

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 Mastère

Présenté à l'Université de Guelma du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et Hydraulique

Spécialité : structure

Présenté par :

- ✓ *Belliroun Nihad.*
- ✓ *Khobizi Soulaf.*

---

**Thème : Etude d'un bâtiment R+9 en béton armé  
avec un contreventement mixte**

---

Sous la direction de : **Mr. LABROUKI Bachir**

---

**Septembre 2020**

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Remerciements :

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous tenons à remercier également nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tout notre parcours d'études.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur : Dr. LABROUKI. BACHIR pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

*Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, Et à Mr. BENLOUCIF.ABDELKRIM et ses assistants pour ses bons accueils au sein du bureau d'étude et tous nos amis pour leur aide, leur patience.*

*Enfin, nos remerciements à toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

*Nihad - Soulaf*

# Dédicaces :

À vous *mes chers parents*, Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de vos interminables conseils, assistance et soutien moral, en témoignage de ma reconnaissance et mon affection, dans l'espoir que vous en serez fiers.

À l'esprit de ma chères sœur *Imen*, et à ma chères sœur *Manal*, qui ont eu un rôle à jouer pour surmonter les pénalités et les difficultés.

À mon frère *Med-Bader Eddine*, pour son encouragement.

À Ma petite chère nièce *Mariya Malak*.

À mon cher binôme *Soulaf*, Nous avons obtenu notre diplôme et avons relevé la tête, ma belle et douce amie qui nous réunissait pour les saisons de l'année. Nous avons obtenu notre diplôme aujourd'hui, si Dieu le veut.

À les esprits de ma *grand-mère* et mon *grand-père*, et toute ma famille.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

BELLIROUN NIHAD

# Dédicaces :

À l'esprit de *mon cher père*, et à *ma chère mère*,  
je dédie ce modeste travail qui est le fruit de leur interminables  
conseils, assistance et soutien moral, en témoignage de ma  
reconnaissance et mon affection, dans l'espoir qu'ils en seront fiers.

À mes chères sœurs *Sena*, *Meryem*, qui ont eu un rôle à jouer pour  
surmonter les pénalités et les difficultés.

À mon frère *Hamza*, pour son encouragement.

À mon cher binôme *Nihad*, Nous avons obtenu notre diplôme et avons  
relevé la tête, ma belle et douce amie qui nous réunissait pour les saisons de  
l'année. Nous avons obtenu notre diplôme aujourd'hui, si Dieu le veut.

À ma *grand-mère* et mon *grand-père*, et toute ma famille.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

*KHOBIZI SOULAF*

## Résumé :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment de R+09 contreventement mixte qui sera implantée dans la wilaya d'Annaba, classée en zone IIa.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements BAEL91 et RPA99 V/2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Robot 2010.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et les voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage Expert 2010, et les éléments secondaires a été fait manuellement.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

**Mots-Clés :** bâtiment, contreventement, Séisme, ferrailage, fondations, modélisation.

## Summary:

The present report, studies a building of G+09 floors mixed bracing which will be located in the Wilaya of Annaba, classified in zone IIa.

The Pre dimensioning of the carrying elements was made in accordance with regulations BAEL91 and RPA99 V/2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by the computation software Robot 2010.

The reinforcement of the carrying elements (posts, beams and veils) was carried out by the software of reinforcement Expert 2010, and the secondary element was made manually.

And finally, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

**Keywords :** building, bracing, Earthquake, Reinforcement, foundations, Modelling.

### ملخص:

تدرس هذه المذكرة بناية تتألف من طابق ارضي + 09 طوابق مع تقوية مختلطة يتم إنجازها بولاية عنابة، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 11a. تمت عملية دراسة العناصر الحاملة وفقا لنظم BAEL91 و RPA99 V/2003. التحليل الزلزالي لهيكله الميني تم من خلال برنامج الحسابات Robot 2010. تعزيز العناصر الحاملة (اعمدة، عارضات، جدران) تمت بواسطة برنامج التعزيز Expert 2010 اما بالنسبة للعناصر الثانوية فقد تم حسابها يدويا. وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

**الكلمات المفتاحية:** بناية، تقوية، زلزال، تسليح، أساسات، نموذج

# SOMMAIRE

---

## Sommaire

Dédicaces

Remerciements

Résumés : Arabe, Français, Anglais

Introduction générale

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

|  |    |
|--|----|
| 1. Introduction .....  | 1  |
| 1.1. Présentation de l'ouvrage .....                             | 1  |
| 1.2. Données de site .....                                       | 7  |
| 1.3. Conception Générale .....                                   | 7  |
| 1.4. Caractéristiques des matériaux .....                        | 9  |
| 1.4.1. Le béton .....  | 9  |
| 1.4.1.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton ..... | 9  |
| 1.4.1.2. Composition moyenne du béton utilisé .....              | 10 |
| 1.4.1.3. La résistance caractéristique du Béton .....            | 10 |
| 1.4.1.4. Déformation longitudinale du béton .....                | 11 |
| 1.4.1.5. Module de déformation transversale .....                | 11 |
| 1.4.1.6. Masse volumique du béton .....                          | 11 |
| 1.4.1.7. La méthode aux états limites .....                      | 11 |
| 1.4.2. Aciers .....  | 15 |
| 1.4.2.1. Caractéristiques mécaniques .....                       | 15 |
| 1.4.2.2. Contrainte limite de l'acier .....                      | 16 |
| 1.4.2.3. Diagramme contraintes-déformations .....                | 16 |
| 1.4.2.4. Protection des armatures .....                          | 17 |
| 1.5. Normes et règlements utilisés .....                         | 17 |
| 1.6. Conclusion .....  | 17 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

