

**III.7.2. Prédimensionnement :**

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

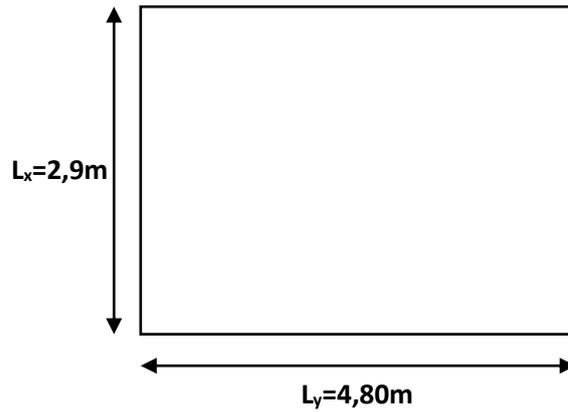


Figure III-10 : schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

**A-Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{2.90}{50} \leq e \leq \frac{2.90}{40}$$
$$5,8cm \leq e \leq 7,25cm$$

**B-Condition de l'E.N.A :**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25cm$

**C-Condition de flèche :**

Avec :  $M_T = 0,85M_x$

Enfinement On prend :  $e = 25cm$

**III.7.3.Détermination des charges et surcharges :**

**A-charges permanentes :**

➤ Poids de la dalle machine supportée.....5000 kg/m<sup>2</sup>

➤ Poids propre de la dalle.....0,25x25=625 kg/m<sup>2</sup>

---

$$G=5625 \text{ kg/m}^2$$

**B-Surcharge d'exploitation :**

$$Q=300 \text{ kg/m}^2$$

L'ascenseur adopté est de model SCHINDLER SMART MRL 001.

Les caractéristiques de ce dernier sont :

|                                  |            |                                   |
|----------------------------------|------------|-----------------------------------|
| Poids (Kg): Cabine               | =          | 595 + 549Kg                       |
| Contre poids                     | =          | 910 + 921Kg                       |
| Charge                           | =          | 630Kg                             |
| Treuil                           | =          | 400Kg                             |
| Les cables                       | =          | 250K                              |
| Capacité                         | =          | 8 personnes                       |
| Course                           | =          | 40m                               |
| Vitesses                         | =          | 1m/s                              |
| Puissance moteur                 | =          | 6.7 Kw                            |
| Charge permanente de la machine  | =          | 595 + 910 + 400 + 250 + 549 + 921 |
| Poids de la machine C = 1794 Kg  | P = 630 Kg |                                   |
| Poids de contrepoids q = 1831 Kg |            |                                   |

**•Détermination de la force d'inertie:**

$$F = m \times g \text{ avec } g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$C + P - T1 = (m_c + m_p) \cdot a \quad (a = 0.5) \text{ donnée technique}$$

$$T1 = (1.794 + 0.630) \times 0.5 + 17.94 + 18.31 = 3746.2 \text{ Kg}$$

$$F_i = T1 + T2 \quad \text{dont } T1 = T2$$

$$F_i = 2T1 = 7492.4 \text{ Kg}$$

**•La force dynamique:**

$$W = (c + q) \times 3672$$

$$W = (17.94 + 6.3) \times 36.72 = 89010 \text{ Kg}$$

$$F_p = D \times (q + c) = 2 \times (17.94 + 6.3) = 4850 \text{ Kg}$$

$$\text{Charge Permanente } G = 920 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

**•Répartition des charges sur la dalle:**

$$S = (2.90 \times 4.80) = 13.92 \text{ m}^2$$

$$\text{Charge permanente: } C + q = 3672 / 13.92 = 263.79 \text{ Kg/m}^2$$

$$C + q + G = 920 + 560 = 1480 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation: } P = 630 / 13.92 = 45.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$P + Q = 45.25 + 100 = 145.25 \text{ Kg/m}^2$$

$$F_i + F_p = 123.424 / 13.92 = 886.66 \text{ Kg/m}^2$$

**C- Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 \times 1480 + 1,5 \times 145.25 + 1.2 \times 886.66 = 3279.86 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 2511.91 \text{ Kg/m}^2$$

Calcul de la dalle:  $L_x = 2.90 \text{ m}$      $L_y = 4.80 \text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.90}{4.80} = 0.60 > 0.40 \quad \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \Rightarrow M_x = 2032.91 \text{ kg.m} \\ \mu_y = 0,3753 \Rightarrow M_y = 762.95 \text{ kg.m} \end{cases}$$

**Sens X-X:**

$$M_t = 0.75 \times 2032.91 = 1524.68 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = 0.50 \times 2032.91 = 1016.45 \text{ Kg.m}$$

**Sens Y-Y:**

$$M_t = 0.75 \times 762.95 = 572.21 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = 0.50 \times 762.95 = 381.47 \text{ Kg.m}$$

**III.7.4.Ferraillage de la dalle :**

**a-Armature longitudinale:**

Puisque les moments sont les mêmes dans les deux sens donc le ferraillage sera le même

Sens X-X et Y-Y

**En travée :**

$$\text{On } a: b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; d = 0,9h = 22,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,20\text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau III-21:** Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage en travée (sens  $L_x$  et  $L_y$ ).

| $M_{tx}(\text{kg.m})$ | $\mu$ | $A_{s'}$ | $\alpha$ | Z<br>(cm) | $A_s$ cal<br>( $\text{cm}^2$ ) | Choix  | $A_{sdp}$<br>( $\text{cm}^2$ ) |
|-----------------------|-------|----------|----------|-----------|--------------------------------|--------|--------------------------------|
| 1524.68               | 0,021 | 0        | 0,026    | 22.26     | 1.96                           | 4×HA10 | 3.14                           |

**Espacement :**

$$\text{Esp} = 100/5 = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Esp} = 100/5 = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**En appuis :**

Dans les deux sens « $L_x$  et  $L_y$ » :

$$\text{On } a: b = 100\text{cm} ; h = 25\text{cm} ; d = 0,9h = 22,5\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14,20\text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau III-22:** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly).

| <b>M<sub>ax</sub>(kg.m)</b> | <b>μ</b> | <b>As'</b> | <b>α</b> | <b>Z</b><br>(cm) | <b>As cal</b><br>(cm <sup>2</sup> ) | <b>Choix</b> | <b>Asadp</b><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|----------|------------|----------|------------------|-------------------------------------|--------------|------------------------------------|
| 1016.45                     | 0,014    | 0          | 0,017    | 22.34            | 1.30                                | 4×HA10       | 3.14                               |

**armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3279.86$$

$$0.05F_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 4307.13 \text{ Kg}$$

$$T_y = q_u \cdot l_x / 3 = 3170.53 \text{ Kg}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = 4307.13 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = 4307.13 \times 10 / 1000 \times 225 = 0.19 \text{ Mpa} < 1.25 \text{ Mpa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**•Vérification a l'ELU :**

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

$$h = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Suivant Lx

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{\min} = 0,8\%_0 & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ A_{\min} = 0.08 \cdot x \cdot h = 0.08 \cdot 25 = 2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Suivant Ly

$$\text{Avec : } A_{\min} = 3 - \alpha / 2 = 3 - 0.20 = 1.40 \text{ cm}^2$$

**► Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

$$h/L_x \geq M_t / 20 M_x \quad \rightarrow 0.086 \geq 0.043 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L_x \geq 1/27 \text{ à } 1/35 \quad \rightarrow 0.086 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s / b \cdot d \leq 2 / f_e \quad \rightarrow 2,5 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**•Vérification a l'ELS :**

**►Vérification des contraintes :**

**•Béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**•Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_s = \min( 2/3f_e ; 150\eta) = 240 \text{ MPa}$$

avec :  $\eta = 1,6$  pour HA ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = l_x/l_y = 0.60 ; q_{ser} = 5925 \text{ Kg/m}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \Rightarrow M_x = 3672.41 \text{ kgm} \\ \mu_y = 0,3753 \Rightarrow M_y = 1378.25 \text{ kgm} \end{cases}$$

**-Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 3121.54 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 1171.51 \text{ kg.m}$$

**-Moment sur appuis:**

$$M_{ax} = 0,3M_x = 1101.72 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 413.47 \text{ kg.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 1101.72 \text{ kg.m}$$

**-Détermination de la valeur de «y» :**

$$b y^2/2 - 15 A_s (d-y) = 0$$

Avec :  $A'_{sc} = 0 ; n = 15$

**-Moment d'inertie :**

$$I = (by^3/ 3) + 15 A_s (d-y)^2$$

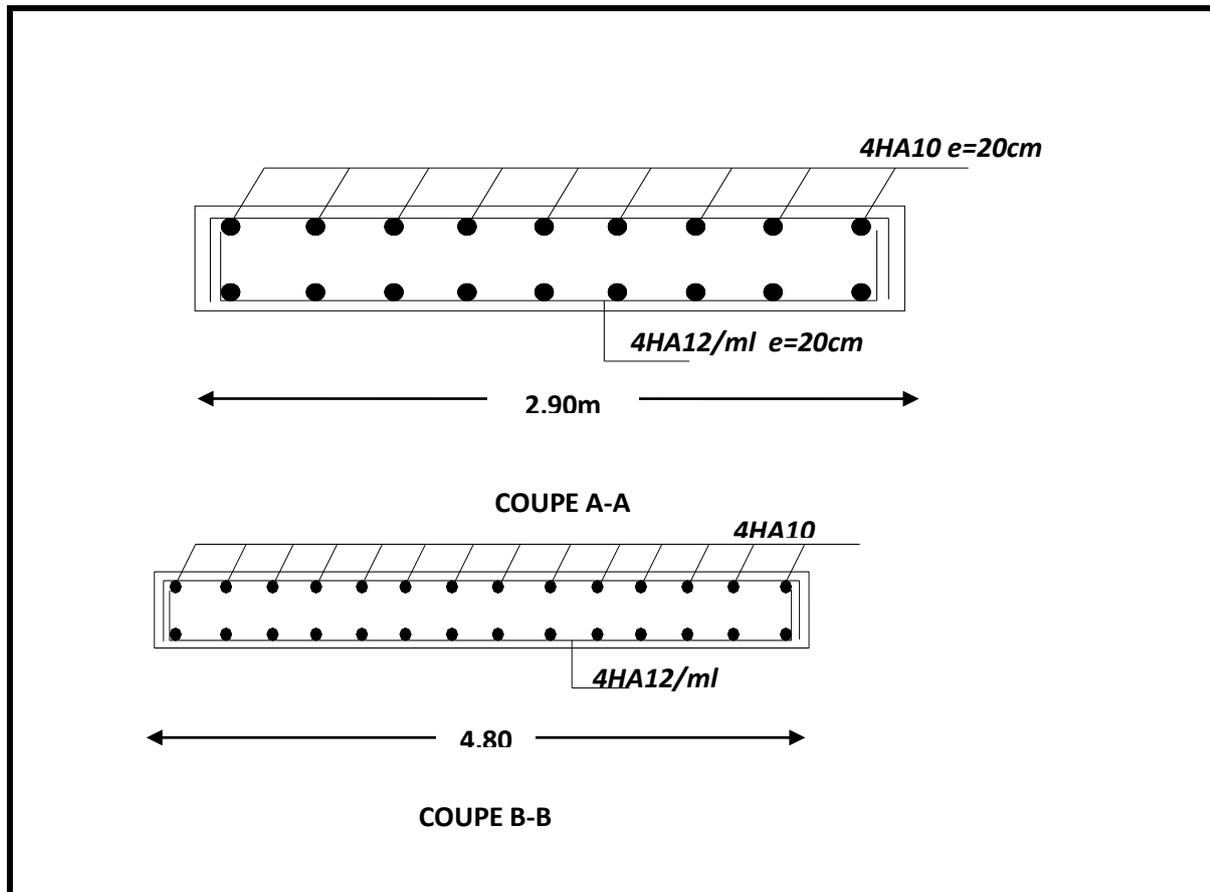
Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau

Suivant :

### CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

**Tableau III-23:** Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens.

| Sens (x-x)<br>(y-y) | Mt      | As   | Y    | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq$<br>$\sigma_{bc}=15$ | $\sigma_S$ | $\sigma_S \leq$<br>$\sigma_S=240$ |
|---------------------|---------|------|------|----------------------|------------------------|--|------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b>       | 1524.68 | 3.14 | 7.02 | 31840.29             | 6.88                   | Condition<br>vérifiée                  | 227.64     | Condition<br>vérifiée             |
| <b>Appuis</b>       | 1016.45 | 3.14 | 5,74 | 22862.88             | 2.76                   |  | 121.14     |                                   |



**Figure III-11:** schéma de ferrailage de la dalle machine.

### **IV.1.Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### **IV.2. Choix de la méthode de calcul :**

Selon l'article 4.1.1 des règles R.P.A 2003 le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### **a- Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un Système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement Suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

#### **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

1. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires Suivantes :

Zone I : tous groupes.

Zone IIa :

Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

### **b- Méthode d'analyse modale spectrale:**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

### **Conditions d'application de la méthode d'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.

### **c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

### **Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par la Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Annaba (Zone II a), Il sera classé au groupe d'usage 1B. méthode dynamique spectrale.

### **Classification du site :**

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

Catégorie S1 (site rocheux).

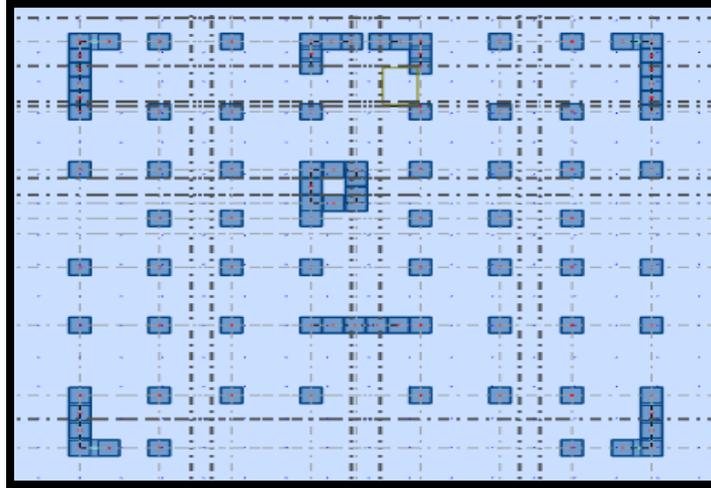
Catégorie S2 (site ferme).

Catégorie S3 (site meuble).

Catégorie S4 (site très meuble).

**Système de contreventement :**

Notre bâtiment est contreventé par voiles comme le présente la figure suivante :



**Figure IV- 1 : La disposition des murs voiles et poteaux**

**IV. 3. la Méthode dynamique modale spectrale :**

**IV.3.1.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.

Les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

**IV.3.2.Spectre de réponse de calcul :**

Selon le RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3) l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

## CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

A : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\varepsilon$ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids de la structure.

### IV.3.3.Détermination des paramètres de spectre de calcul :

**A : coefficient d'accélération de zone :**

D'après le tableau 4.2 du R.P.A 2003, en zone IIa, et pour un groupe d'usage 2  $\rightarrow A = 0,15$

| Groupe | Zone |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|
|        | I    | IIa  | IIb  | III  |
| 1 A    | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1 B    | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2      | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3      | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

**Tableau 4.1** : coefficient d'accélération de zone A

**D : facteur d'amplification dynamique moyen**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ \left(2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\right) & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T<sub>2</sub> période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

| Site                | S <sub>1</sub> | S <sub>2</sub> | S <sub>3</sub> | S <sub>4</sub> |
|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| T <sub>1(sec)</sub> | 0.15           | 0.15           | 0.15           | 0.15           |
| T <sub>2(sec)</sub> | 0.30           | 0.40           | 0.50           | 0.70           |

**Tableau 4.7** : valeurs de T1 et T2

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0,7$$

Où  $\varepsilon(\%)$ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand  $\varepsilon=5\%$ , on a  $\eta=1$

| Remplissage | Portique   |       | Voiles ou murs          |
|-------------|------------|-------|-------------------------|
|             | Béton armé | Acier | Béton armé / maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                      |
| Dense       | 7          | 5     |                         |

**Tableau 4.2** : valeur de  $\varepsilon$  (%)

**Estimation de la période fondamentale de la structure**

1. La valeur de la période fondamentales (T) de la structure peut être estimer à partir de formules empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

- $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 / RPA 99**

| Cas n <sup>0</sup> | Système de contreventement   | C <sub>T</sub> |
|--------------------|--|----------------|
| 1                  | Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie.   | 0.075          |
| 2                  | Portiques auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.   | 0.085          |
| 3                  | Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.   | 0.050          |
| 4                  | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulaires et des murs en maçonnerie. | 0.050          |

**Tableau 4.6:** valeurs de coefficient de C<sub>T</sub>

Comme on a un site Meuble (**tableau 3.2 page 23**)  $T_1$  et  $T_2$  donné par le **Tableau 4.7 page 45(RPA 99)**

Pour notre site type : S3

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,30 \text{ s}$$

**Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003.

$T$  : La valeur de la période fondamentale de la structure (**article 4.2.4 page 42 RPA 99**)

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6)$$

$$T = 0,09 \times h \text{ N} / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7)$$

$$T = \text{Min} (C_T \cdot h_n^{3/4} / ; 0,09 \times h \text{ N} / \sqrt{L})$$

$h_n$ : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'audernier niveau (N).

$$h_n = 30.94 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 / RPA 99**.

$$C_T = 0,050$$

Remplissage dense en béton armé  $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882 \geq 0,7 \rightarrow \text{vérifiée}$$

par le **tableau 4.6 page 42** ,  $C_T = 0,050$

$$T = 0,050 \times (30.94)^{3/4} \rightarrow T = 0.656 \text{ s}$$

$$T = 0,09 \times h \text{ N} / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 28.23 \text{ m} \rightarrow T_x = 0.524 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h \text{ N} / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 28.45 \text{ m} \rightarrow T_y = 0.522 \text{ sec}$$

Donc:  $T_x = 0.524 \text{ sec}$   $T_y = 0.522 \text{ sec}$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D_x = 2,5\eta\left(\frac{T^2}{T}\right) \rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \times (0.30/0.524)^{2/3} = 1.520 \text{ s}$$

$$D_y = 2,5\eta\left(\frac{T^2}{T}\right) \rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \times (0.30/0.522)^{2/3} = 1.524 \text{ s}$$

**R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 5 (un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé - tableau 4.3 RPA99/version2003).

o Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différent dans les deux directions considérées il y a lieu pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

| <b>Cat</b> | <b>Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)</b> | <b>Valeur de R</b> |
|------------|--|--------------------|
| A          | <b>Béton armé</b>  |                    |
| 1 a        | <b>Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide</b>        | <b>5</b>           |
| 1 b        | <b>Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide</b>        | <b>3,5</b>         |
| 2          | <b>Voiles porteurs</b>   | <b>5</b>           |
| 3          | <b>Noyau</b>   | <b>4</b>           |
| 4a         | <b>Mixte portiques/voiles avec interaction</b>                             | <b>2</b>           |
| 4b         | <b>Portiques contreventés par des voiles</b>                               | <b>2</b>           |
| 5          | <b>Console verticale à masses réparties</b>                                |                    |
| 6          | <b>Pendule inverse</b>   |                    |

**Tableau 4.3** : valeur du coefficient de comportement R

**Q: facteur de qualité**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : 
$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au **tableau 4.4 page 41**.

Les critères de qualité "q" à vérifier sont:

### **1. Conditions minimales sur les files de contreventement:**

Système de portiques chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (3) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

### **2. Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir; en plan; au moins (4) files de portiques; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

### **Régularité en plan:**

La régularité en plan est décrite par l'article 3.5.1.a du R.P. A2003. Sens  $x$  : la structure n'est pas régulière en plan selon la ( cf 3.5.1.a ) du R.P.A 2003 (non symétrique)

### **Régularité en élévation:**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation
- La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la tour
- Il n'y a aucun décrochement en élévation.

Toutes les conditions sont vérifiées  $\rightarrow P_q = 0$ .

### **Contrôle de la qualité des matériaux:**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. A cause de l'importance de l'ouvrage et du lieu d'implantation dangereux (zone sismique II), il aura lieu une obligation de faire des contrôles strictes à la qualité des matériaux donc :

$\rightarrow P_q = 0$

### **Contrôle de la qualité d'exécution :**

Là aussi et à cause de l'importance de l'ouvrage et le lieu d'implantation très dangereux (zone sismique II), il aura lieu une obligation de faire des contrôles sur la qualité d'exécution d'où :

$\rightarrow P_q = 0$

Donc les valeurs de Q à tenir dans les deux sens sont :

- Sens(x - x):  $Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 1) = 1,25$

- Sens(y - y):  $Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 1) = 1,25$

| Critère q »   | P <sub>q</sub> |           |
|---|----------------|-----------|
|   | Observé        | N/observé |
| <b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b> | 0              | 0,05      |
| <b>2. Redondance en plan</b>                                    | 0              | 0,05      |
| <b>3. Régularité en plan</b>                                    | 0              | 0,05      |
| <b>4. Régularité en élévation</b>                               | 0              | 0,05      |
| <b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>                  | 0              | 0,05      |
| <b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>                 | 0              | 0,10      |

Tableau 4.4 : Valeur de pénalités P<sub>q</sub>

**W : Poids total de la structure**

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

$W$  = Poids total de la structure .

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculé a chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓  $W_{Gi}$  : poids due aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : charge d'exploitation.
- ✓  $\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 page 41** .

$\beta = 0,20$  (Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

| Cas      | Type d'ouvrage   | $\beta$     |
|----------|--|-------------|
| <b>1</b> | <b>Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés</b>  | <b>0,20</b> |
| <b>2</b> | <b>Bâtiments recevant du public temporairement :</b><br>- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions<br>avec places debout. | <b>0,30</b> |
| <b>3</b> | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions<br>avec places assises  | <b>0,40</b> |
| <b>4</b> | <b>Entrepôts, hangars</b>  | <b>0,50</b> |
| <b>5</b> | <b>Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés</b><br><b>Autres locaux non visés ci-dessus</b>                                       | <b>0,60</b> |

**Tableau 4.5 :** valeur du coefficient de pondération  $\beta$

**Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$

ELS :  $G + Q$

ACC :  $G + Q \pm 1,2 \times E$

ACC :  $G + Q \pm E$

ACC :  $0,8 \times G \pm E$

**IV.3.4. Modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Poutre-Poteau ».
2. Les voiles sont représentés par des éléments coques « voile » à quatre nœuds.
3. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme rigide. Ces planchers sont supposés indéformables dans leurs plans

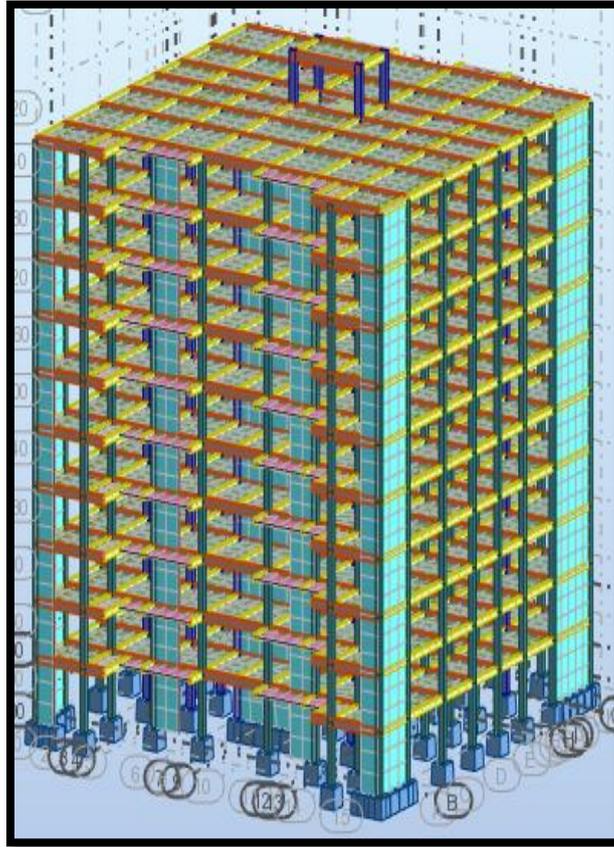


Figure IV-2 : structure en 3D

Tableau IV-1: période et facteur de participation massique (Résultats Robot 2017)

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 4/ 1     | 1,07           | 0,94          | 0,02                   | 68,24                  | 0,00                   | 0,02                | 68,24               | 0,00                |
| 4/ 2     | 1,23           | 0,82          | 69,61                  | 68,27                  | 0,00                   | 69,59               | 0,03                | 0,00                |
| 4/ 3     | 1,43           | 0,70          | 73,00                  | 68,31                  | 0,00                   | 3,39                | 0,04                | 0,00                |
| 4/ 4     | 4,33           | 0,23          | 84,08                  | 72,43                  | 0,00                   | 11,08               | 4,12                | 0,00                |
| 4/ 5     | 4,34           | 0,23          | 87,35                  | 86,30                  | 0,02                   | 3,28                | 13,87               | 0,01                |
| 4/ 6     | 5,71           | 0,17          | 87,36                  | 86,33                  | 0,02                   | 0,01                | 0,03                | 0,00                |
| 4/ 7     | 6,49           | 0,15          | 87,36                  | 86,34                  | 0,07                   | 0,00                | 0,01                | 0,06                |
| 4/ 8     | 7,38           | 0,14          | 87,36                  | 87,26                  | 0,08                   | 0,00                | 0,93                | 0,01                |
| 4/ 9     | 8,60           | 0,12          | 91,96                  | 87,57                  | 0,44                   | 4,60                | 0,31                | 0,36                |
| 4/ 10    | 8,68           | 0,12          | 92,24                  | 92,41                  | 0,44                   | 0,28                | 4,84                | 0,01                |

### Résultats :

$T = 0.522 \text{ sec}$

Période fondamentale de la structure = 0,940 sec

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$T=0.522 \times 1.3=0.678 \text{ sec} < T= 0.94 \text{ sec}$  **condition vérifiée**

### Présentation du spectre de réponse de calcul :

D'après la modélisation l'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

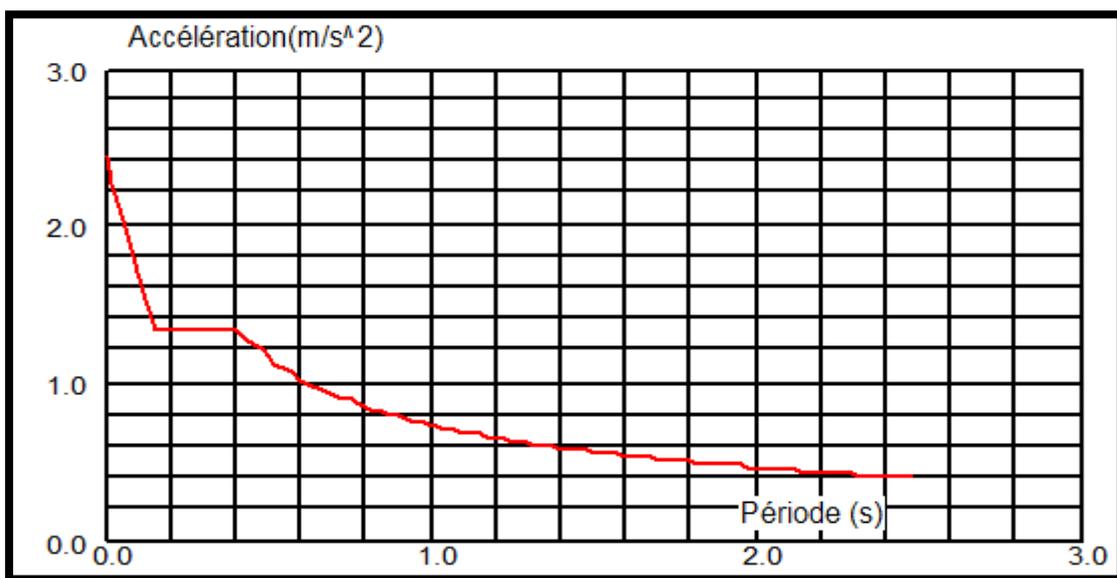
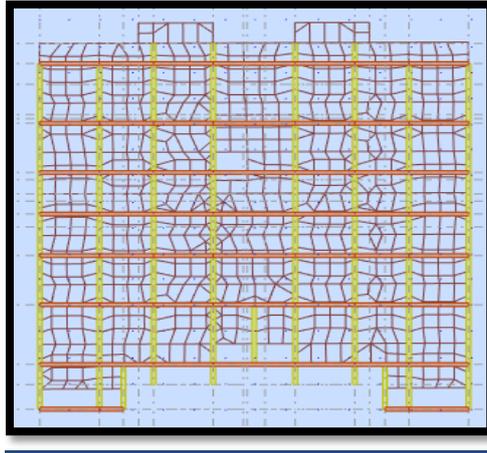


Figure IV-3 : Spectre de réponse.

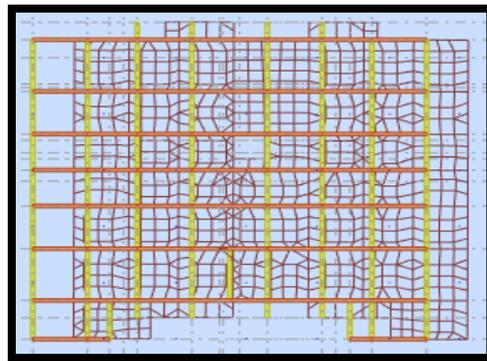
### IV.3.5. Nombre de mode à considérer :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

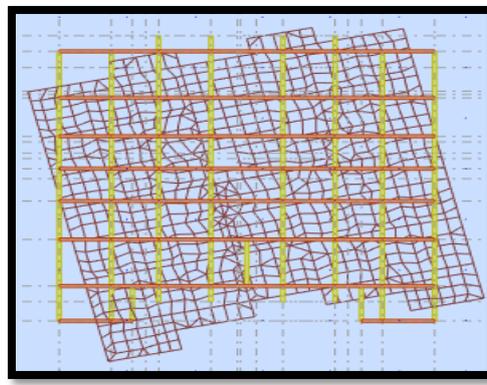
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée



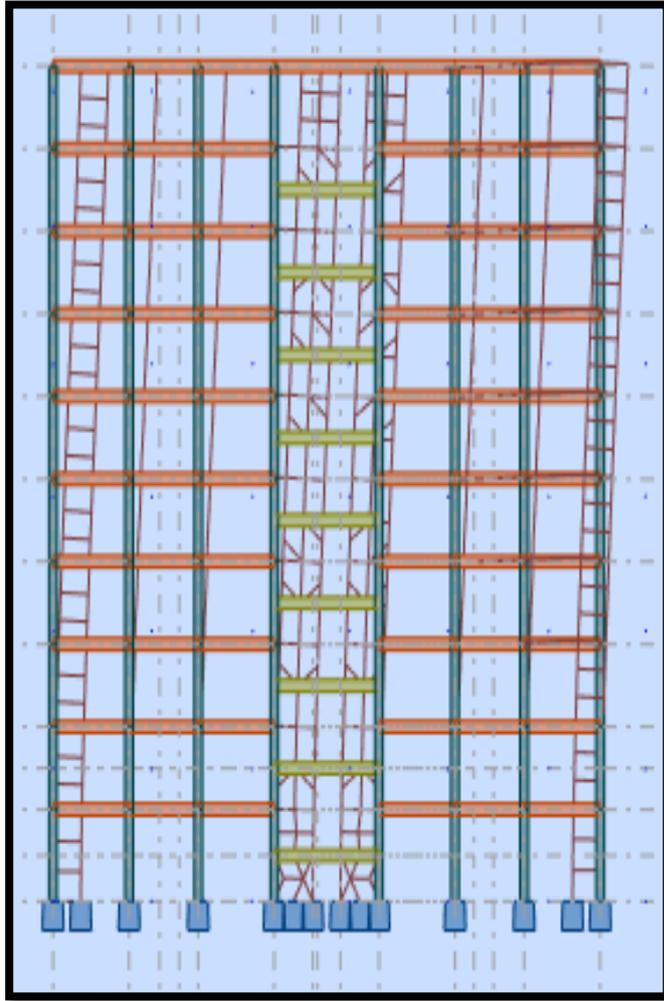
**Figure IV-4 :** 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Y)(résultats de robot 2017)



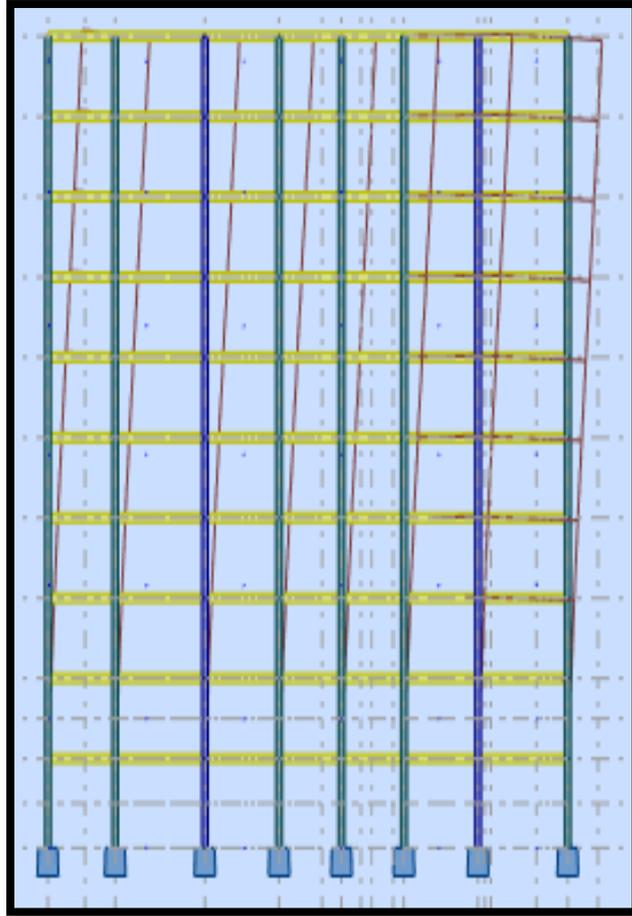
**Figure IV-5 :** 2<sup>eme</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Y)(résultats de robot 2017)



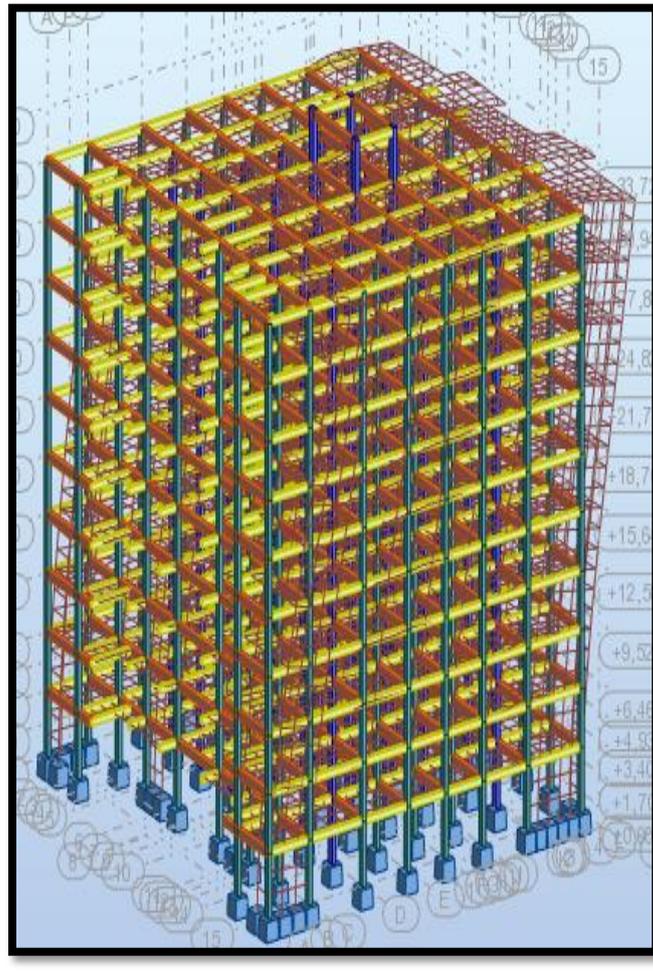
**Figure IV-6 :** 3<sup>eme</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Y)(résultats de robot 2017)



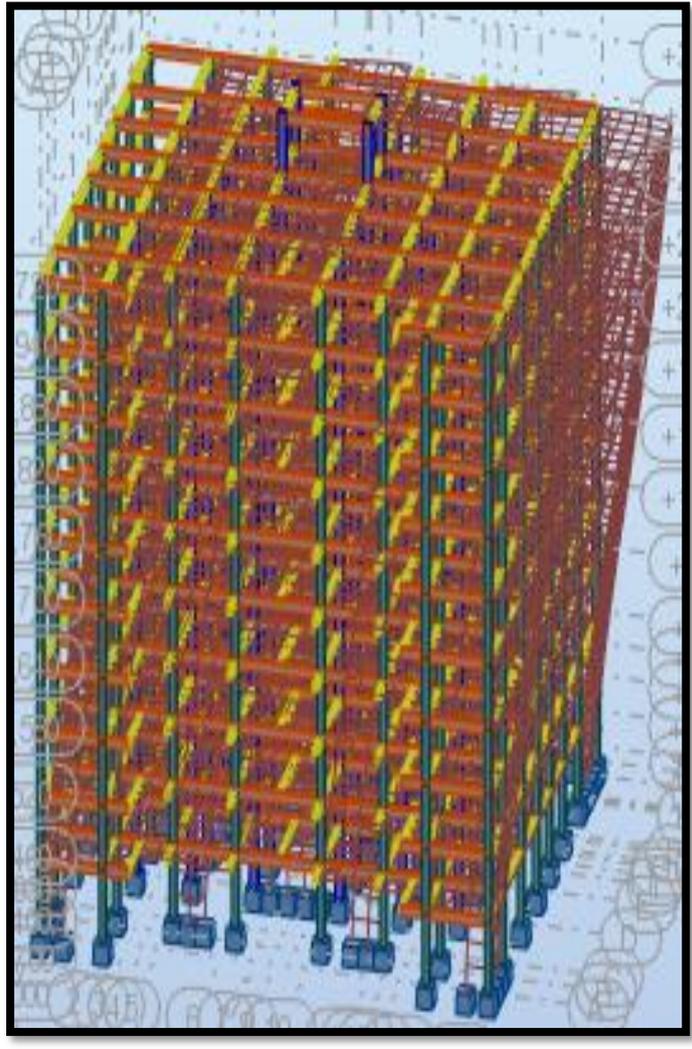
**Figure IV-7 :** 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe X,Z)(résultats de robot 2017)



**Figure IV-8 :** 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique (translation selon l'axe Y,Z)(résultats de robot 2017)



**Figure IV-9:**1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique vue 3D  
(translation)(résultats de robot 2017)



**Figure IV-10** : 2<sup>eme</sup> mode de déformation de la structure a cause des effort sismique vue 3D  
(translation)(résultats de robot 2017)

**IV.3.6. Calcul la force sismique statique :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W = poids totaux de la structure

$$W = W(p + G) + 0.2 \cdot Q = (41100.51 + 36.18) + 0.2 \times 12.9 = 41139.27 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.520 \times 1.25}{5} \times 41139.27 = 2344.938 \text{ Kn}$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.524 \times 1.25}{5} \times 41139 = 2351.109 \text{ Kn}$$

**IV.3.7. Les vérifications :**

**a- Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :**

Selon le RPA99/version 2003 (art 4.3.6) :

La résultante des forces sismique à la base  $V_T$  obtenue par combinaison des valeurs modales Ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la Méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la Formule empirique appropriée.

**Les réactions à la base :**

**Tableau IV-2:** Les réactions à la base

|           | $\sum F_x$ (KN) | $\sum F_y$ (KN) |
|-----------|-----------------|-----------------|
| <b>Ex</b> | 2465,87         | 172,32          |
| <b>Ey</b> | 178,76          | 2824,19         |

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2471.88 \text{ KN.}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2829.84 \text{ KN}$$

**Tableau IV-3:** Vérification de la résultante des forces sismiques

|           | Vx dynamique | Vx statique | Vy dynamique | Vy statique | 0.8×Vx statique < Vx dynamique | 0.8×Vy statique < Vy dynamique |
|-----------|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------------------------|--------------------------------|
| <b>Ex</b> | 2471.88      | 2344.938    | 2471.88      | 2351.109    | Condition vérifiée             | Condition vérifiée             |
| <b>Ey</b> | 2829.84      | 2344.938    | 2829.84      | 2351.109    | Condition vérifiée             | Condition vérifiée             |

## CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

### b-Vérification de déplacement :

\*Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2017 on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

**Tableau IV-4** : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques

|                 | MAX UX [cm]   | Nœud | MAX UY [cm] | Nœud  | dr UX [cm] | dr UY [cm] | MIN UX [cm] | Noeud | MIN UY [cm] | Nœud  |
|-----------------|---------------|------|-------------|-------|------------|------------|-------------|-------|-------------|-------|
| <b>Cas 1</b>    | <b>EX</b>     |      |             |       |            |            |             |       |             |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0           | 3185 | 0,0         | 5665  | 0,1        | 0,0        | 0,0         | 252   | 0,0         | 1542  |
| <b>Etage 1</b>  | 0,1           | 711  | 0,0         | 790   | 0,1        | 0,0        | 0,0         | 748   | 0,0         | 871   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,2           | 152  | 0,0         | 265   | 0,1        | 0,0        | 0,1         | 36    | 0,0         | 918   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,3           | 186  | 0,0         | 329   | 0,1        | 0,0        | 0,2         | 155   | 0,0         | 140   |
| <b>Etage 4</b>  | 0,4           | 69   | 0,0         | 2314  | 0,1        | 0,0        | 0,3         | 1898  | 0,0         | 6427  |
| <b>Etage 5</b>  | 0,5           | 2239 | 0,0         | 9832  | 0,1        | 0,0        | 0,4         | 1701  | 0,0         | 7620  |
| <b>Etage 6</b>  | 0,8           | 4356 | 0,1         | 4365  | 0,2        | 0,0        | 0,6         | 987   | 0,0         | 8653  |
| <b>Etage 7</b>  | 0,9           | 8767 | 0,1         | 786   | 0,2        | 0,1        | 0,7         | 251   | 0,0         | 23217 |
| <b>Etage 8</b>  | 1,0           | 1454 | 0,1         | 509   | 0,2        | 0,1        | 0,8         | 687   | 0,0         | 8709  |
| <b>Etage 9</b>  | 1,1           | 4568 | 0,1         | 10776 | 0,2        | 0,1        | 1,0         | 540   | 0,0         | 4321  |
| <b>Terrasse</b> | 1,2           | 1167 | 0,1         | 4534  | 0,3        | 0,1        | 1,1         | 895   | 0,0         | 1098  |
| <b>Cas 2</b>    | <b>EY</b>     |      |             |       |            |            |             |       |             |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0           | 987  | 0,0         | 639   | 0,0        | 0,0        | 0,0         | 346   | -0,0        | 45    |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0           | 172  | 0,0         | 9857  | 0,0        | 0,0        | 0,0         | 798   | -0,0        | 239   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,1           | 5872 | 0,1         | 13146 | 0,1        | 0,0        | 0,0         | 2844  | 0,0         | 680   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,1           | 6548 | 0,1         | 1768  | 0,1        | 0,0        | 0,0         | 4251  | 0,0         | 3221  |
| <b>Etage 4</b>  | 0,2           | 4321 | 0,2         | 998   | 0,1        | 0,0        | 0,0         | 932   | 0,0         | 13134 |
| <b>Etage 5</b>  | 0,2           | 1198 | 0,3         | 20314 | 0,1        | 0,1        | 0,0         | 442   | 0,0         | 1035  |
| <b>Etage 6</b>  | 0,2           | 4521 | 0,4         | 7649  | 0,2        | 0,1        | 0,0         | 8752  | 0,0         | 12578 |
| <b>Etage 7</b>  | 0,4           | 6550 | 0,7         | 641   | 0,2        | 0,1        | 0,0         | 4412  | 0,0         | 9675  |
| <b>Etage 8</b>  | 1,4           | 1456 | 0,7         | 8879  | 0,2        | 0,2        | 0,0         | 6855  | 0,0         | 20578 |
| <b>Etage 9</b>  | 1,4           | 8739 | 0,8         | 172   | 0,3        | 0,2        | 0,0         | 1383  | 0,0         | 12056 |
| <b>Terrasse</b> | 1,2           | 1170 | 1,0         | 451   | 0,3        | 0,2        | 0,1         | 474   | 0,1         | 1099  |
| <b>as 3</b>     | <b>G+Q+EX</b> |      |             |       |            |            |             |       |             |       |

**CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure**

|                 |               |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|-----------------|---------------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| <b>RDC</b>      | 0,0           | 3185  | 0,0  | 1875  | 0,0 | 0,0 | 0,0  | 252   | -0,0 | 14096 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,1           | 711   | 0,0  | 1234  | 0,0 | 0,0 | 0,0  | 1375  | -0,0 | 17942 |
| <b>Etage 2</b>  | 0,3           | 152   | 0,0  | 7865  | 0,1 | 0,0 | 0,1  | 256   | 0,0  | 304   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,3           | 186   | 0,1  | 4532  | 0,1 | 0,0 | 0,3  | 879   | 0,0  | 2456  |
| <b>Etage 4</b>  | 0,5           | 69    | 0,1  | 576   | 0,2 | 0,1 | 0,5  | 576   | 0,0  | 5684  |
| <b>Etage 5</b>  | 0,9           | 2239  | 0,1  | 129   | 0,2 | 0,1 | 0,9  | 345   | 0,0  | 656   |
| <b>Etage 6</b>  | 1,1           | 4356  | 0,1  | 53    | 0,3 | 0,1 | 1,3  | 129   | 0,0  | 697   |
| <b>Etage 7</b>  | 1,4           | 8767  | 0,2  | 21    | 0,3 | 0,1 | 1,4  | 4985  | 0,0  | 788   |
| <b>Etage 8</b>  | 1,4           | 1454  | 0,2  | 4961  | 0,3 | 0,1 | 1,7  | 253   | 0,0  | 8709  |
| <b>Etage 9</b>  | 1,9           | 4568  | 0,3  | 97    | 0,4 | 0,2 | 1,9  | 8554  | 0,0  | 4321  |
| <b>Terrasse</b> | 2,2           | 1168  | 0,1  | 22    | 0,2 | 0,1 | 2,1  | 2458  | 0,1  | 1099  |
| <b>Cas 4</b>    | <b>G+Q-EX</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | -0,0          | 403   | 0,0  | 14994 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 90    | -0,0 | 14096 |
| <b>Etage 1</b>  | -0,0          | 24    | 0,0  | 10341 | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 54    | -0,0 | 17942 |
| <b>Etage 2</b>  | -0,1          | 961   | 0,0  | 6815  | 0,1 | 0,0 | -0,3 | 417   | -0,0 | 304   |
| <b>Etage 3</b>  | -0,2          | 654   | 0,0  | 6778  | 0,1 | 0,0 | -0,5 | 1415  | -0,0 | 14389 |
| <b>Etage 4</b>  | -0,4          | 17    | 0,0  | 7890  | 0,2 | 0,0 | -0,6 | 1299  | -0,0 | 621   |
| <b>Etage 5</b>  | -0,5          | 605   | 0,0  | 7897  | 0,2 | 0,1 | -0,9 | 657   | -0,0 | 678   |
| <b>Etage 6</b>  | -0,7          | 125   | 0,0  | 7934  | 0,2 | 0,1 | -1,3 | 577   | -0,1 | 683   |
| <b>Etage 7</b>  | -0,9          | 986   | 0,0  | 7966  | 0,2 | 0,1 | -1,6 | 543   | -0,1 | 701   |
| <b>Etage 8</b>  | -1,1          | 416   | 0,0  | 7979  | 0,2 | 0,1 | -1,7 | 789   | -0,1 | 818   |
| <b>Etage 9</b>  | -1,3          | 907   | 0,0  | 7983  | 0,3 | 0,1 | -1,9 | 824   | -0,1 | 821   |
| <b>Terrasse</b> | -1,5          | 1098  | 0,0  | 8002  | 0,1 | 0,0 | -2,0 | 918   | 0,0  | 1098  |
| <b>Cas 5</b>    | <b>G+Q+EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0           | 4073  | 0,0  | 9943  | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 18543 | -0,0 | 12008 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0           | 424   | 0,0  | 1041  | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 1456  | -0,0 | 424   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,0           | 981   | 0,1  | 345   | 0,1 | 0,1 | -0,0 | 1492  | 0,1  | 109   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,1           | 6654  | 0,1  | 748   | 0,1 | 0,1 | 0,0  | 1523  | 0,2  | 516   |
| <b>Etage 4</b>  | 0,2           | 1957  | 0,2  | 2373  | 0,1 | 0,2 | 0,0  | 1590  | 0,3  | 628   |
| <b>Etage 5</b>  | 0,2           | 6565  | 0,3  | 2388  | 0,2 | 0,2 | 0,0  | 3421  | 0,5  | 402   |
| <b>Etage 6</b>  | 0,3           | 12597 | 0,4  | 2401  | 0,2 | 0,2 | 0,0  | 3990  | 0,6  | 493   |
| <b>Etage 7</b>  | 0,4           | 9988  | 0,7  | 2456  | 0,2 | 0,3 | 0,0  | 9011  | 0,7  | 422   |
| <b>Etage 8</b>  | 0,5           | 4165  | 0,9  | 2678  | 0,3 | 0,3 | 0,1  | 9248  | 0,9  | 499   |
| <b>Etage 9</b>  | 0,5           | 9570  | 1,2  | 2770  | 0,3 | 0,3 | 0,1  | 14447 | 1,0  | 213   |
| <b>Terrasse</b> | 0,2           | 9492  | 1,3  | 567   | 0,1 | 0,2 | 0,1  | 21345 | 1,2  | 671   |
| <b>Cas 6</b>    | <b>G+Q-EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | -0,0          | 2201  | 0,0  | 12009 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 232   | -0,0 | 233   |
| <b>Etage 1</b>  | -0,0          | 2374  | -0,0 | 32    | 0,0 | 0,0 | -0,1 | 190   | -0,1 | 147   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,0           | 2443  | -0,1 | 56    | 0,0 | 0,1 | -0,1 | 401   | -0,1 | 409   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,0           | 1976  | -0,1 | 178   | 0,1 | 0,1 | -0,2 | 17832 | -0,2 | 3398  |
| <b>Etage 4</b>  | 0,0           | 1988  | -0,2 | 33    | 0,1 | 0,1 | -0,2 | 1254  | -0,4 | 1392  |
| <b>Etage 5</b>  | 0,0           | 1345  | -0,3 | 289   | 0,1 | 0,2 | -0,3 | 23097 | -0,6 | 4326  |
| <b>Etage 6</b>  | 0,0           | 1221  | -0,5 | 876   | 0,2 | 0,2 | -0,3 | 3234  | -0,9 | 4678  |
| <b>Etage 7</b>  | 0,0           | 2054  | -0,6 | 213   | 0,2 | 0,2 | -0,3 | 35986 | -1,3 | 4395  |
| <b>Etage 8</b>  | 0,0           | 2075  | -0,7 | 309   | 0,2 | 0,3 | -0,4 | 26098 | -1,4 | 4411  |

**CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure**

|                 |                  |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|-----------------|------------------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| <b>Etage 9</b>  | 0,0              | 2177  | -0,8 | 344   | 0,3 | 0,4 | -0,4 | 32187 | -1,7 | 4494  |
| <b>Terrasse</b> | 0,1              | 18895 | -1,0 | 361   | 0,2 | 0,2 | -0,1 | 42579 | -1,5 | 110   |
| <b>Cas 7</b>    | <b>G+Q+1.2EX</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0              | 3185  | 0,0  | 1875  | 0,0 | 0,0 | 0,0  | 252   | -0,0 | 14096 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,1              | 711   | 0,0  | 1234  | 0,1 | 0,0 | 0,1  | 1375  | -0,0 | 17942 |
| <b>Etage 2</b>  | 0,4              | 152   | 0,0  | 7865  | 0,1 | 0,0 | 0,5  | 256   | -0,0 | 304   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,7              | 186   | 0,0  | 4532  | 0,2 | 0,0 | 0,7  | 879   | 0,0  | 2456  |
| <b>Etage 4</b>  | 1,3              | 69    | 0,1  | 576   | 0,2 | 0,1 | 1,2  | 576   | 0,0  | 5684  |
| <b>Etage 5</b>  | 1,6              | 2239  | 0,1  | 129   | 0,3 | 0,1 | 1,7  | 345   | 0,0  | 656   |
| <b>Etage 6</b>  | 1,9              | 4356  | 0,1  | 53    | 0,3 | 0,1 | 1,9  | 129   | 0,0  | 697   |
| <b>Etage 7</b>  | 2,2              | 8767  | 0,1  | 21    | 0,3 | 0,1 | 2,3  | 4985  | 0,0  | 788   |
| <b>Etage 8</b>  | 2,3              | 1454  | 0,2  | 4961  | 0,4 | 0,2 | 2,5  | 253   | 0,0  | 8709  |
| <b>Etage 9</b>  | 2,5              | 4568  | 0,2  | 97    | 0,4 | 0,2 | 2,7  | 8554  | 0,0  | 4321  |
| <b>Terrasse</b> | 2,6              | 1168  | 0,1  | 22    | 0,3 | 0,1 | 2,9  | 2458  | 0,1  | 1099  |
| <b>Cas 8</b>    | <b>G+Q-1.2EX</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | -0,0             | 403   | 0,0  | 14994 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 90    | -0,0 | 14096 |
| <b>Etage 1</b>  | -0,0             | 24    | 0,0  | 10341 | 0,0 | 0,0 | -0,1 | 54    | -0,0 | 17942 |
| <b>Etage 2</b>  | -0,1             | 961   | 0,0  | 6815  | 0,1 | 0,0 | -0,2 | 417   | -0,0 | 304   |
| <b>Etage 3</b>  | -0,3             | 654   | 0,0  | 6778  | 0,1 | 0,0 | -0,4 | 1415  | -0,0 | 14389 |
| <b>Etage 4</b>  | -0,4             | 17    | 0,0  | 7890  | 0,2 | 0,0 | -0,5 | 1299  | -0,0 | 621   |
| <b>Etage 5</b>  | -0,6             | 605   | 0,0  | 7897  | 0,2 | 0,1 | -0,7 | 657   | -0,0 | 678   |
| <b>Etage 6</b>  | -0,8             | 125   | 0,0  | 7934  | 0,2 | 0,1 | -0,9 | 577   | -0,1 | 683   |
| <b>Etage 7</b>  | -1,2             | 986   | 0,0  | 7966  | 0,3 | 0,1 | -1,3 | 543   | -0,1 | 701   |
| <b>Etage 8</b>  | -1,6             | 416   | 0,0  | 7979  | 0,3 | 0,1 | -1,4 | 789   | -0,1 | 818   |
| <b>Etage 9</b>  | -1,9             | 907   | 0,0  | 7983  | 0,3 | 0,1 | -1,7 | 824   | -0,1 | 821   |
| <b>Terrasse</b> | -2,2             | 1098  | 0,0  | 8002  | 0,2 | 0,0 | -2,1 | 918   | -0,0 | 1098  |
| <b>Cas 9</b>    | <b>G+Q+1.2EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0              | 4073  | 0,0  | 9943  | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 18543 | -0,0 | 12008 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0              | 424   | 0,1  | 1041  | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 1456  | 0,1  | 424   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,1              | 981   | 0,2  | 345   | 0,1 | 0,1 | 0,0  | 1492  | 0,2  | 109   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,1              | 6654  | 0,3  | 748   | 0,1 | 0,2 | 0,0  | 1523  | 0,3  | 516   |
| <b>Etage 4</b>  | 0,2              | 1957  | 0,6  | 2373  | 0,2 | 0,3 | 0,0  | 1590  | 0,4  | 628   |
| <b>Etage 5</b>  | 0,3              | 6565  | 0,9  | 2388  | 0,2 | 0,3 | 0,0  | 3421  | 0,5  | 402   |
| <b>Etage 6</b>  | 0,4              | 12597 | 1,2  | 2401  | 0,3 | 0,4 | 0,0  | 3990  | 0,7  | 493   |
| <b>Etage 7</b>  | 0,4              | 9988  | 1,5  | 2456  | 0,3 | 0,4 | 0,0  | 9011  | 0,9  | 422   |
| <b>Etage 8</b>  | 0,5              | 4165  | 1,7  | 2678  | 0,3 | 0,4 | 0,0  | 9248  | 1,1  | 499   |
| <b>Etage 9</b>  | 0,5              | 9570  | 1,9  | 2770  | 0,4 | 0,5 | 0,1  | 14447 | 1,3  | 213   |
| <b>Terrasse</b> | 0,3              | 9492  | 2,2  | 567   | 0,5 | 0,6 | 0,1  | 21345 | 1,4  | 671   |
| <b>Cas 10</b>   | <b>G+Q-1.2EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0              | 2201  | 0,0  | 12009 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 232   | -0,0 | 233   |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0              | 2374  | -0,0 | 32    | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 190   | -0,1 | 147   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,0              | 2443  | -0,1 | 56    | 0,1 | 0,2 | -0,0 | 401   | -0,2 | 409   |
| <b>Etage 3</b>  | -0,0             | 1976  | -0,3 | 178   | 0,1 | 0,2 | -0,1 | 17832 | -0,3 | 3398  |
| <b>Etage 4</b>  | -0,0             | 1988  | -0,4 | 33    | 0,2 | 0,3 | -0,1 | 1254  | -0,5 | 1392  |

**CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure**

|                 |                |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
|-----------------|----------------|-------|------|-------|-----|-----|------|-------|------|-------|
| <b>Etage 5</b>  | -0,0           | 1345  | -0,6 | 289   | 0,2 | 0,4 | -0,2 | 23097 | -0,9 | 4326  |
| <b>Etage 6</b>  | 0,0            | 1221  | -0,7 | 876   | 0,3 | 0,5 | -0,2 | 3234  | -1,1 | 4678  |
| <b>Etage 7</b>  | 0,0            | 2054  | -1,2 | 213   | 0,3 | 0,5 | -0,3 | 35986 | -1,4 | 4395  |
| <b>Etage 8</b>  | 0,0            | 2075  | -1,3 | 309   | 0,4 | 0,5 | -0,3 | 26098 | -1,6 | 4411  |
| <b>Etage 9</b>  | 0,0            | 2177  | -1,4 | 344   | 0,4 | 0,6 | -0,4 | 32187 | -1,8 | 4494  |
| <b>Terrasse</b> | 0,1            | 18895 | -1,5 | 361   | 0,2 | 0,2 | -0,1 | 42579 | -1,9 | 110   |
| <b>Cas 11</b>   | <b>0,8G+EX</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0            | 3185  | 0,0  | 1875  | 0,0 | 0,0 | 0,0  | 252   | -0,0 | 14096 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,1            | 711   | 0,0  | 1234  | 0,0 | 0,0 | 0,1  | 1375  | -0,0 | 17942 |
| <b>Etage 2</b>  | 0,2            | 152   | 0,0  | 7865  | 0,1 | 0,0 | 0,2  | 256   | 0,0  | 304   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,3            | 186   | 0,0  | 4532  | 0,1 | 0,0 | 0,4  | 879   | 0,0  | 2456  |
| <b>Etage 4</b>  | 0,4            | 69    | 0,1  | 576   | 0,1 | 0,1 | 0,6  | 576   | 0,0  | 5684  |
| <b>Etage 5</b>  | 0,5            | 2239  | 0,1  | 129   | 0,2 | 0,1 | 0,7  | 345   | 0,0  | 656   |
| <b>Etage 6</b>  | 0,7            | 4356  | 0,1  | 53    | 0,2 | 0,1 | 0,9  | 129   | 0,0  | 697   |
| <b>Etage 7</b>  | 0,9            | 8767  | 0,2  | 21    | 0,3 | 0,1 | 1,1  | 4985  | 0,0  | 788   |
| <b>Etage 8</b>  | 1,3            | 1454  | 0,2  | 4961  | 0,3 | 0,2 | 1,3  | 253   | 0,0  | 8709  |
| <b>Etage 9</b>  | 1,4            | 4568  | 0,2  | 97    | 0,3 | 0,2 | 1,6  | 8554  | 0,0  | 4321  |
| <b>Terrasse</b> | 1,6            | 1168  | 0,1  | 22    | 0,1 | 0,0 | 1,7  | 2458  | 0,1  | 1099  |
| <b>Cas 12</b>   | <b>0,8G-EX</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0            | 403   | 0,0  | 14994 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 90    | -0,0 | 14003 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0            | 24    | 0,0  | 10341 | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 54    | -0,0 | 14017 |
| <b>Etage 2</b>  | -0,1           | 961   | 0,0  | 6815  | 0,1 | 0,0 | -0,3 | 417   | -0,0 | 14122 |
| <b>Etage 3</b>  | -0,4           | 654   | 0,0  | 6778  | 0,1 | 0,0 | -0,7 | 1415  | -0,0 | 143   |
| <b>Etage 4</b>  | -0,6           | 17    | 0,0  | 7890  | 0,2 | 0,1 | -0,9 | 1297  | -0,0 | 521   |
| <b>Etage 5</b>  | -0,9           | 605   | 0,0  | 7897  | 0,2 | 0,1 | -1,2 | 657   | -0,0 | 678   |
| <b>Etage 6</b>  | -1,2           | 125   | 0,0  | 7934  | 0,3 | 0,1 | -1,3 | 577   | -0,1 | 783   |
| <b>Etage 7</b>  | -1,4           | 986   | 0,0  | 7966  | 0,3 | 0,1 | -1,6 | 543   | -0,1 | 801   |
| <b>Etage 8</b>  | -1,6           | 416   | 0,0  | 7979  | 0,3 | 0,1 | -1,7 | 789   | -0,1 | 818   |
| <b>Etage 9</b>  | -1,7           | 907   | 0,0  | 7983  | 0,2 | 0,1 | -1,9 | 824   | -0,1 | 821   |
| <b>Terrasse</b> | -1,9           | 1098  | 0,0  | 8002  | 0,2 | 0,0 | -2,1 | 918   | -0,0 | 1098  |
| <b>Cas 13</b>   | <b>0,8G+EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0            | 4073  | 0,0  | 9943  | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 18543 | -0,0 | 12008 |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0            | 424   | 0,1  | 1041  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 1456  | 0,1  | 424   |
| <b>Etage 2</b>  | 0,1            | 981   | 0,2  | 345   | 0,1 | 0,1 | 0,0  | 1492  | 0,1  | 109   |
| <b>Etage 3</b>  | 0,1            | 6654  | 0,3  | 748   | 0,1 | 0,1 | 0,0  | 1523  | 0,2  | 516   |
| <b>Etage 4</b>  | 0,1            | 1957  | 0,6  | 2373  | 0,1 | 0,2 | 0,0  | 1590  | 0,3  | 628   |
| <b>Etage 5</b>  | 0,2            | 6565  | 0,7  | 2388  | 0,2 | 0,2 | 0,0  | 3421  | 0,4  | 402   |
| <b>Etage 6</b>  | 0,2            | 12597 | 0,9  | 2401  | 0,2 | 0,2 | 0,0  | 3990  | 0,6  | 493   |
| <b>Etage 7</b>  | 0,2            | 9988  | 1,2  | 2456  | 0,2 | 0,3 | 0,0  | 9011  | 0,7  | 422   |
| <b>Etage 8</b>  | 0,3            | 4165  | 1,3  | 2678  | 0,3 | 0,3 | 0,0  | 9248  | 0,8  | 499   |
| <b>Etage 9</b>  | 0,3            | 9570  | 1,5  | 2770  | 0,4 | 0,3 | 0,0  | 14447 | 1,1  | 213   |
| <b>Terrasse</b> | 0,1            | 9492  | 1,6  | 567   | 0,1 | 0,2 | 0,1  | 21345 | 1,2  | 671   |
| <b>Cas 13</b>   | <b>0,8G-EY</b> |       |      |       |     |     |      |       |      |       |
| <b>RDC</b>      | 0,0            | 2201  | 0,0  | 12009 | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 232   | -0,0 | 233   |
| <b>Etage 1</b>  | 0,0            | 2374  | -0,1 | 32    | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 190   | -0,1 | 147   |

## CHAPITRE IV : Etude sismique de la structure

|                 |      |       |      |     |     |     |      |       |      |      |
|-----------------|------|-------|------|-----|-----|-----|------|-------|------|------|
| <b>Etage 2</b>  | -0,0 | 2443  | -0,2 | 56  | 0,0 | 0,2 | -0,0 | 401   | -0,2 | 409  |
| <b>Etage 3</b>  | -0,0 | 1976  | -0,3 | 178 | 0,1 | 0,2 | -0,1 | 17832 | -0,3 | 3398 |
| <b>Etage 4</b>  | -0,0 | 1988  | -0,5 | 33  | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 1254  | -0,5 | 1392 |
| <b>Etage 5</b>  | -0,0 | 1345  | -0,7 | 289 | 0,1 | 0,4 | -0,1 | 23097 | -0,7 | 4326 |
| <b>Etage 6</b>  | -0,0 | 1221  | -0,9 | 876 | 0,2 | 0,5 | -0,2 | 3234  | -0,8 | 4678 |
| <b>Etage 7</b>  | -0,0 | 2054  | -1,1 | 213 | 0,2 | 0,4 | -0,3 | 35986 | -1,1 | 4395 |
| <b>Etage 8</b>  | -0,0 | 2075  | -1,2 | 309 | 0,2 | 0,5 | -0,4 | 26098 | -1,2 | 4411 |
| <b>Etage 9</b>  | -0,0 | 2177  | -1,3 | 344 | 0,3 | 0,5 | -0,4 | 32187 | -1,3 | 4494 |
| <b>Terrasse</b> | 0,0  | 18895 | -1,4 | 361 | 0,2 | 0,1 | -0,1 | 42579 | -1,4 | 110  |

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée  $dU_x < 2.97\text{cm}$  et  $dU_y < 2.97\text{ cm}$

### **c-Vérification de L'excentricité accidentelle :**

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le RPA 99 / version 2003.

+0,05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique),

cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : accidentelle =  $0,05 \times L_x$

Sens Y : accidentelle =  $0,05 \times L_y$

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : la masse de l'élément i.

$X_i ; Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional

2017 a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-11 suivant :

**Tableau IV-5:**Caractéristiques massiques et géométriques de la tour.

|         |            | Centre de masse |        | Centre de torsion |        | Excentricité calculé |        | Excentricité théorique max |        |
|---------|------------|-----------------|--------|-------------------|--------|----------------------|--------|----------------------------|--------|
| niveaux | Masse (kg) | XG (m)          | YG (m) | XCR(m)            | YCR(m) | ex (m)               | ey (m) | exex (m)                   | ey (m) |
| RDC     | 674299,96  | 13,884          | 14,279 | 13,752            | 10,822 | 0,132                | 3,457  | 1,385                      | 1,41   |
| 1er     | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 2eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 3eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 4eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 5eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 6eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 7eme    | 410940,87  | 13,812          | 14,405 | 13,754            | 10,769 | 0,059                | 3,636  | 1,385                      | 1,41   |
| 8eme    | 404499,5   | 13,812          | 14,244 | 13,754            | 10,331 | 0,058                | 3,913  | 1,385                      | 1,41   |
| 9eme    | 12610,52   | 13,85           | 16,65  | 13,85             | 16,65  | 0                    | 0      | 0,265                      | 0,16   |

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité dans tout les étages ne dépassé pas  $0,05 \times L_i$  dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette condition vérifiée.

**V.1. Introduction :**

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. on a utilisé l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les voiles.

**V.2. Etude des poteaux:**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée. Les armatures seront calculées à l’état limité ultime « ELU » sous l’effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**Tableau V-1: caractéristiques mécanique des matériaux**

| situation    | Béton      |            |           | Acier      |          |         |
|--------------|------------|------------|-----------|------------|----------|---------|
|              | $\gamma_b$ | Fc28 (Mpa) | fbu (MPa) | $\gamma_s$ | Fe (MPa) | s (MPa) |
| durable      | 1.5        | 25         | 14.167    | 1.15       | 400      | 348     |
| Accidentelle | 1.15       | 25         | 18.48     | 1          | 400      | 400     |

**Combinaisons spécifiques de calcul :**

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91 révisée 99

- $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ..... (ELU)
- $G + Q$ ..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99 / version 2003

- $G + Q \pm 1,2 \times E$ .....(ACC)

**A-Calcul des armatures longitudinales:**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :

0,8% en zone II.

- Leur pourcentage maximal sera de

4% en zone courante.

5% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de :

$40 \Phi$  en zone II.

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone II.

### **B-Calcul des armatures transversales:**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) : Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule

$$\frac{At}{t} = \frac{pa \times vu}{h1 \times fe}$$

- Vu est l'effort tranchant de calcul.
- h1 hauteur totale de la section brute.
- fe contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- pa est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (RPA99 / version 2003 7.1); Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- \* dans la zone nodale:  $t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$  en zone II
- \* dans la zone courante:  $t \leq 15 \Phi$  en zone II où  $\Phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

### **V.2.2.Ferraillage des poteaux:**

Notre exemple de calcul sera un poteau  $40 \times 50 \text{ cm}^2$  qui se trouve aux RDC et 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages

on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

**Armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moment fléchissant My et Mz.

• ELU :

$$Nu(\min) = 101927.61 \text{ Kg}$$

$$My(\max) = 15894.56 \text{ Kg.m}$$

$$Mz(\max) = 17039.25 \text{ Kg.m}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d' = 65 - 2 \times d = 60 \text{ cm}$$

$$\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$ey = \frac{Mu}{Nu} = \frac{15894.56}{101927.61} = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$ex = \frac{17039.25}{101927.61} = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm.}$$

$$eay = e + h/2 - 2 \times d = 15 + 65/2 - 2 \times 2,5 = 42.50 \text{ cm}$$

$$eaz = e + h/2 - 2 \times d = 16 + 65/2 - 2 \times 2,5 = 43.50 \text{ cm}$$

**Moment fictive Ma :**

$$May = NU_{\min} \times eay = 101927.61 \times 0,425 = 43319.23 \text{ Kg.m}$$

$$Maz = NU_{\min} \times eaz = 101927.61 \times 0,435 = 44338.51 \text{ Kg.m}$$

**1 Moment ultime réduit :**

$$uz = \frac{Ma}{bxd^2xfbu} = \frac{43319.23}{650 \times 600^2 \times 14.20} = 0.130 < 0.392$$

La section est simplement armée donc  $A'u1 = 0$

$$uy = \frac{Ma}{bxd^2xfbu} = \frac{44338.51}{650 \times 600^2 \times 14.20} = 0.133 < 0.392$$

La section est simplement armée donc  $A'u1 = 0$

On  $y = z$  donc :  $As1 = As2$

**2 Section d'armature :**

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.179$$

$$Z = 60(1 - 0.4 \times 0.179) = 55.70 \text{ cm}$$

$$Ast = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{z} - Nu \right) = -6.41$$

**ACC**

$$Nu(\min) = 121350.39 \text{ Kg}$$

$$My(\max) = 23305.05 \text{ Kg.m}$$

$$Mz(\max) = 25219.54 \text{ Kg.m}$$

$$\sigma_{sc} = 400 \text{ MPa}$$

**Calcul de l'excentricité:**

$$ey = \frac{Mu}{Nu} = \frac{23305.05}{121350.39} = 0.19m = 19 \text{ cm}$$

$$ex = \frac{25219.54}{121350.39} = 0.21m = 21 \text{ cm.}$$

$$eay = e+h/2-2 \times d = 19 + 65/2 - 2 \times 2,5 = 46.50 \text{ cm}$$

$$eaz = e+h/2-2 \times d = 21 + 65/2 - 2 \times 2,5 = 48.50 \text{ cm}$$

**Moment fictive Ma :**

$$May = Numin \times eay = 121350.39 \times 0,465 = 56427.93 \text{ Kg.m}$$

$$Maz = Numin \times eaz = 121350.39 \times 0,485 = 58854.93 \text{ Kg.m}$$

**1 Moment ultime réduit :**

$$uZ = \frac{Ma}{bx d^2 x fbu} = \frac{56427.93}{650 \times 600^2 \times 14.20} = 0.169 < 0.392$$

La section est simplement armée donc A'u1 = 0

$$uy = \frac{Ma}{bx d^2 x fbu} = \frac{58854.93}{650 \times 600^2 \times 14.20} = 0.177 < 0.392$$

La section est simplement armée donc A'u1 = 0

On y = z donc : As1 = As2

**2 Section d'armature :**

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.245$$

$$Z = 60(1 - 0.4 \times 0.245) = 54.12 \text{ cm}$$

$$Ast = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{z} - Nu \right) = -3.92$$

**Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :**

$$Au(\min) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec : B : section de béton

$$P : \text{périmètre de la section en mètre} = (65+30) \times 2 = 190 \text{ cm}$$

$$Au(\min) = \max (0,2\% 30 \times 65 ; 4\% P)$$

$$Au(\min) = \max ( 3.9 ; 7,60) \text{ cm}^2$$

$$Au(\max) = 5\% B = 9.75 \text{ cm}^2$$

**Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :**

$$Au(\min) = 0,8\% B = 15.60 \text{ cm}^2$$

$$Au(\max) = 4\% B \text{ en zone courant.}$$

$$Au(\max) = 6\% B \text{ en zone de recouvrement.}$$

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

25cm en zone II

$\Phi_{\min} = 12\text{mm}$

Au (min) = max (3.9 : 7.60 : 9.75 : 15.60 ) = 15.60 cm<sup>2</sup>

Section appliquée On prend **4HA20+6HA14 = 21.81cm<sup>2</sup>**

**Armatures transversales :**

**Selon le BAEL 91 révisée 99 :**

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi \right) = \min \left( \frac{50}{35} ; \frac{30}{10} ; 2 \right) \rightarrow \Phi_t \leq 3 \text{ cm}$$

On adopte  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

**Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \quad \rightarrow \quad t \leq \text{Min} (10 \times 2.0 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \quad \rightarrow \quad t \leq 15 \times 2.0 = 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :  $t = 10 \text{ cm}$  dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courant.

**3-Recouvrement:**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 / version 2003 (page 61) est de :

$$40 \Phi \text{ en zone II. } \Phi = 20 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad L_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm ;}$$

alors on adopte :  $L_r = 80\text{cm}$

**Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) = \text{max} (340/6 ; 65 ; 30 ; 60\text{cm}) \rightarrow h' = 65\text{cm}$$

**V.2.3.Vérification de l'effort tranchant :**

V.2.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

$$\lambda: \text{L'élanement du poteau } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$$i: \text{Rayon de giration } \left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$$

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée

$B$  : Section du poteau.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V-2 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux**

| Niveau           | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | T <sub>u</sub><br>(kg) | $\tau_u$<br>(MPa) | $\lambda$ | $\rho_d$ | $\bar{\tau}_u^{\text{RPA}}$<br>(MPa) | $\bar{\tau}_u^{\text{BAEL}}$<br>(MPa) | Vérification |
|------------------|-------------------------------|------------------------|-------------------|-----------|----------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------|
| RDC              | 30×65                         | 8766                   | 0.449             | 27.48     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 1 <sup>er</sup>  | 30×65                         | 8766                   | 0.449             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 2 <sup>ème</sup> | 30×55                         | 5587                   | 0.338             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 3 <sup>ème</sup> | 30×55                         | 5587                   | 0.338             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 4 <sup>ème</sup> | 30×55                         | 5587                   | 0.338             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 5 <sup>ème</sup> | 30×45                         | 2903                   | 0.215             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 6 <sup>ème</sup> | 30×45                         | 2903                   | 0.215             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 7 <sup>ème</sup> | 30×45                         | 2903                   | 0.215             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 8 <sup>ème</sup> | 30×45                         | 2903                   | 0.215             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |
| 9 <sup>ème</sup> | 30×45                         | 2903                   | 0.215             | 24.71     | 0,075    | 1,875                                | 3.25                                  | OK           |

## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

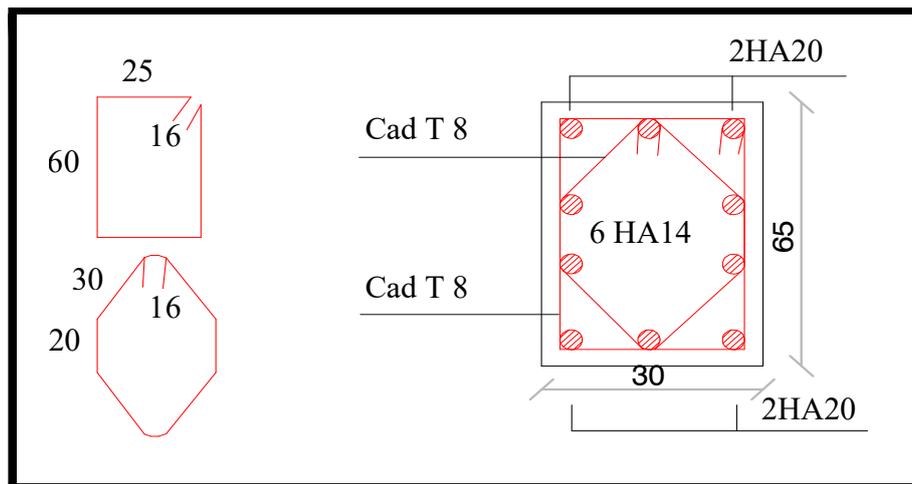
Les tableaux suivants résument les sections adoptées pour le ferrailage des poteaux des différents niveaux de la structure :

**Tableau V-3 : Résultats du ferrailage par niveau**

| étage            | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>minRPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé Robot</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage longitudinal    |             | Ferrailage transversal |         |    |
|------------------|----------------------------|--|---|----------------------------|-------------|------------------------|---------|----|
|                  |                            |  |   | Section (cm <sup>2</sup> ) | choix       | t (cm)                 | t' (cm) | At |
| RDC              | 30×65                      | 15.60                                  | 20,74   | 21.81                      | 4HA20+6HA14 | 10                     | 15      | Ø8 |
| 1 <sup>er</sup>  | 30×65                      | 15.60                                  | 20,74   | 21.81                      | 4HA20+6HA14 | 10                     | 15      | Ø8 |
| 2 <sup>ème</sup> | 30×55                      | 13.20                                  | 17,53   | 19.16                      | 8HA16+2HA14 | 10                     | 15      | Ø8 |
| 3 <sup>ème</sup> | 30×55                      | 13.20                                  | 17,53   | 19.16                      | 8HA16+2HA14 | 10                     | 15      | Ø8 |
| 4 <sup>ème</sup> | 30×55                      | 13.20                                  | 17,53   | 19.16                      | 8HA16+2HA14 | 10                     | 15      | Ø8 |
| 5 <sup>ème</sup> | 30×45                      | 10.80                                  | 15,08   | 15.39                      | 10HA14      | 10                     | 15      | Ø8 |
| 6 <sup>ème</sup> | 30×45                      | 10.80                                  | 15,08   | 15.39                      | 10HA14      | 10                     | 15      | Ø8 |
| 7 <sup>ème</sup> | 30×45                      | 10.80                                  | 15,08   | 15.39                      | 10HA14      | 10                     | 15      | Ø8 |
| 8 <sup>ème</sup> | 30×45                      | 10.80                                  | 15,08   | 15.39                      | 10HA14      | 10                     | 15      | Ø8 |
| 9 <sup>ème</sup> | 30×45                      | 10.80                                  | 15,08   | 15.39                      | 10HA14      | 10                     | 15      | Ø8 |

### Schémas de ferrailage des poteaux :

Les schémas de ferrailage des poteaux ainsi que les détails sur les armatures transversales sont présentés à travers la figure suivante :



**Figure V-1 : coupe de ferrailage des poteaux 30×65 cm**

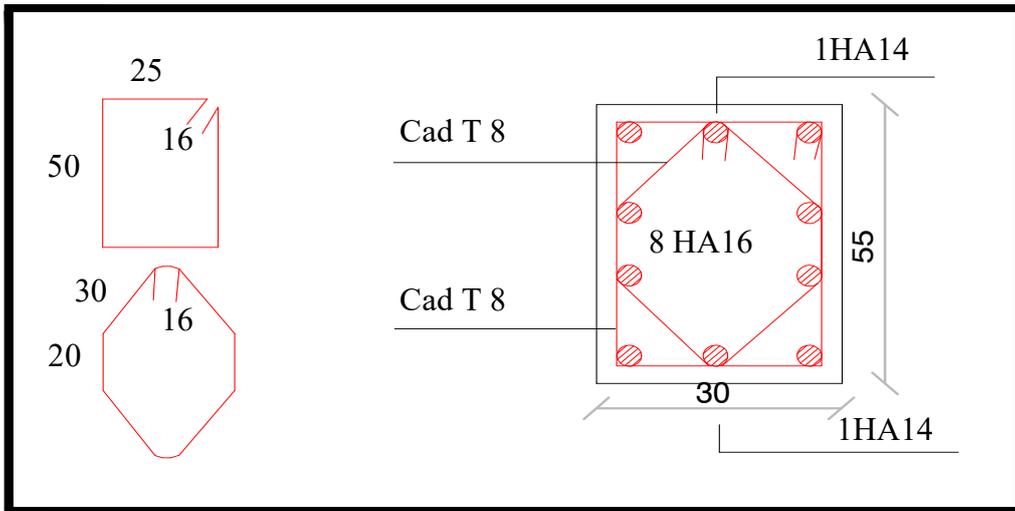


Figure V-2 : coupe de ferrailage des poteaux 30×55 cm<sup>2</sup>

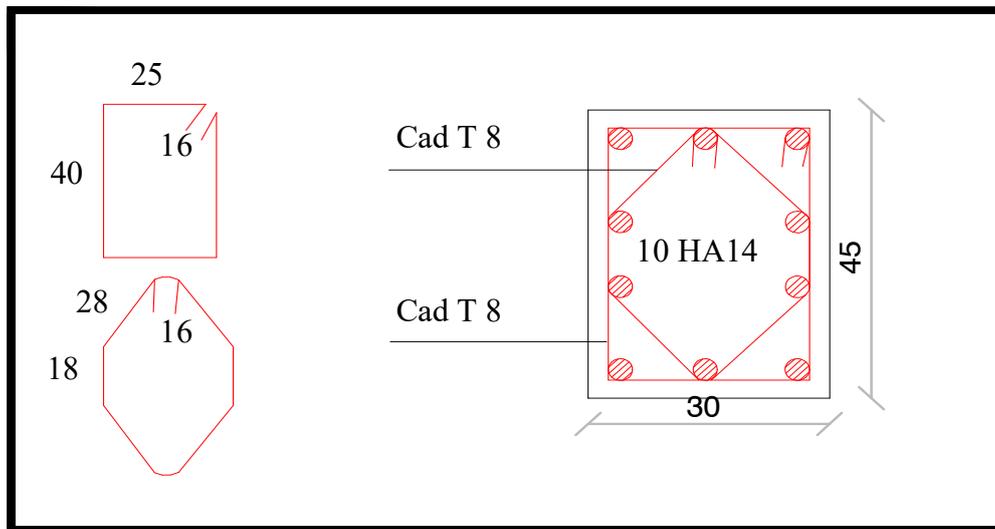


Figure V-3 : coupe de ferrailage des poteaux 30×45 cm<sup>2</sup>

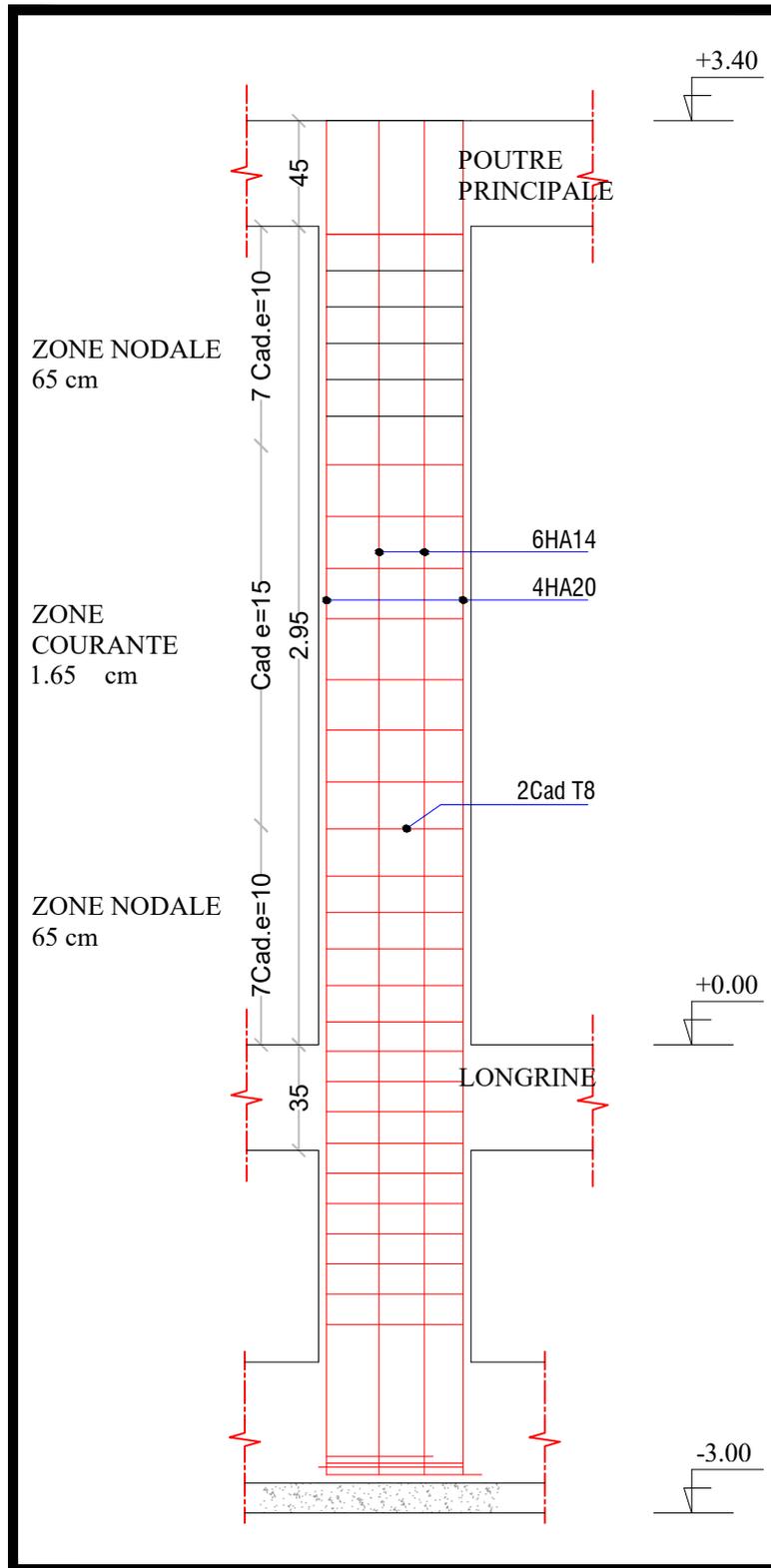


Figure V-4 : Coupe longitudinale du ferrailage des poteaux du rez-de-chaussée.

**V.3 .Etude des poutres :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du **BAEL 91** modifié 99, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Dans nos poutres il y'a des poutres continues qui ont dépassée 25 mètre donc selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.5.1)** il faut entrer le calcul d'effet de température.

Selon le **CBA 93 (Art A.3.1.3.3)** : - En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35oC et -15oC

- Pour les proche et le moyen Sud : +45oC et -20oC

- Pour l'extrême Sud : +50oC et -30oC

Pour notre cas On prend : +35oC et -15oC

\*Les combinaisons d'action sont les suivantes :

**V.3.1.La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :**

● 1,35G + 1,50Q.....(ELU)

● 1,35G+1,5T+Q.....(ELU)

● 1,35G + 1,50Q + 0,8T.....(ELU)

● G + Q .....(ELS)

● G + T + 0,77 Q.....(ELS)

● G + Q + 0,6 T.....(ELS)

**V.3.2.Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :**

Pour les poutres dans l'axe X :

● G + Q ± Ex

● 0,8G ± Ex Pour les poutres dans l'axe Y :

● G + Q ± Ey

● 0,8G ± Ey

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison ELS.

**V.3.3.Poutres principales : (30X45)**

**Tableau V.4:** Sollicitations agissantes sur les poutres principales.

| Niveaux         | ELU                      |                         | ELS                      |                         | ACC                      |                         |
|-----------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
|                 | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) |
| <b>Terrasse</b> | 4411.93                  | 5969.49                 | 2961.15                  | 3518.95                 | 4805.76                  | 6396.70                 |
| <b>EC</b>       | 7279.27                  | 9352.13                 | 5225.61                  | 6918.27                 | 7467.78                  | 9782.83                 |
| <b>RDC</b>      | 4768.19                  | 4886.21                 | 3063.66                  | 3139.15                 | 4986.41                  | 5935.62                 |

**Niveau EC :**

**Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h = 0,45 \text{ m}$  ;  $b = 0,30 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,40 \text{ m}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

**On a deux cas :**

**1-ELU :**

- **En travée :** 7279.27 Kg.m

$M_{ut} = 7279.27 \text{ Kg.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{7279.27 \times 10^4}{300 \times 14,20 \times (400)^2} = 0.106 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,106})$$

$$\alpha = 0,140$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \times (1 - 0,4 \times 0,140)$$

$$Z = 0,377 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7279.27 \times 10^4}{377 \times 348}$$

$$A_{st} = 5.54 \text{ cm}^2$$

- **En appuis :**

$M_{u \text{ app}} = 9352.13 \text{ Kg.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{9352.13 \times 10^4}{300 \times 14.20 \times (400)^2} = 0,137 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137})$$

$$\alpha = 0,184$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \times (1 - 0,4 \times 0,184)$$

$$Z = 0,370 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{9352.13 \times 10^4}{370 \times 348}$$

$$A_{st} = 7.26 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1.45$$

$A_{st} \text{ min} \geq 1,45 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée.**

**2-ACC :**

• **En travée :**

$$M_{ut} = 7467.78 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{7467.78 \times 10^4}{300 \times 14,20 \times (400)^2} = 0.109 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,109})$$

$$\alpha = 0,145$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \times (1 - 0,4 \times 0,145)$$

$$Z = 0,377 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{7467.78 \times 10^4}{377 \times 348}$$

$$A_{st} = 5.70 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{uapp} = 9782.83 \text{ Kg.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{9782.83 \times 10^4}{300 \times 14.20 \times (400)^2} = 0,143 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,143})$$

$$\alpha = 0,193$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \times (1 - 0,4 \times 0,193)$$

$$Z = 0,370 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{9782.83 \times 10^4}{370 \times 348}$$

$$A_{st} = 7.59 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

La section minimale :  $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,30 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1.45$

$A_{st} \min \geq 1,45 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée.**

**Finalemment :**

- $A_{st} = \max (5.54 ; 5.70 ) \rightarrow A_{st} = 5.70 \text{ cm}^2$

On adopte en travée : **6HA12** = 6.79 cm<sup>2</sup>

- $A_{app} = \max (7.26 ; 7.59) = \rightarrow A_{app} = 7.59 \text{ cm}^2$

On adopte en appui : **3HA14+3HA12** = 8.01 cm<sup>2</sup>

**Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

Car on a choisi : = **6HA12 + 3HA14 + 3HA12** = 14.80 cm<sup>2</sup> > 6,75 cm<sup>2</sup>..... **Condition vérifiée.**

**vérification des contraintes à l'ELS :**

• **En travée :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{7279.27}{5225.61} = 1.39$$

$$\frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **En appuis :**

$$\gamma = \frac{9352.13}{6918.27} = 1.35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{7845.16 \times 10}{300 \times 400} = 0.653 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles d'où :

$$\tau_u = 0.653 < \overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1,29 ; 1,60 ; 3)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{mm}$

**• Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

• Zone nodale  $St \leq \min ( h/4 ; 12 \phi_l ; 30 \text{cm} )$

$$St \leq \min (11.25; 19.20 ; 30 \text{cm})$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

• Zone courante :  $St \leq h/2 = 22,5 \text{cm}$  ; On prend :  $St = 10 \text{cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum

$$10\phi_t = 10 \times 1.40 = 14 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 15 \text{ cm.}$$

• Longueur de la zone nodale :

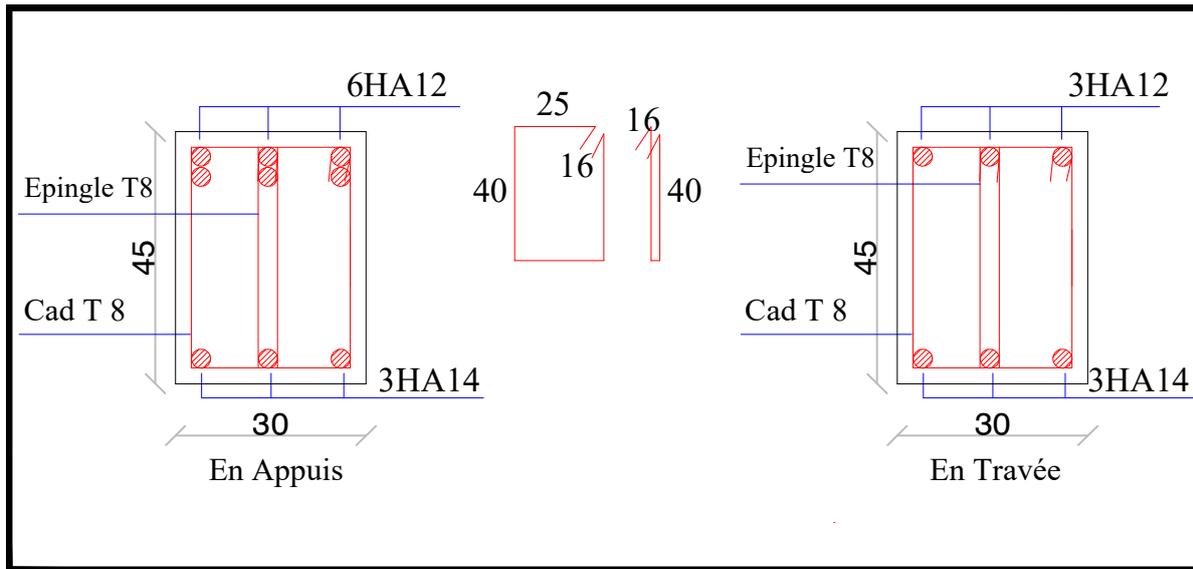
$$h' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$$

Les résultats de calcul de ferrailage des poutres principales résumés sur le tableau suivant :

**Tableau V-5 : Ferrailage des poutres principales (30X45).**

| Niveau           | Localisation | A cal<br>cm <sup>2</sup> | A min<br>cm <sup>2</sup> | Aadopt<br>cm <sup>2</sup> | Nombre<br>des<br>barres |
|------------------|--------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Terrasse         | Travée       | 4.96                     | 6,75                     | 4.62                      | 3HA14                   |
|                  | Appuis       | 6.36                     | 6,75                     | 6.79                      | 6HA12                   |
| ETAGE<br>COURANT | Travée       | 5.70                     | 6,75                     | 6.79                      | 6HA12                   |
|                  | Appuis       | 7.59                     | 6,75                     | 8.01                      | 3HA14+3HA12             |
| RDC              | Travée       | 3.73                     | 6,75                     | 4.62                      | 3HA14                   |
|                  | Appuis       | 4.59                     | 6,75                     | 6.79                      | 6HA12                   |

**Schémas de ferrailage des poutres principales (30x45) :**



**Figure V-5 : Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau de terrasse.**

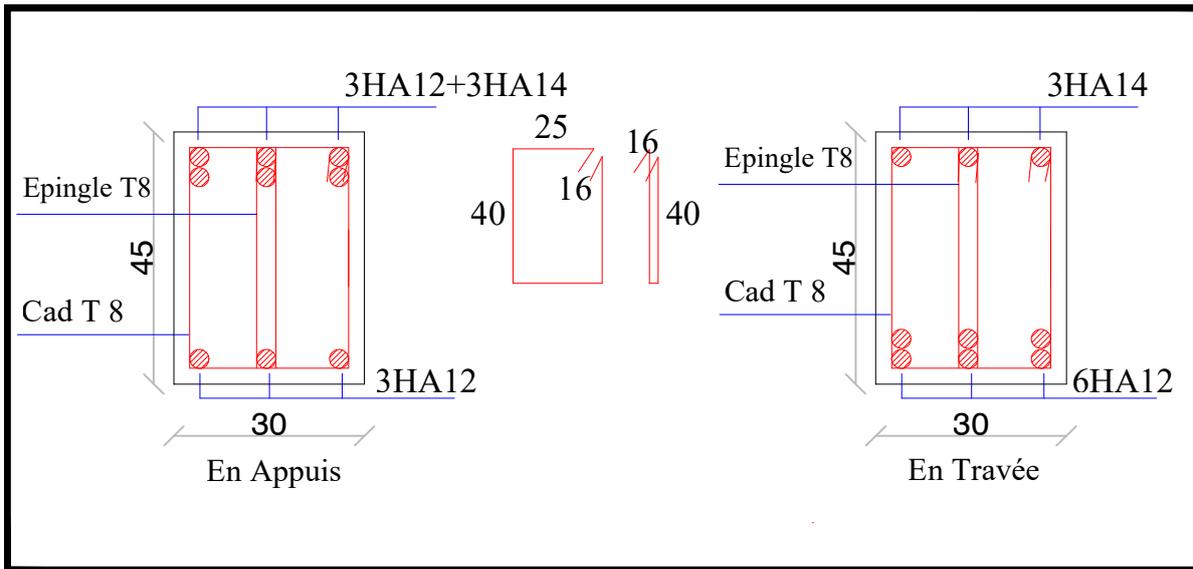


Figure V-6 : Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau étage courant

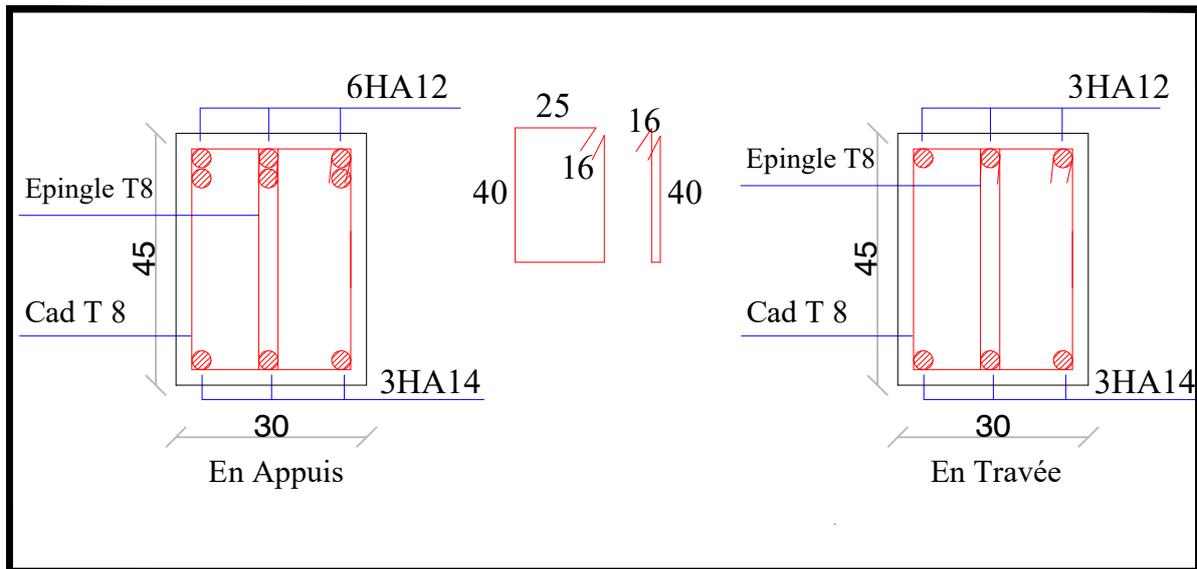


Figure V-7 : Schémas de ferrailage des poutres principales au niveau RDC

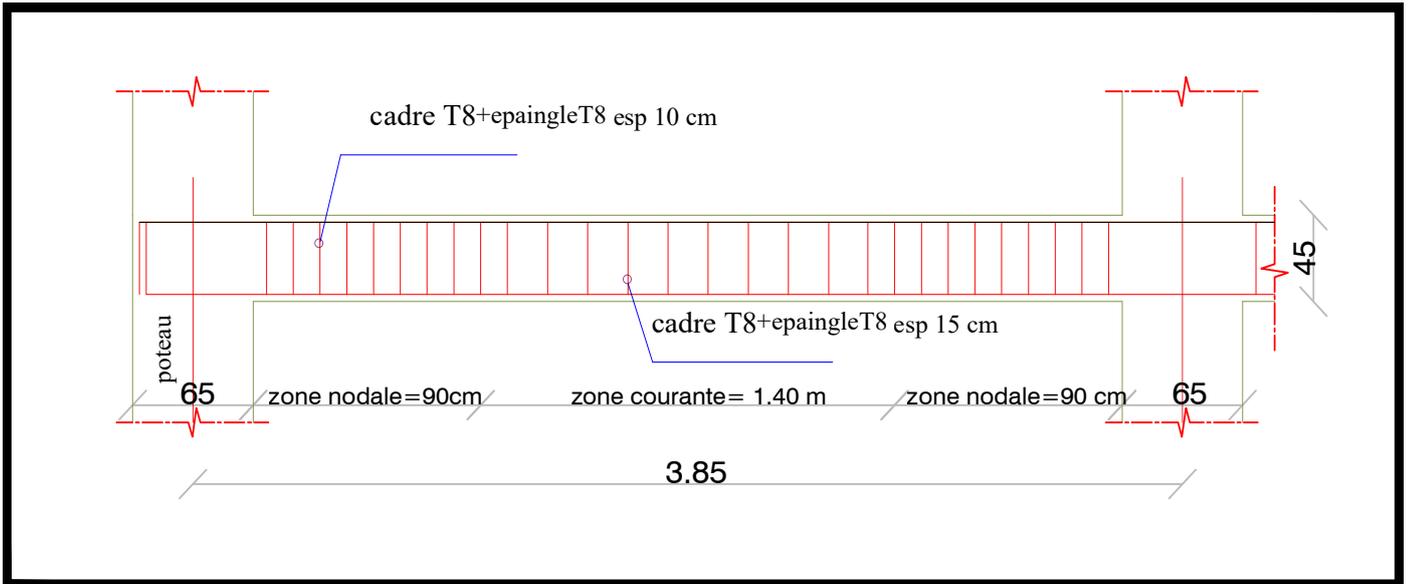


Figure V-8 : Exemple d'une coupe longitudinale du ferrailage des poutres principales EC.

**V.3.4. poutres secondaires(chainages 30x35 )**

Tableau V-6: Sollicitations agissantes sur les poutres secondaires

| Niveaux  | ELU                      |                         | ELS                      |                         | ACC                      |                         |
|----------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
|          | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) | <i>Mtravée</i><br>(kg.m) | <i>Mappui</i><br>(kg.m) |
| Terrasse | 4041.01                  | 5130.49                 | 2241.02                  | 3089.14                 | 3105.69                  | 4032.57                 |
| EC       | 5279.68                  | 6694.16                 | 3711.95                  | 5034.55                 | 4219.05                  | 6257.42                 |
| RDC      | 4203.33                  | 4367.09                 | 2293.43                  | 2112.32                 | 2495.30                  | 3942.82                 |

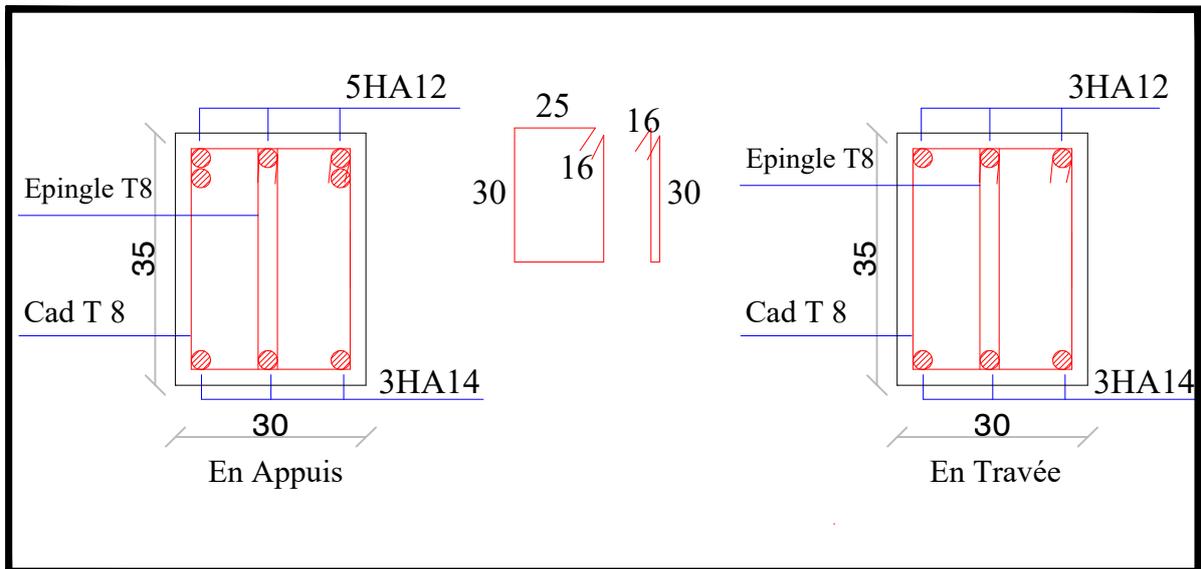
## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Les résultats de calcul de ferrailage des poutres principales résumés sur le tableau suivant :

**Tableau V-7 : Ferrailage des poutres secondaires (30X 35).**

| Niveau           | Localisation | A cal<br>cm <sup>2</sup> | A min<br>cm <sup>2</sup> | Aadopt<br>cm <sup>2</sup> | Nombre<br>des<br>barres |
|------------------|--------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Terrasse         | Travée       | 3.88                     | 5.25                     | 4.62                      | 3HA14                   |
|                  | Appuis       | 5.01                     | 5.25                     | 5.65                      | 5HA12                   |
| ETAGE<br>COURANT | Travée       | 5.16                     | 5.25                     | 5.65                      | 5HA12                   |
|                  | Appuis       | 6.77                     | 5.25                     | 6.79                      | 6HA12                   |
| RDC              | Travée       | 4.13                     | 5.25                     | 4.62                      | 3HA14                   |
|                  | Appuis       | 4.48                     | 5.25                     | 4.62                      | 3HA14                   |

Schémas de ferrailage des poutres secondaires (30x35) :



**Figure V-9 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau de terrasse.**

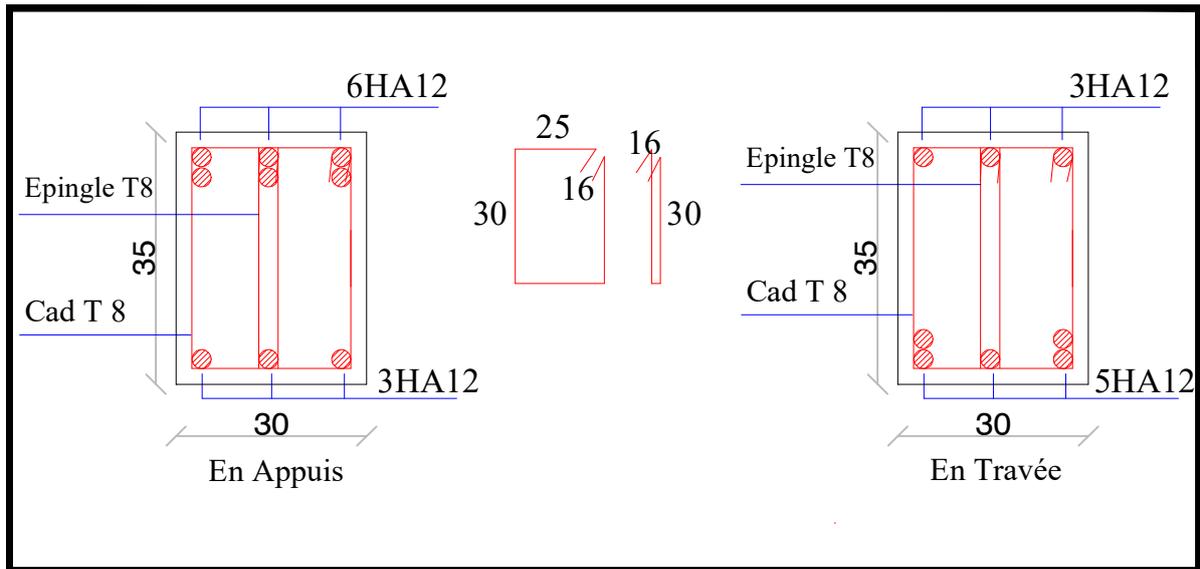


Figure V-10: Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau étage courant

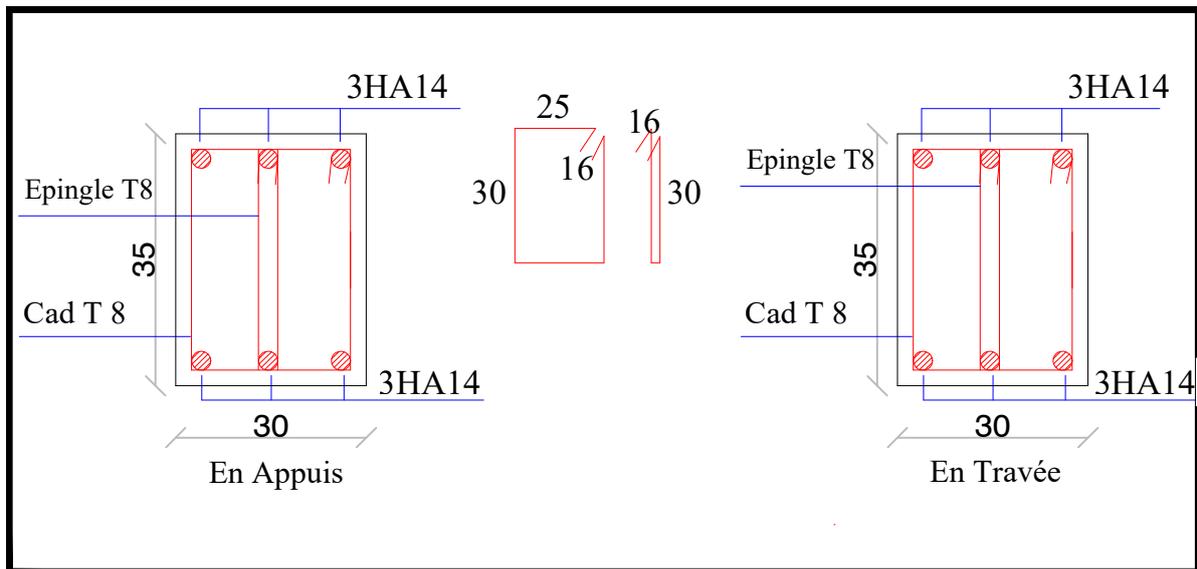


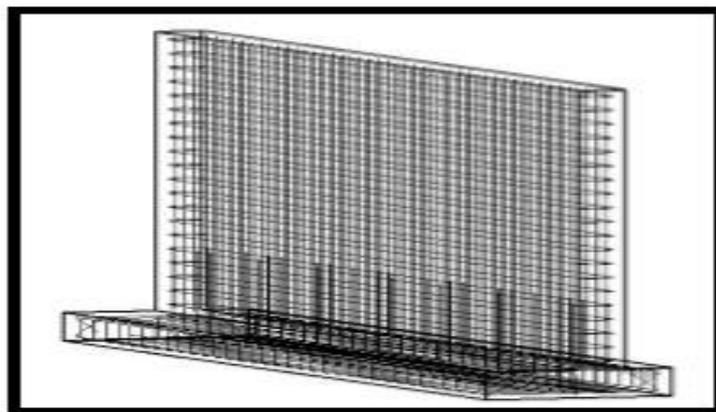
Figure V-11 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires au niveau étage courant

## V.4. Etude des voiles :

### V.4.1 Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées appliquées au niveau des différents planchers. Ainsi les voiles seront sollicités par un effort normal  $N$  de compression, un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant  $M$  dont la valeur atteint son maximum au niveau de la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, et leur ferrailage sera composé d'armatures verticales et horizontales et d'armatures transversales. L'article 3.4.A.1.a des règles parasismiques Algériennes R.P.A 2003 exige de placer des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant deux niveaux où bien 8m de hauteur en zone de forte sismicité. Raison pour laquelle la tour étudiée a été renforcée par des voiles porteurs dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. En effet l'ouvrage est prévu pour être implanté à Boumerdes qui est une région de très forte activité sismique. Dans ce cas le recours aux voiles comme éléments porteurs peut être très intéressant d'un point de vue comportement structurale. La présence des voiles en béton armé permet de :

Limiter les déformations latérales Protéger, grâce à leur rigidité, les éléments non structuraux et quelques poteaux existants Éviter la réalisation des nœuds des portiques qui posent toujours des difficultés. Le ferrailage des voiles est généralement constitué d'armatures longitudinales placées verticalement et horizontalement liées entre elles par des cadres et des épingles horizontaux. Un exemple de ferrailage type d'un voile en béton armé ainsi que sa semelle est présenté à travers le schéma suivant :



**Figure V-12 :** Exemple de ferrailage d'un voile et sa semelle.

**V.4.2.Méthode de calcul du ferrailage au niveau national :**

En Algérie c'est le document technique réglementaire BC-2.42 qui définit les règles de calcul applicables aux parois et murs en béton banché de tous bâtiments, quelle que soit la destination (bâtiments d'habitations, de bureaux, industriels, etc.). Le domaine de validité des règles est déterminé par les paramètres suivants :

1. L'épaisseur  $e$  du voile doit être au moins égale à 12cm. Cette condition est vérifiée puisque l'épaisseur de nos voiles est de 20cm
2. La longueur du voile doit être supérieure à 4 fois l'épaisseur (soit 80cm dans notre cas). La condition est vérifiée puisque la longueur maximale des voiles dans notre structure est de 480cm.
3. L'élançement mécanique ( $\lambda$ ) au plus égal à 80 :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

4. La résistance caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 60MPa. Dans notre projet :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} < 60 \text{ MPa}$

Les 4 conditions étant conditions vérifiées, on pourra donc déterminer les armatures des voiles à l'aide du D.T.R BC-2.42.

**V.4.3. Combinaisons d'actions :**

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après : La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/V2003 exige les combinaisons ci-dessus :

- Etat limite ultime :

Situation durable et transitoire :  $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle :  $G + Q \pm E$  ,  $0,8 \pm E$

- Etat limite de service :  $G + Q$

**●Etapes de calcul :**

Les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes : La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM) :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B : section de béton

V et V' : bras de levier du voile ( $V = V' = L$  voile 1 )

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué

I : l'inertie de voile  $I = bh^3 / 12$

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

**Section entièrement tendue (S.E.T) :**

Une section est dite entièrement tendue si « N » est un effort normal de traction et le centre de pression se trouve entre les armatures

$$N(t) = \left[ \frac{(\sigma_{\min} + \sigma_{\max})}{2} \right] L_t \cdot e$$

L<sub>t</sub> : longueur de la zone tendue = L

e : l'épaisseur du voile

**Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est dite partiellement comprimée si « N » est un effort de traction et le centre de pression se trouve en dehors des armatures.

$$N(t) = (\sigma_{\min} / 2) \cdot L_c \cdot e$$

$$L_t = \sigma_{\min} / (\sigma_{\min} + \sigma_{\max}) \cdot l$$

**Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

Une section est dite entièrement comprimée si « N » est un effort de compression.

$$N(t) = [(\sigma_{\min} + \sigma_{\max}) / 2] \cdot L_c \cdot e$$

L<sub>c</sub> : longueur de la zone comprimée = L

**V.4.4. Détermination des armatures :**

**a) Armatures verticales :**

-Recommandations de RPA 99 : (Art A-7-7-4-1) Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée. Ces armatures

doivent respecter les conditions suivantes : a) Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%. ( $A_{\min} > 0.2 \% \cdot B$ ) ...Art 7.7.4.1

b) L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15cm.

c) Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

**Recommandations de (BAEL91) :**

**Compression simple : (A.5.3.2.BAEL91)**

On doit vérifier :  $A_{\min} \leq A \leq A_{\max}$

Avec :

$$A_{\min} = \max (4\text{cm}^2/\text{ml} ; 0.2\% B)$$

$A_{\max} = 0.5\% B$  , B : section du béton.

$$A > 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

**Traction simple : (A.5.4.BAEL91)**

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \quad \text{avec: } B : \text{Section du béton.}$$

**- Calcul des armatures verticales :**

D'après le RPA 99 / version 2003 on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,2 \times 1,00 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**\*Le diamètre :**

$$D \leq 1/10 \times a$$

$$D \leq (1/10) \times 200 = 20\text{mm}$$

On adopte : D = 12 mm

**\*L'espacement:**

- Selon le **BAEL 91 révisée 99**, on a :  $St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33\text{cm}$$

- Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :  $St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min \{40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc :  $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm.

**- Calcul des armatures transversales :**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42** et le **BAEL 91 révisée 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de  $4/\text{m}^2$  au moins ; on prend donc  $4\text{Ø}6/\text{m}^2$ .

**- Disposition des armatures :**

● **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux

fois l'épaisseur du mur ni 33 cm Selon le **BAEL 91**, et selon **l'RPA 99 / version 2003** ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$  Condition vérifiée.

$L = 20 \text{ cm}$        $L/10 = 2,00 \text{ cm}$

**Longueur de recouvrement :**

40 Ø : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 Ø : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.5.Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Les Contraintes de cisaillement dans le béton est donnée comme suit :

**Selon RPA : (RPA 99/2003 Art 7.7.2)**

$$\tau_b = V / b.d. = 1,4.V_u / b.d. \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

**Selon le BAEL :**

$$\bar{\tau}_u = V / b*d \leq \tau_u = \min (0,2.f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile  $d = 0,9h$ .

h : hauteur totale de la section brute.

**b) Vérification des contraintes à l'ELS :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns}{B + 15A}$$

Avec :

B :section du béton.

A : section d'armatures.

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

Les résultats de calcul de ferrailage des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles V1 (L1 = 4,80m) :

## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

**Tableau V-8 : Les résultats ferrailage vertical des voiles des différents niveaux**

| voile :   | RDC     | 1er etage | 2eme etage | 3eme etage | 4eme etage | 5eme etage | 6eme etage | 7eme etage | 8eme etage | 9eme etage |
|---|---------|-----------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| <b>DONNEE</b>   |         |           |            |            |            |            |            |            |            |            |
| N (kn): Effort normal   | -87,38  | -88,37    | -81,63     | -75,77     | -61,00     | -50,25     | -39,49     | -28,76     | -26,09     | -27,06     |
| M(kn m): Moment de flexion                                      | -216,80 | -214,70   | -201,08    | -207,16    | -207,41    | -217,50    | -217,73    | -217,88    | -108,65    | -139,87    |
| T(kn):Effort tranchant  | 333,34  | 173,24    | -90,81     | -72,22     | -73,71     | -71,18     | -68,80     | -66,26     | -61,28     | -50,90     |
| L(m) : Longueur du voile  | 4,80    | 4,80      | 4,80       | 4,80       | 4,80       | 4,80       | 4,80       | 4,80       | 4,80       | 4,80       |
| e(m) :Epaisseur du voile  | 0,20    | 0,20      | 0,20       | 0,20       | 0,20       | 0,20       | 0,20       | 0,20       | 0,20       | 0,20       |
| Y(m) : Bras de levier   | 2,40    | 2,40      | 2,40       | 2,40       | 2,40       | 2,40       | 2,40       | 2,40       | 2,40       | 2,40       |
| A (m2) : Section du voile                                       | 0,96    | 0,96      | 0,96       | 0,96       | 0,96       | 0,96       | 0,96       | 0,96       | 0,96       | 0,96       |
| I(m4) : Inertie du voile  | 1,84    | 1,84      | 1,84       | 1,84       | 1,84       | 1,84       | 1,84       | 1,84       | 1,84       | 1,84       |
| <b>RESULTATS SECTION PARTIELLEMNT TENDUE (S.P.T) ou (S.P.C)</b> |         |           |            |            |            |            |            |            |            |            |
| Contrainte Traction $\sigma_1$ (MPa)                            | 0,19    | 0,19      | 0,18       | 0,19       | 0,21       | 0,23       | 0,24       | 0,25       | 0,11       | 0,15       |
| Contrainte compression $\sigma_2$ (MPa)                         | -0,37   | -0,37     | -0,35      | -0,35      | -0,33      | -0,34      | -0,32      | -0,31      | -0,17      | -0,21      |
| Longueur de la zone tendue " Lt(m)<br>" 1- Sig2/Sig1            | 1,63    | 1,61      | 1,62       | 1,70       | 1,84       | 1,96       | 2,05       | 2,15       | 1,94       | 2,03       |
| 2- $\sigma_1/\sigma_2$  | 3,17    | 3,19      | 3,18       | 3,10       | 2,96       | 2,84       | 2,75       | 2,65       | 2,86       | 2,77       |
| Effort de traction " Nt " (KN) $\sigma_1$                       | 31,10   | 30,18     | 28,65      | 32,40      | 37,90      | 45,17      | 49,73      | 54,47      | 22,16      | 31,23      |
| Effort de compression" Nt " (KN) $\sigma_2$                     | -118,48 | -118,55   | -110,28    | -108,17    | -98,90     | -95,42     | -89,22     | -83,23     | -48,25     | -58,29     |
| Section d'armature "As" (cm2) $\sigma_1$                        | 7,78    | 7,55      | 7,16       | 8,10       | 9,48       | 11,29      | 12,43      | 13,62      | 5,54       | 7,81       |
| Section d'armature "As" (cm2) $\sigma_2$                        | 29,62   | 29,64     | 27,57      | 27,04      | 24,73      | 23,85      | 22,30      | 20,81      | 12,06      | 14,57      |
| Section d'armature "Amin" (cm2) 1-<br>Amin = 0,002* a* L        | 19,20   | 19,20     | 19,20      | 19,20      | 19,20      | 19,20      | 19,20      | 19,20      | 19,20      | 19,20      |
| Section de reprise de bétonnage: Avj<br>(cm2)                   | 12,83   | 6,67      | 3,50       | 2,78       | 2,84       | 2,74       | 2,65       | 2,55       | 2,36       | 1,96       |

## CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

|   |                       |                       |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |                      |
|---|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| section totale: $1-A_s+A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> ) | 20,61                 | 14,22                 | 10,66                | 10,88                | 12,31                | 14,03                | 15,08                | 16,17                | 7,90                 | 9,77                 |
| $2-A_s+A_{vj}$ (cm <sup>2</sup> ) + $\sigma_2$    | 42,45                 | 36,31                 | 31,07                | 29,82                | 27,56                | 26,59                | 24,95                | 23,36                | 14,42                | 16,53                |
| $A_v$ adopté                                      | 43.12 cm <sup>2</sup> | 43.12 cm <sup>2</sup> | 31.64 cm             | 22.12 cm             | 22.12 cm             |
| choix   | 28HA14                | 28HA14                | 28HA12               | 28HA12               | 28HA12               | 28HA12               | 28HA12               | 28HA12               | 28HA10               | 28HA10               |
| $A_h=A_v / 2$                                     | 22.12cm <sup>2</sup>  | 22.12cm <sup>2</sup>  | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> | 22.12cm <sup>2</sup> |
|   | 28HA10                | 28HA10                | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               | 28HA10               |

d) Schémas des ferrailages :

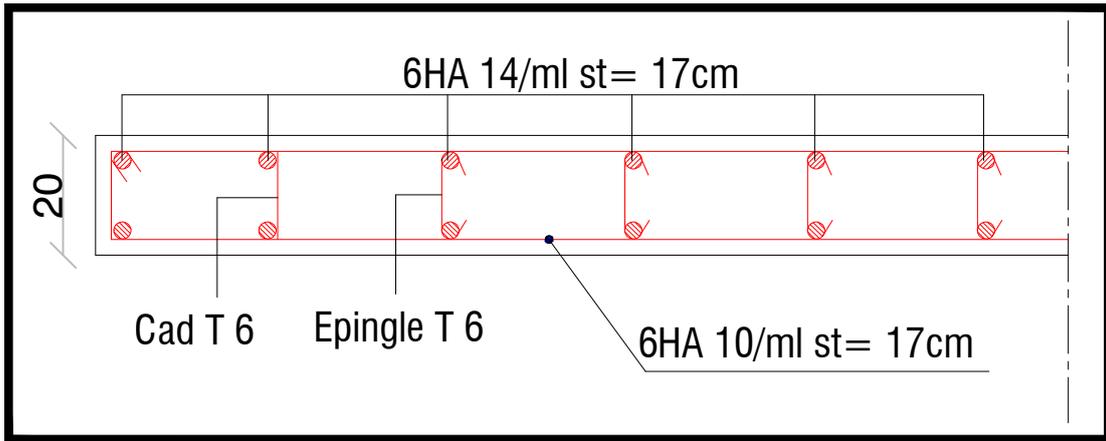


Figure V-13 : Schéma de ferrailage des voiles des niveaux RDC au 1er.

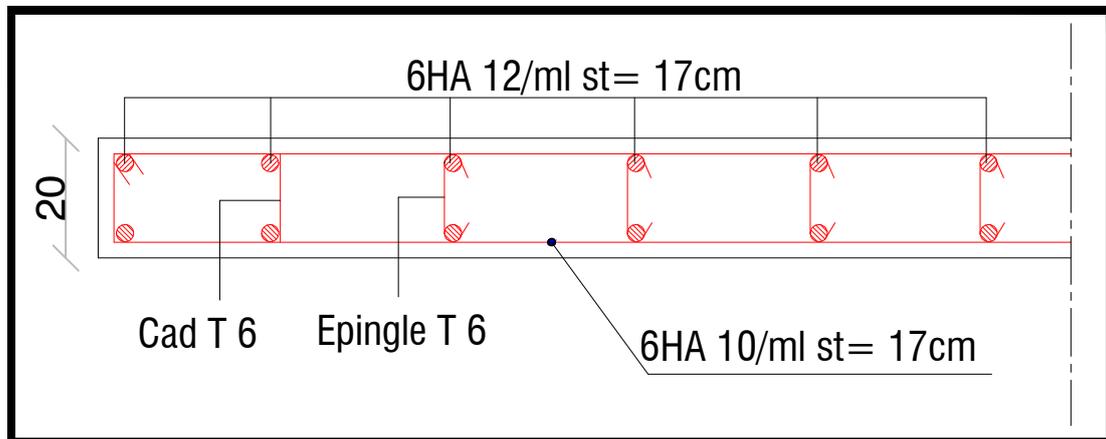


Figure V-14 : Schéma de ferrailage des voiles des niveaux 2ème au 7ème

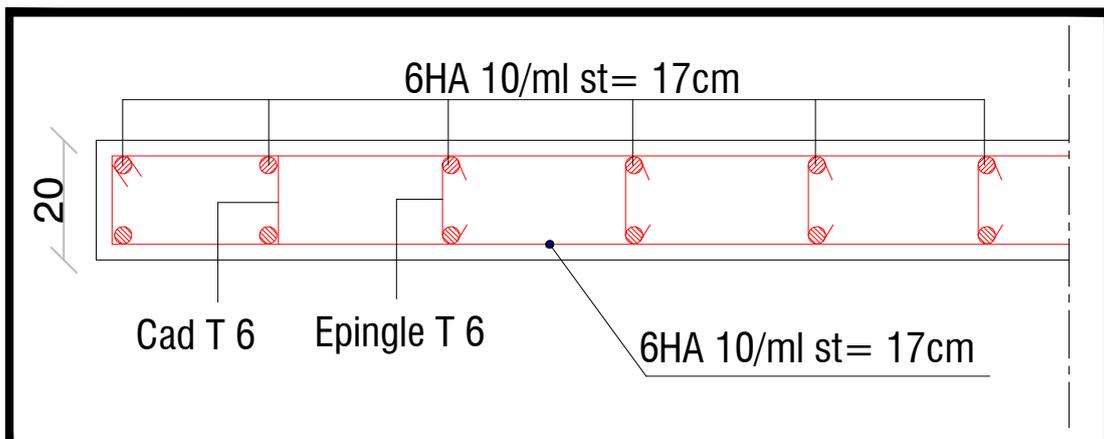
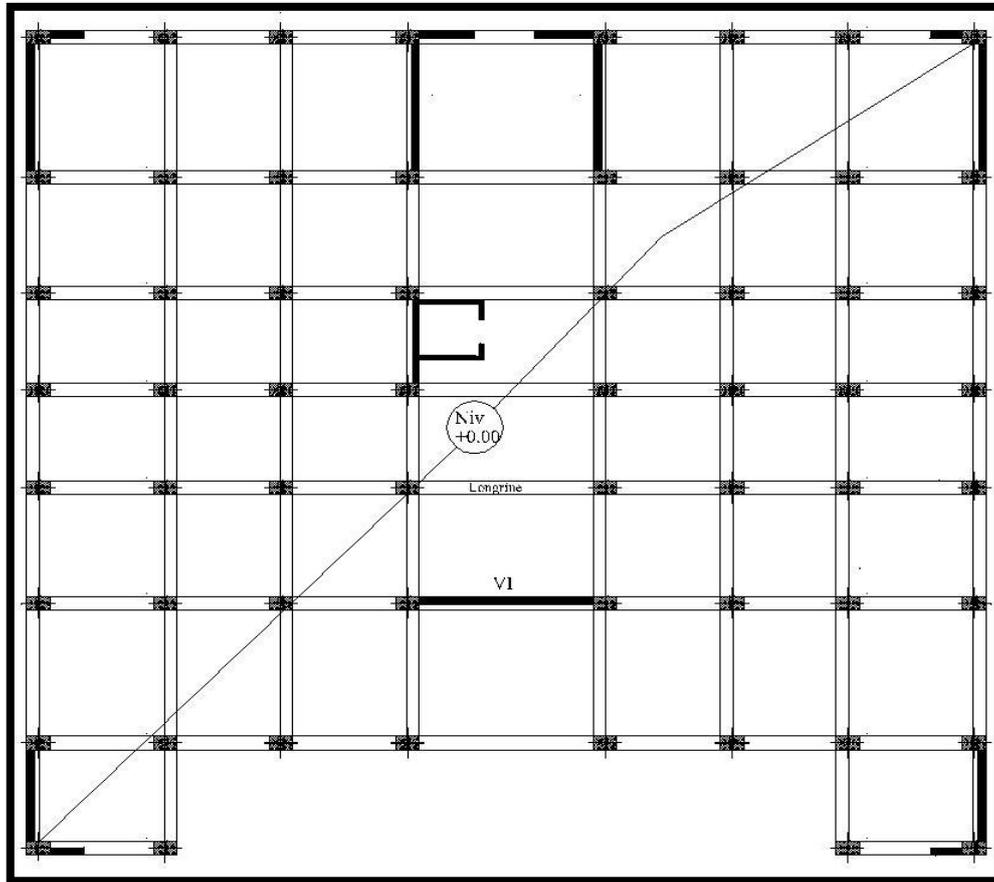


Figure V-15 : Schéma de ferrailage des voiles des niveaux 8ème au 9ème

Figure V-16: Plan de coffrage Niv 0.00



### **VI.1.Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

### **VI.2.Type de fondations :**

- ✓ Les deux types de fondations sont :
  - les fondations superficielles.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les semelles filantes.
- ✓ Radier générale.
  - les fondations profondes et spéciales.
- ✓ Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :  $H/L < 6$  ou  $H < 3$  m
- ✓ Avec H : profondeur de la fondation et L : largeur de la fondation.

### **VI.3.Contrainte admissible du sol :**

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- ✓ ● Poids spécifique du sol sec  $\gamma_d$ .
- ✓ ● Poids spécifique des grains  $\gamma_s$ .
- ✓ ● Cohésion non drainée  $C_u$ .
- ✓ ● Angle de frottement effectif  $\varphi$ . Pour notre projet = 2 bars.
- ✓ La profondeur de la fondation doit être supérieure à  $H/10$ .
- ✓ Avec : H : Hauteur totale du Tour  $H = 30.27$  m       $H/10 = 3,27$  m
- ✓ -Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de 3,30 m.

### **VI.4.Choix du type de fondation :**

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
  - Un radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.

- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Etude de l'infrastructure 2017

Page 126

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

### **Commentaire :**

Surface totale de la Tour à sa base : 928,852 m<sup>2</sup>

$S_s / S_b > 0,5$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour des semelles filantes ou un

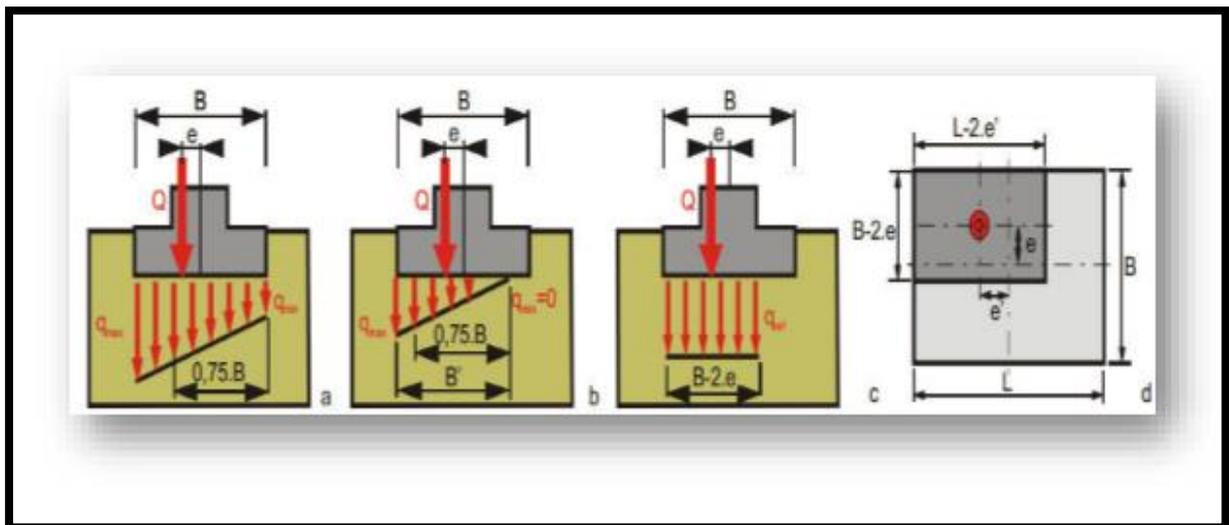
radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :  
L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.

La réduction des tassements différentiels.

La facilité de l'exécution.

### **VI.4.1. Calcul de la semelle isolée :**

#### **VI.4.1.1. Pré dimensionnement :**



**Figure VI-1:** Définition de la contrainte de référence pour un excentrement

### Semelle Isolée

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

1. ELU :  $N_{max} = 246373.35 \text{ Kg}$  ;  $M_{u \max} = 4187.97 \text{ Kg.m}$
2. ELS:  $N_{smax} = 476922.05 \text{ Kg}$  ;  $M_{smax} = 2757.71 \text{ Kg.m}$
3.  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 2 \text{ Kg/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$
4. Section de poteau :  $a=65 \text{ cm}$   $b=30 \text{ cm}$

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport

que : a et b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

A est déterminé par :  $S = A^2 \geq \frac{N_{ser}}{0.46 \times \sigma_{sol}}$

D'où  $A^2 \geq \frac{476922.05 \times 10}{460 \times 0.20}$

Où :  $A \geq 2.27 \text{ m}$

Chois  $A = 2.30 \text{ m}$

$B = 0.46 A = 1.20$

$H \geq \max(A/4 ; 5 \text{ cm} ; (B-b)/4) + 5 \text{ cm}$

$H \geq \max(57 \text{ cm} ; 5 \text{ cm} ; 27.5) = 57 \text{ cm}$

Donc  $H = 60 \text{ cm}$

La Section de la semelle est :  $2.30 \times 1.20 \times 0.60$

Remarque

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VI.4.2. Calcul de la semelle filante :

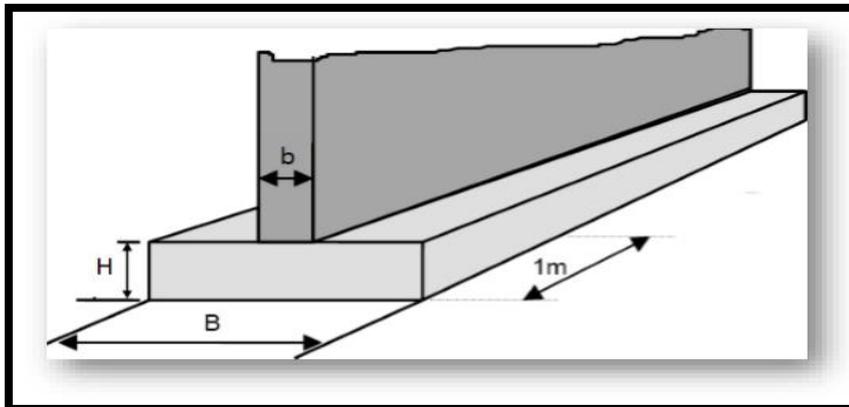


Figure VI-2 : Dimensions des semelles filantes.

**VI.4.2.1. Pré dimensionnement :**

$$= 2757.71 \text{ Kg.m} \quad 476922.05$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2757.71}{476922.05} = 0.0057$$

En prenant pour débiter :  $B = 3 \text{ m}$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0057}{3}\right) \frac{476922.05}{0.25} = 19.18 \text{ m} \quad \text{On adopte : } B = 19,20 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{19.20-0.60}{4} = 4.65 \text{ m.}$$

On choisit une hauteur totale :  $h = 50 \text{ cm}$

**Commentaire :**

Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général a fin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

**VI.4.3. Etude du radier général :**

**VI.4.3.1. Pré dimensionnement de radier général :**

**A- Epaisseur de Nervure du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réduction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

**Formule empirique :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h$  égale à :

$$h \geq L_{\max}/10 = 5.30/10 = 53 \text{ cm.}$$

Avec  $L_{\max}$  = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

**Condition de l'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\max} / \pi$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$L_{\max}$  : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

$E_{vj}$ : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E_{vj} 10819 \text{ MPa}$ ).

$b_1$ : Largeur de la 1ère type de nervure du radier = largeur du poteau+10cm= 65 + 10 = 75 cm.

I : Inertie de la section du radier. ( $I = b \times h \times r^3 / 12$ ).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40 \text{ MPa}$ ).

De la condition précédente, nous tirons h :

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{K}{E v_j}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 5.30\right)^4 \frac{40}{10819}} = 78.30 \text{ cm}$$

**Choix final** : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est  $hr = 110 \text{ cm}$  ;  $b = 75 \text{ cm}$ .

### **B- Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq L_{max} / 20 = 530 / 20 = 26.50 \text{ cm}$

Avec :  $L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

### **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 5.30 \text{ m} \quad 66.25 \text{ cm} \leq hr \leq 106 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de  $hd = 100 \text{ cm}$  pour la dalle du radier

### **C-calcul de surface minimale du radier :**

la surface du radier est déterminer en vérifiant la condition suivante :

$$(N_{ser}/S) \geq \sigma_{sol}$$

$$D'où : S \geq \frac{N}{\sigma_s} \quad N = G+Q = 47692.20 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{min} = 238.461 \text{ m}^2$$

L'emprise totale de bâtiment est de :  $238.461 \text{ m}^2$

$$S_{min} < S_{bat}$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

### **D- Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (hr/2, 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } D = 50 \text{ cm}$$

$$D'où : S_r = S_{BA} + D \times 2 \times (X+Y) = 803.14 + 0.50 \times 2 \times (28.45+28.23) = 859.79 \text{ m}^2$$

$S_r$  : Surface de radier.

$S$  : Surface totale de bâtiment.

$X$  : Longueur de bâtiment.

$Y$  : Largeur de bâtiment.

Alors la surface de radier est  $S_r = 859.79 \text{ m}^2 > S_{min} = 238.461 \text{ m}^2$  ok

**E-Vérification du radier :**

**1 -Vérification à l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :  $W \geq \alpha \gamma h Sr$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier =  $W_{bat} + W_{rad} = 62634.02 \text{ KN}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ )

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ )

h : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.00 + 0.50 = 1.50 \text{ m}$ )

Sr : Surface du radier ( $Sr = 859.79 \text{ m}^2$ )

$\alpha \gamma h Sr = 1.5 \times 10 \times 1.5 \times 859.79 = \text{Kg}$

$\alpha \gamma h Sr = 19345.27 \text{ Kg} < 62634.02 \text{ KN}$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

**2- vérification de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

la vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas : on a le voile (V1) de longueur 4.8 m

Nous devons vérifier :

$Nu \leq 0,045 \times uc \times fc28$

Nu : charge de calcul à l'ELU

$Nu = \frac{Nu}{L}$  avec  $L = 4.80 \text{ m}$

$Nu = 1,35G + 1,5Q$

$Nu = 64637.33 \text{ KN}$

$Nu/ml = 64637.33 / 4.8 = 13.46611 \text{ MN/ml}$ .

uc : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$uc = 2(a + b + 2hr)$

$uc = 6.4 \text{ m}$

$Nu \leq 0,045 \times uc \times hr \times fc28 = 79.2 \text{ MN/ml}$  (C.B.A art A.5.2.4.3)

$Nu/ml = 13.46611 \text{ MN} < Nu = 79.2 \text{ MN}$

**3-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u = Vu / (b \times d) \leq 0,05 fc28 = 1,25 \text{ MPa}$

V : L'effort tranchant ultime  $Vu = (qu \times L_{max}) / 2 = \frac{Nu \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

Avec :

$$N_u = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 47692,20 + 1,35 \times 21494,75 = 93402,38 \text{ KN}$$

$$N_u = 93402,38 \text{ KN}$$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m,  $L = 5,30 \text{ m}$

$$V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{93402,38 \times 1,1}{859,79} \times \frac{5,30}{2} = 0,287 \text{ m} < 1,25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

### **4-Vérification de la stabilité du radier au renversement :**

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques

(horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal  $N$  et le moment de renversement dû à l'action sismique  $>$  à 1,5.

#### **\*Calcul dû à l'effort normal :**

$$G + Q = 64461,8051 \text{ KN}$$

\*Les moments d'actions sismiques :

#### **● sens longitudinal :**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Rx} = 4187,97 \text{ KN.m}$$

les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 64461,8051 \times 32,91/2 = 1060719,003 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{stx}/M_{Rx} = 1060719,003 / 26908,259 = 39,420 > 1,5$$

#### **● sens transversal :**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{Ry} = 2757,71 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{sty} = 118806,690 \times 30,37/2 = 1804079,588 \text{ KN.m}$$

$$D'où : M_{sty}/M_{Rx} = 1804079,588 / 118806,690 = 15,185 > 1,5$$

**Finalemment** : Donc pas de risque de renversement.

### **5 -Caractéristiques géométriques du radier :**

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (28.45x28.23) m<sup>2</sup> avec un débordement de 50 cm, On doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier :

$$X_G = 13,884 \text{ m} \quad I_x = ((13,884 \times 2) \times (14,279 \times 2)^3)/12 = 53894,78 \text{ m}^4$$

$$Y_G = 14,279 \text{ m} \quad I_y = ((14,279 \times 2) \times (13,884 \times 2)^3)/12 = 50954.24 \text{ m}^4$$

**6-Calcul des contraintes sous fondation :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \pm \frac{M_r}{I}$$

M R : Moment fléchissant dû au séisme.

Ns : Effort dû à G + Q.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne de la charge répartie par unité de surface.

On doit vérifier :

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,3 \times \sigma_{sol}$$

Avec :  $\sigma_m = 1,3 \times \sigma_{sol} = 1,3 \times 20 = 26 \text{ t/m}^2$

**\*Sens transversal :**

On adopte une dalle de propreté sous le radier général d'épaisseur 10 cm.

$$N_s = 47692.20 + \text{Poids propre du radier} + \text{Poids propre de la dalle de propreté} = 47692.20 + 21494.75 + 859.79 \times 0.1 \times 25 = 71336.42 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = 71336.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} + \frac{M_{rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{71336.42}{859.79} + \frac{4187.97}{50954.24} \times 14.279 = 84.14 \text{ K/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{max}}{S_{rad}} - \frac{M_{rx}}{I_y} \times Y_G = \frac{71336.42}{859.79} - \frac{4187.97}{50954.24} \times 14.279 = 81.79 \text{ K/m}^2$$

$$\sigma_m + \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 84.14 + 81.79}{4} = 83.55 \text{ K/m}^2 < 1,3 \sigma_{sol} = 260 \text{ K/m}^2$$

**\*Sens longitudinal :**

$$\sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + \frac{M_{ry}}{I_x} \times X_G = \frac{71336.42}{859.79} + \frac{2757.71}{53894.78} \times 13,884 = 83.72 \text{ K/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} - \frac{M_{ry}}{I_x} \times X_G = \frac{71336.42}{859.79} - \frac{2757.71}{53894.78} \times 13,884 = 82.21 \text{ K/m}^2$$

$$\sigma_m + \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 83.72 + 82.21}{4} = 83.09 \text{ K/m}^2 < 1,3 \sigma_{sol} = 260 \text{ K/m}^2$$

**.Vérification de la contrainte du sol :**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = U_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{Fz}{Sr}$$

Avec :

$U_{zmax}$ : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures

**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

$$U_{zmax} = 1 \times 10^{-3} \text{ m}$$

K : le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 30000 \text{ KN/m}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

F z: réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le logiciel de calcul des structures:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$F_z = 52561,18 + 1 \times 859,79 \times 25 = 74055,93 \text{ kN.}$$

S r : Surface du radier.

$$S_r = 859,79 \text{ m}^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K = 0,001 \times 30000 = 30 \text{ KN/m}^2 = 0,30 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 0,30 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{52561,18 + 0,1 \times 859,79 \times 25}{859,79} = 63,63 \text{ KN/m}^2 = 0,63 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 0,63 \text{ bar} \leq \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

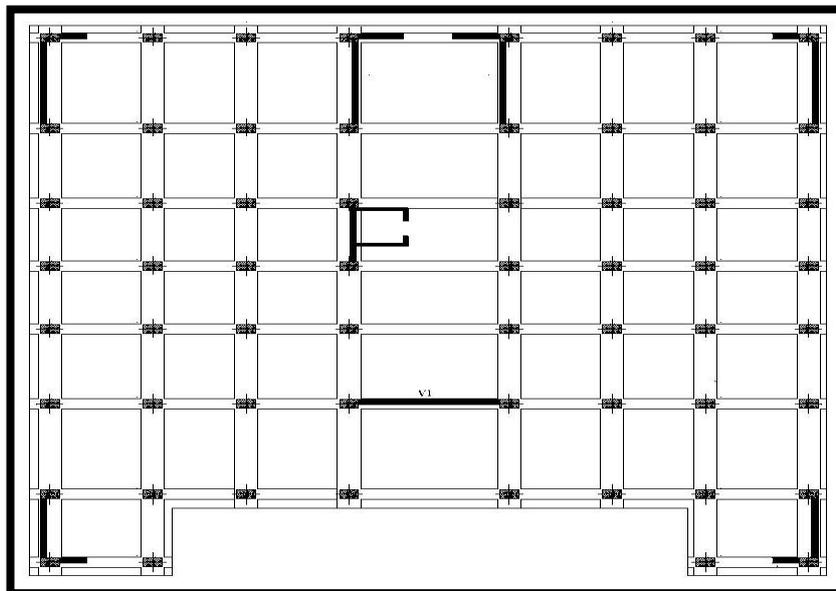


Figure VI-3: Plan de coffrage de radier.

**VI.4.3.2. Ferrailage du radier :**

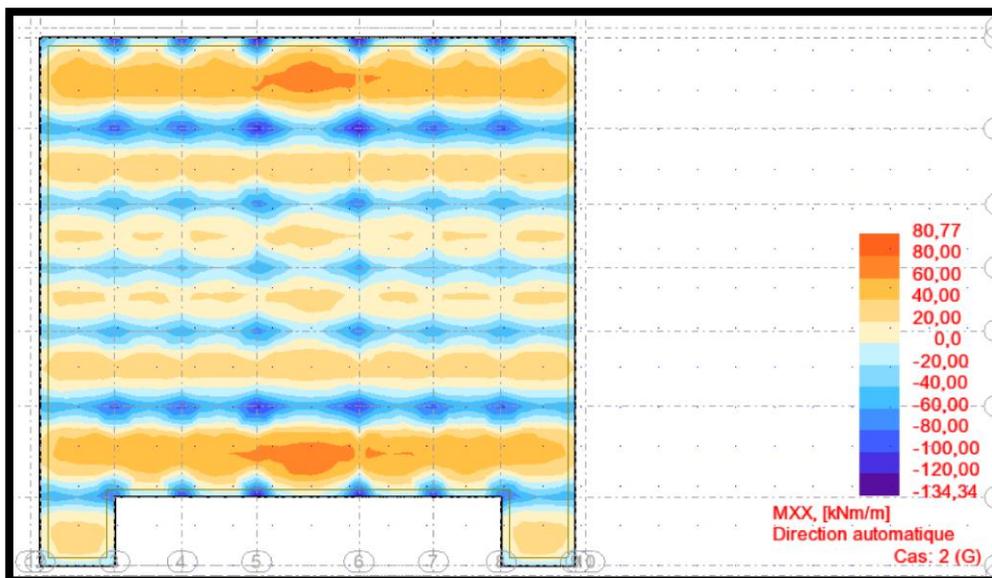
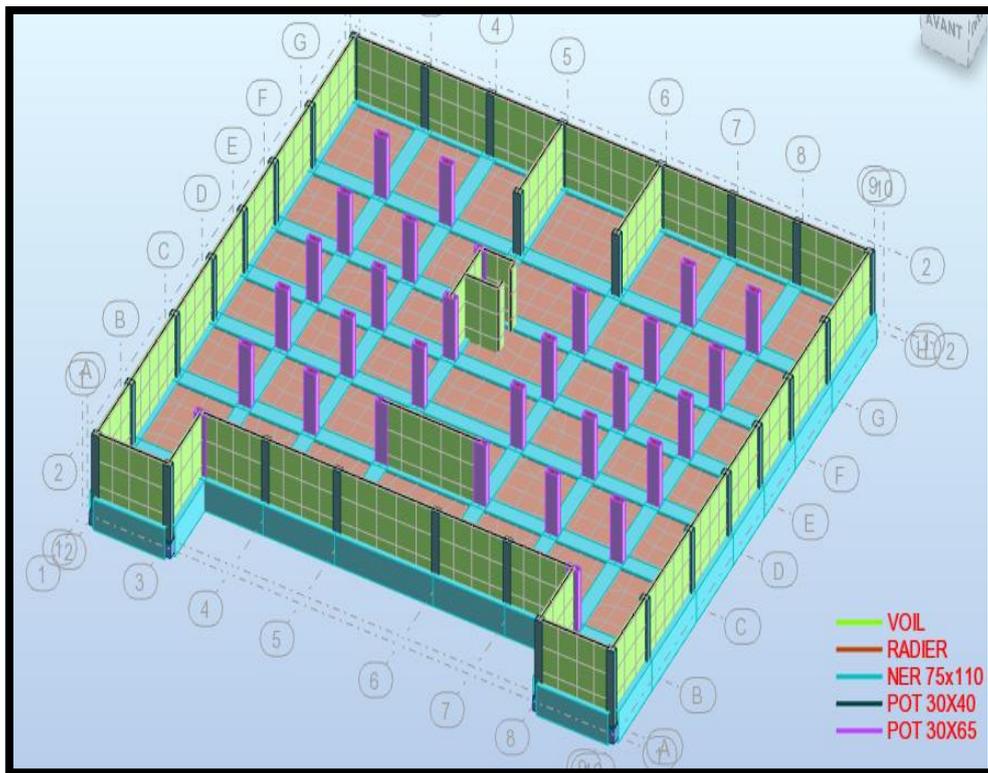


Figure VI-4: différentes sollicitations agissantes aux radier Moment:  $M_{xx}$  «ELU»

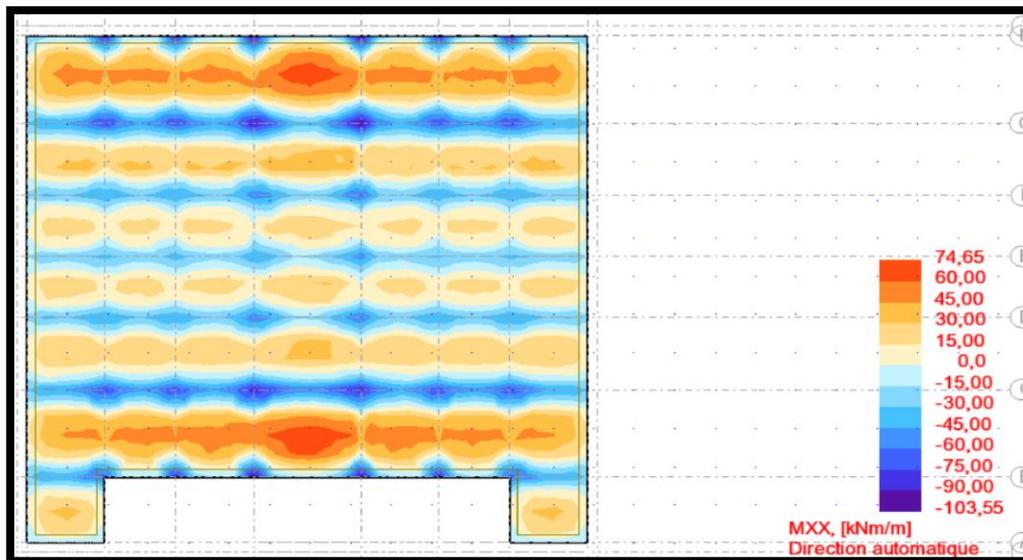


Figure VI-5: différentes sollicitations agissantes aux radier Moment: M yy «ELU»

**A-Calcul de Ferrailage de la dalle radier :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 1,00×1,00 »m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

**•Calcul de ferrailage en travée à l'ELU :**

\* Ferrailage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{80,77 \times 10^6}{1000 \times 14,20 \times (900)^2} = 0,007 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007})$$

$$\alpha = 0,008$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,008)$$

$$Z = 0,897 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{80,77 \times 10^6}{897 \times 348}$$

$$A_{st} = 2,58 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA14** de section 7.70 cm<sup>2</sup>/ml.

\* Ferrailage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{74,65 \times 10^6}{1000 \times 14,20 \times (900)^2} = 0,006 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006})$$

$$\alpha = 0,007$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,007)$$

$$Z = 0,897 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{74.65 \times 10^6}{897 \times 348}$$

$$A_{st} = 2.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA14** de section 7.70 cm<sup>2</sup>/ml.

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq (0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}) = 0,23 \times 1000 \times 900 \times \frac{2,1}{400} = 10.86 \text{ cm}^2$$

Donc : 07.70 + 7,70 = 15.40 cm<sup>2</sup> ≥ 10.86cm..... **Condition vérifiée.**

**\*Vérification à l'ELS :**

• Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;

**En travée LX :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{80.77}{48.92} = 1.651$$

$$\frac{1.651-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.575$$

0,236 ≤ 0.575 ..... **Condition vérifiée.**

**En travée LY :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{74.65}{41.33} = 1.80$$

$$\frac{1.80-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.65$$

0,236 ≤ 0.65..... **Condition vérifiée.**

**•Calcul de ferrailage en appuis à l'ELU :**

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis :

\* Ferrailage suivant Lx :  $M_{u\max} = 198.45 \text{ KN m}$

$$\mu_u = 0,017 \quad \alpha = 0,021$$

$$Z = 0,892 \quad A_{st} = 6.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA16** de section 10.05 cm<sup>2</sup>/ml.

\* Ferrailage suivant Ly :  $M_{umax} = 225.73 \text{ KN m}$

$$\mu u = 0,019 \quad \alpha = 0,023$$

$$Z = 0,891 \quad A_{st} = 7.28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA16** de section 10.05 cm<sup>2</sup>/ml.

**●Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq (0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}) = 0,23 \times 1000 \times 900 \times \frac{2,1}{400} = 10.86 \text{ cm}^2$$

Donc :  $10.05 + 10.05 = 20.10 \text{ cm}^2 \geq 10.86 \text{ cm}^2$ ..... **Condition vérifiée.**

**\*Vérification à l'ELS :**

● Il faut vérifiée que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;

**En travée LX :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{198.45}{113.87} = 1.742$$

$$\frac{1.742-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.621$$

$0,236 \leq 0.621$ ..... **Condition vérifiée.**

**En travée LY :**

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{225.73}{163.21} = 1.38$$

$$\frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$0,236 \leq 0.44$ ..... **Condition vérifiée.**

**B-Calcul de Ferrailage de nervure :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante :

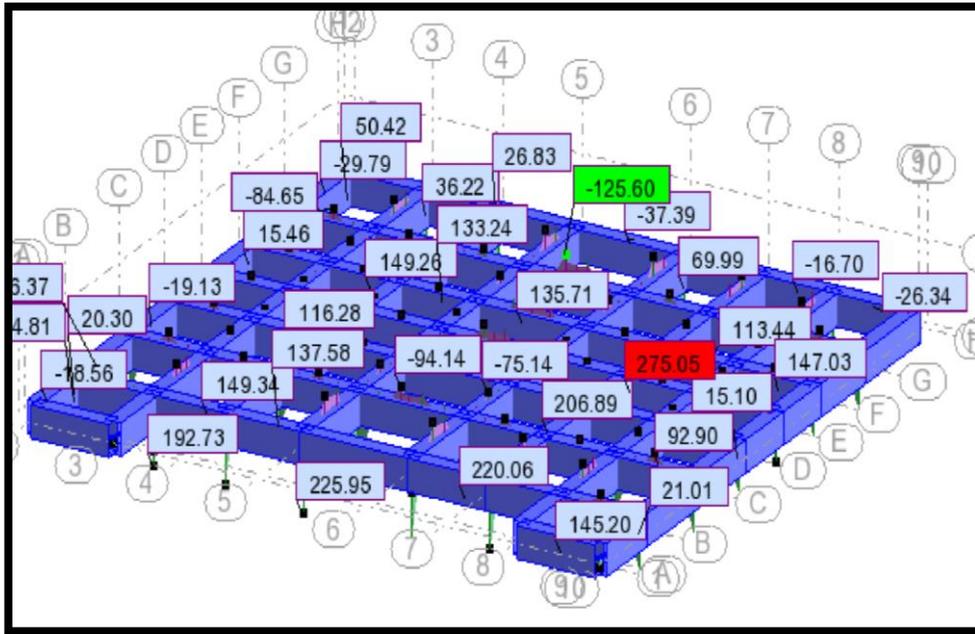


Figure VI-6 : exemple des diagrammes des moments agissants aux niveaux des nervures

**1-Ferrailage longitudinal:**

**ELU :**

**\*En travée :**

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 125.60 \text{ KN.m}$ .

$$-M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

On a:  $b = 0,75 \text{ m}$ ;  $h_0 = 1,10 \text{ m}$ ;  $d = 0,9 \times h = 0.99 \text{ m}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$ .

$$\Rightarrow M_t = 0,75 \times 1,10 \times 14,20 \times (0.99 - 1,10/2) = 5154.6 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$ : l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{125.60 \times 10^6}{750 \times 14,20 \times (990)^2} = 0.012 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012})$$

$$\alpha = 0,015$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,99 \times (1 - 0,4 \times 0,015)$$

$$Z = 0,984 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{125.60 \times 10^6}{984 \times 348}$$

$$A_{st} = 3.66 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA14** de section 12.32 cm<sup>2</sup>/ml.

**\*En appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{275.05 \times 10^6}{750 \times 14,20 \times (990)^2} = 0.02 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02})$$

$$\alpha = 0,025$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,99 \times (1 - 0,4 \times 0,025)$$

$$Z = 0,980 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{275.05 \times 10^6}{980 \times 348}$$

$$A_{st} = 8.06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA20+6HA16** de section 24.62 cm<sup>2</sup>/ml.

On adopte aussi 6×HA12 de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

**Condition de non fragilité :**

$$\text{La section minimale : } A_{st \min} \geq (0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}) = 0,23 \times 750 \times 990 \times \frac{2,1}{400} = 8.96 \text{ cm}^2$$

Donc : 12.32 + 24.62 = 36.94 cm<sup>2</sup> ≥ 8.96 cm<sup>2</sup>..... **Condition vérifiée.**

Car on a choisi : **4×HA20+6HA16 + 8×HA14 + 6×HA12 = 43.74 cm<sup>2</sup>.**

**Condition du RPA 99 / version 2003**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 75 \times 110 = 41.25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : **4×HA20+6HA16 + 8×HA14 + 6×HA12 = 43.74 cm<sup>2</sup>.**

**\*ELS**

● **En travée**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{125.60}{76.21} = 1.64$$

$$\frac{1.64 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.57$$

0,236 ≤ 0,57..... **Condition vérifiée.**

● **En appuis :**

$$\gamma = \frac{275.05}{144.89} = 1.89$$

$$\frac{1.89-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.695$$

0,236 ≤ 0,695..... **Condition vérifiée.**

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .

**Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{934.08 \times 10}{750 \times 990} = 0.012 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles d'où :

$$\tau_u = 0.0125 < \overline{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**2-Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (3.14 ; 1.60 ; 2.14)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

**●Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

● Zone nodale  $St \leq \min ( h/4 ; 12 \phi_l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min (27.50; 12 \phi_l ; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

● Zone courante :  $St \leq h/2 = 55 \text{ cm}$  ; On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum

$$10\phi_t = 10 \times 1.60 = 16 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } 15 \text{ cm.}$$

● Longueur de la zone nodale :

$$h' = 2 \times 110 = 220 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)}$$

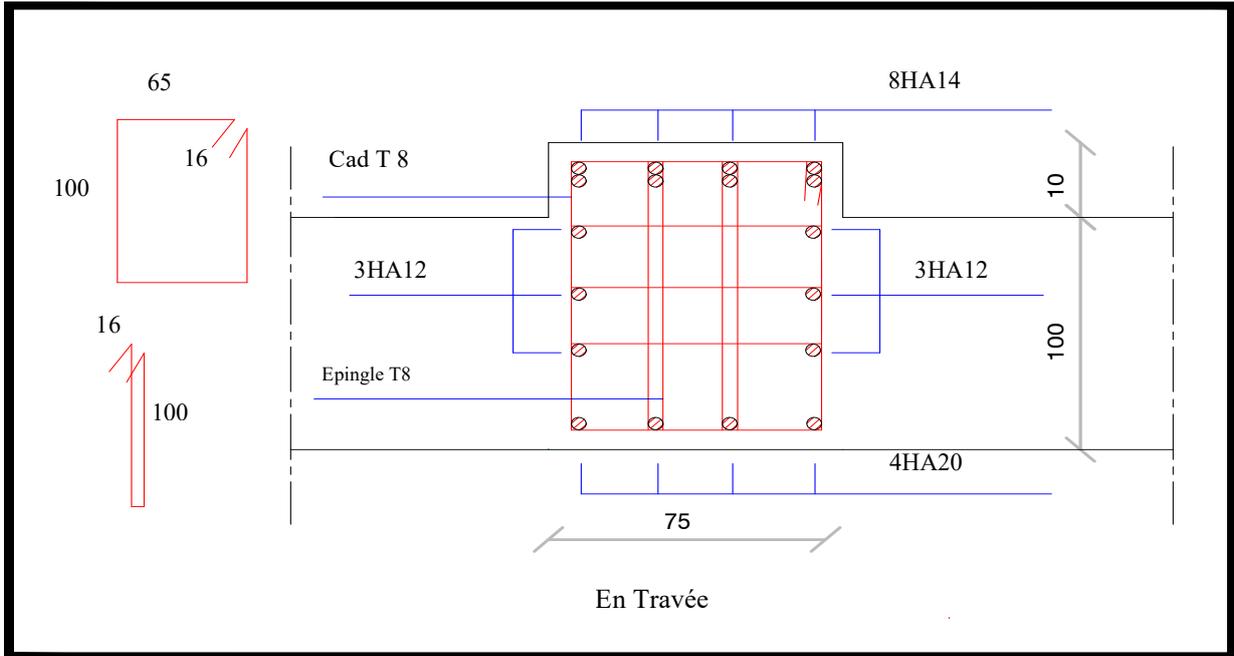


Figure VI-7: coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée

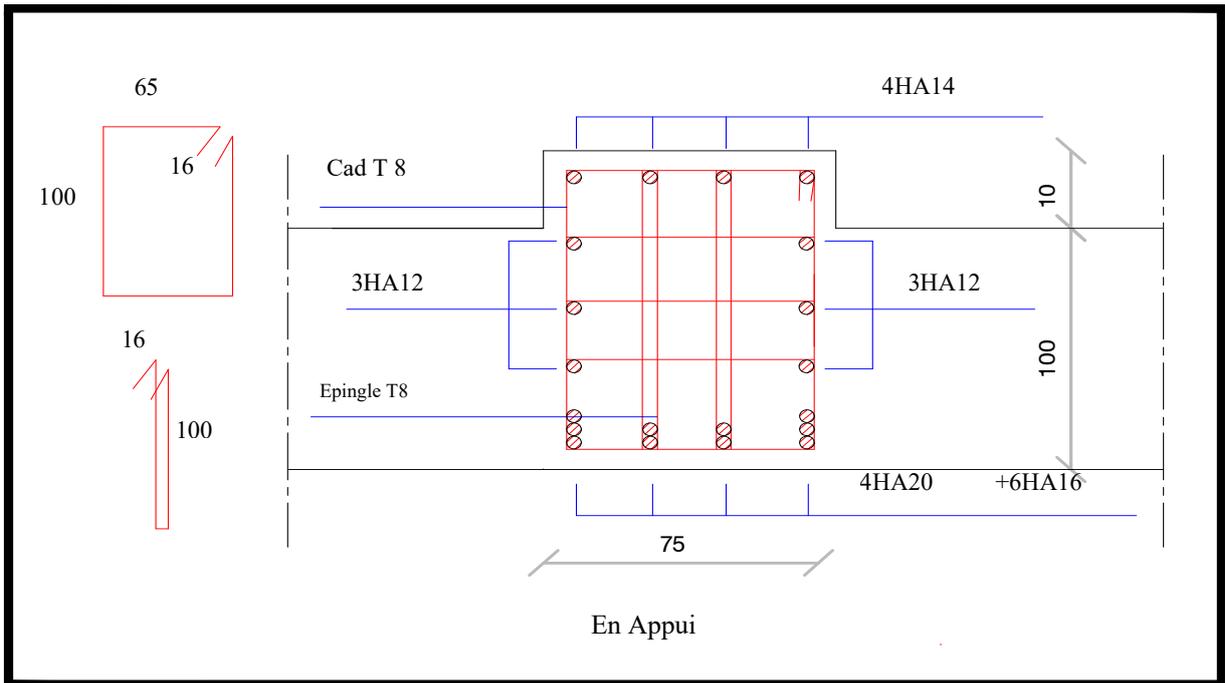
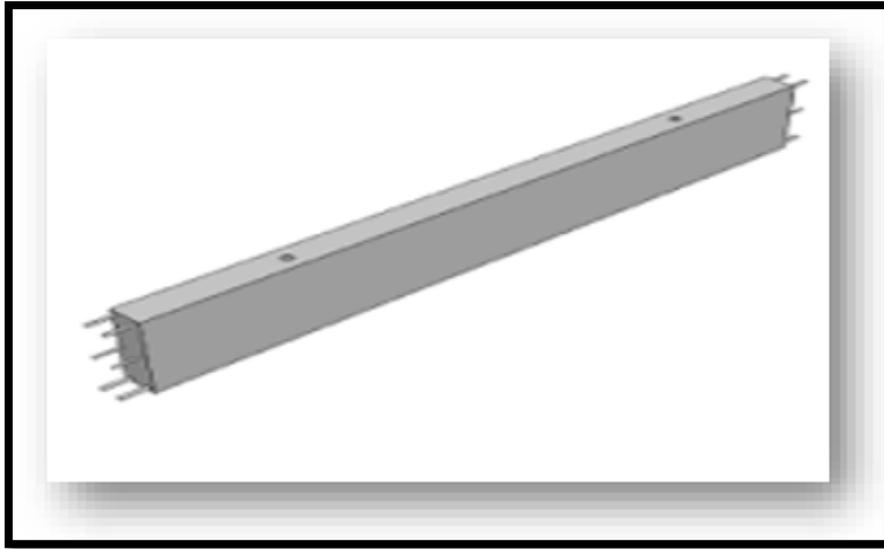


Figure VI-7: coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis

### VI.4.4. Etude des Longrines:



**Figure VI-9 :** Longrine.

#### VI.4.4.1. Définition :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction  $\langle F \rangle$ .

#### VI.4.4.2. Dimensionnement de longrine :

Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après:

(25\*30) cm<sup>2</sup> : Pour les sols des fondations de consistance moyenne intermédiaire.

(30\*30) cm<sup>2</sup> : Pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha)$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.  $\alpha$  : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Pour notre cas (site meuble) on prend une section de (30x30) cm<sup>2</sup>.

$\alpha = 12$  (d'après RPA 99 / version 2003).

#### VI.4.4.3. Ferrailage de la longrine :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 $\emptyset$ ) d'après RPA 99 / version 2003.

**\*ELU :**

$$N_u = 139576 \text{ Kg}$$

$$F_u = N_u / 12$$

$$F_u = 139576 / 12 \quad F_u = 11631 \text{ Kg} \geq 2000 \text{ KN}$$

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $8 \times \text{HA12} = 9,05 \text{ cm}^2$

**\*Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times (1,8 / 400) 30 \times 22 = 0,68 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq 1,15 \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**\*L'espacement des cadres :**

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 15\varnothing) \quad St \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,2)$$

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

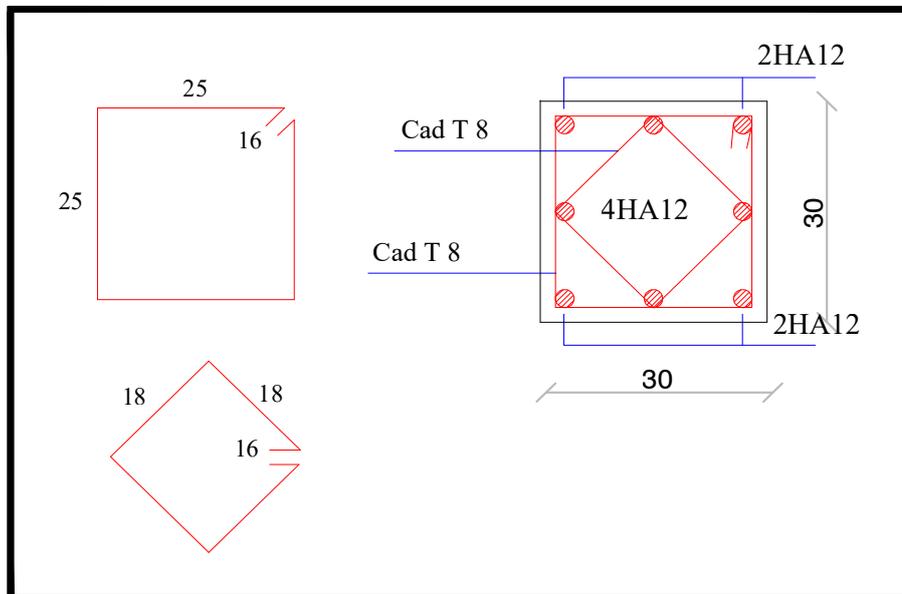
On adopte :  $St = 15 \text{ cm}$

**\*Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ .  $A_s = 1,5 \text{ cm}^2$

**\*Condition des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq 1/3 \varnothing_l \geq 1/3 \times 12 \quad 8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots \dots \dots$$
 **Condition vérifiée.**



**Figure VI-10 :** coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée

## **Conclusion générale**

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier et contrôler un projet de bâtiment réel

Ce travail nous a permis aussi de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage et de saisi à quel point il est important de bien analyser une structure avant de la calculer, et de la doter du contreventement adéquat en fonction de la hauteur et de l'agressivité sismique du lieu. Concernant les fondations, la connaissance de la composition géologique du lieu d'implantation est vitale afin de doter la structure de l'infrastructure qui convient exactement à ses exigences.

Pour cela nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour

Obtenir une : -Structure de bonne stabilité.  
-Structure économique.

### **Bibliographie :**

#### **Règlements :**

- (1). Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- (2). Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).
- (3). CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- (4). D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.
- (5). Document technique réglementaire (D.T.R. C 2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999".
- (6). Jean-Marie Paillé : (calcul des structures en béton).
- (7). Fascicule No 62 - Titre V : REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.
- (8). LCPC SETRA : FOND. 72 (FASCULE 5 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS).
- (9). Roger FRANK : Calcul des fondations superficielles et profondes.
- (10). Philippe Reiffsteck : Cours Fondation des ouvrages.

#### **Mémoires et projets :**

- Mémoire de fin d'étude Université de GUELMA Etude d'une tour R+14 en béton armé fondée sur pieux  
présenté par KHELAIFIA Akram MEGHMOULI Abdelbaki et sous la direction de Dr. Pr CHERAIT Yacine -septembre 2020.
- Mémoire de fin d'étude Université de GUELMA Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « RDC+16 étages » en Béton Armé présenté par BRAHMIA Fatima Zohra et TOBBA Sara et sous la direction de Dr. LABROUKI Bachir -juin 2016.
- Mémoire de fin d'étude Université de SAAD DAHLEB BLIDA Etude d'une tour (R+10)+2S/ S contreventée par des voiles porteurs présenté par REBAHI.MOHAMED et AMER.CHAKER et sous la direction de Dr. M.ABED -juin 2016.

#### **Logiciel :**

- AUTOCAD 2014

## Bibliographie

---

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017
- EXCEL 2007
- WORD 2007