|  |    |
|--|----|
| II. Introduction .....                                       | 18 |
| II.1. Pré dimensionnement des éléments de la structure ..... | 18 |
| II.1.1. Les planchers .....                                  | 18 |
| 1.1.1.1. Dalle à corps creux .....                           | 18 |
| 1.1.1.2. Dalles pleines (balcons) .....                      | 20 |
| II.1.2. Les poutres .....                                    | 20 |
| II.1.1.1. Les poutres principales .....                      | 20 |
| II.1.1.2. Les poutres principales .....                      | 21 |
| II.1.3. Les escaliers .....                                  | 22 |



# SOMMAIRE

---

|   |    |
|---|----|
| 11.1.3.1. Palier de repos et La paillasse .....           | 23 |
| 11.1.3.2. La poutre palière .....                         | 25 |
| 11.1.4. Les voiles .....                                  | 25 |
| 11.2. Evaluation des charges .....                        | 27 |
| 11.2.1. Les planchers .....                               | 27 |
| 11.2.2. Balcons .....                                     | 29 |
| 11.2.3. Les Murs .....                                    | 30 |
| 11.2.4. Escalier .....                                    | 31 |
| 11.2.5. Les poutres .....                                 | 32 |
| 11.3. Pré dimensionnement des Poteaux .....               | 33 |
| 11.3.1. Etapes de Pré-dimensionnement .....               | 33 |
| 11.3.1.1. Dimensions des poteaux .....                    | 33 |
| 11.3.1.2. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ ..... | 33 |
| 11.3.1.3. Calcul de l'effort $\bar{N}_u$ .....            | 34 |
| 11.3.1.4. Descente des charges .....                      | 35 |
| 11.3.1.5. Choix du poteau le plus sollicité .....         | 36 |
| 11.3.1.6. Vérification selon le RPA 99 version 2003 ..... | 43 |
| 11.4. Conclusion .....                                    | 44 |
| <b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>     |    |
| III. Introduction .....                                   | 45 |
| III.1. Acrotère : .....                                   | 45 |
| III.1.1. Calcul des sollicitations .....                  | 45 |
| III.1.2. Evaluation des charges .....                     | 46 |
| III.1.3. Ferrailage de l'acrotère .....                   | 46 |
| III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme .....       | 49 |
| III.2. L'escalier .....                                   | 50 |
| III.2.1. Introduction .....                               | 50 |
| III.2.2. Terminologie .....                               | 50 |
| III.2.3. les différents types des escaliers .....         | 51 |
| III.2.4. Charges et surcharges sur l'escalier .....       | 52 |
| III.2.4.1. Palier et La paillasse .....                   | 52 |
| III.2.4.2. La poutre palière .....                        | 57 |
| III.3. Les planchers .....                                | 61 |
| III.3.1. Définition.....                                  | 61 |
| III.3.2. Etude des poutrelles .....                       | 61 |
| III.3.3. Méthode de calcul des poutrelles .....           | 62 |
| III.3.4. Les différents types de poutrelles.....          | 64 |

# SOMMAIRE

---

|  |    |
|--|----|
| III.3.5. Les différentes descentes de charge .....                 | 65 |
| III.3.6. Etude de la poutrelle par niveaux .....                   | 65 |
| III.3.6.1. Etude de la poutrelle au niveau terrasse .....          | 65 |
| III.3.6.2. Etude de la poutrelle au EC et RDC .....                | 71 |
| III.3.6.3. Ferrailage de la poutrelle type 1 niveau terrasse ..... | 74 |
| III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression .....               | 79 |
| III.3.4. La dalle flottante .....                                  | 80 |
| III.4. Etude la dalle machine .....                                | 81 |
| III.4.1. Introduction .....  | 81 |
| III.4.2. Pré dimensionnement .....                                 | 81 |
| III.4.3. Evaluation des charges et surcharges .....                | 82 |
| III.4.4. Le ferrailage de la dalle machine .....                   | 84 |
| III.5. Etude des balcons .....                                     | 86 |
| III.5.1. Caractéristique de la dalle .....                         | 86 |
| III.5.2. Calcul de ferrailage .....                                | 86 |
| III.6. Conclusion .....  | 89 |

## Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

|  |     |
|--|-----|
| IV. Introduction .....   | 91  |
| IV.1. Objectif de l'étude dynamique .....  | 91  |
| IV.2. Méthodes de calcul .....   | 91  |
| IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale .....   | 92  |
| IV.2.1.1. Domaine d'application .....  | 92  |
| IV.2.1.2. Principe .....   | 92  |
| IV.2.1.3. Spectre de réponse de calcul .....   | 92  |
| IV.2.1.4. Classification de site .....   | 93  |
| IV.2.1.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse .....   | 93  |
| IV.2.1.6. Nombre de mode à considérer .....  | 97  |
| IV.3. Modélisation .....   | 98  |
| IV.3.1. Présentation du logiciel "ROBOT 2010" .....  | 98  |
| IV.3.2. Résultats .....  | 100 |
| IV.3.2.1. Vérification le Période .....  | 100 |
| IV.3.2.2. Poids total de la structure .....  | 101 |
| IV.3.2.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale .....   | 102 |
| IV.3.2.4. Calcul de la force sismique statique .....   | 104 |
| IV.3.2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente<br>Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) ..... | 104 |

# SOMMAIRE

---

|  |     |
|--|-----|
| IV.3.2.6. Vérification de déplacement .....                    | 105 |
| IV.3.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ ..... | 112 |
| IV.4. Conclusion .....   | 113 |

## Chapitre V : Etude du vent

|   |     |
|---|-----|
| V. Introduction : .....   | 114 |
| V.1. Principe de calcul .....   | 114 |
| V.2. Application de R N V 99 .....  | 115 |
| V.2.1. Effet de la région : $q_{ref}$ .....                                 | 115 |
| V.2.2. Effet de site .....  | 115 |
| V.2.3. Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ .....       | 115 |
| V.2.4. Coefficient de topographie : $C_T(z)$ .....                          | 116 |
| V.2.5. Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ .....              |     |
| V.2.6. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$ .....             | 116 |
| V.2.7. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ .....                   | 117 |
| V.2.8. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ ..... | 117 |
| V.2.9. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ ..... | 123 |
| V.2.10. Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ .....        | 123 |
| V.2.11. Calcul de la pression due au vent .....                             | 123 |
| V.2.12. Calcul des forces de frottement .....                               | 125 |
| V.2.13. Détermination de la force résultante .....                          | 125 |
| V.3. Conclusion .....   | 128 |

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

|  |     |
|--|-----|
| VI. Introduction.....                            | 129 |
| VI.1. Etude de ferrailage des poteaux.....       | 129 |
| VI.1.1. Combinaisons spécifiques de calcul ..... | 129 |
| VI.1.2. Calcul du ferrailage longitudinal .....  | 130 |
| VI.1.3. Calcul des armatures transversales ..... | 132 |
| VI.1.4. Schéma de ferrailage.....                | 134 |
| VI.2. Etude de Ferrailage des poutres .....      | 137 |
| VI.2.1. Armatures longitudinales .....           | 137 |
| VI.2.2. Armatures transversales .....            | 138 |
| VI.2.3. Etude des poutres Principales .....      | 139 |
| VI.2.4. Etude des poutres secondaires.....       | 144 |
| VI.3. Etude de Ferrailage des voiles.....        | 147 |
| VI.4. Conclusion .....                           | 159 |

# SOMMAIRE

---

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

|  |     |
|--|-----|
| VII. Introduction.....                                   | 160 |
| VII.1. Rôles des fondations .....                        | 160 |
| VII.1.1. Définition .....                                | 160 |
| VII.1.2. Rôle principal .....                            | 160 |
| VII.1.3. Rôles secondaires .....                         | 161 |
| VII.2. Type de fondations .....                          | 161 |
| VII.3. Contrainte admissible du sol .....                | 162 |
| VII.4. Radier général .....                              | 162 |
| VII.4.1. Différents types de radiers .....               | 163 |
| VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général.....      | 163 |
| VII.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier .....          | 163 |
| VII.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier .....         | 164 |
| VII.4.2.3. Calcul de surface minimale du radier .....    | 164 |
| VII.4.2.4. Calcul du débordement.....                    | 164 |
| VII.4.2.5. Vérification du radier.....                   | 165 |
| VII.4.3. Ferrailage du radier .....                      | 167 |
| VII.4.3.1. Calcul de ferrailage de la dalle radier ..... | 167 |
| VII.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure .....         | 171 |
| VII.5. Etude des longrines .....                         | 173 |
| VII.5.1. Définition .....                                | 173 |
| VII.5.2. Dimensionnement de longrine .....               | 173 |
| VII.5.3. Ferrailage de la longrine .....                 | 174 |
| VII.5.4. Schéma de ferrailage .....                      | 175 |
| VII.6. Voiles périphériques .....                        | 175 |
| VII.6.1. Dimensionnement .....                           | 175 |
| VII.6.2. Caractéristiques du sol .....                   | 176 |
| VII.6.3. Méthode de calcul .....                         | 176 |
| VII.6.4. Ferrailage .....                                | 176 |
| VII.6.5. Schéma de ferrailage .....                      | 179 |
| VII.7. Conclusion .....                                  | 179 |

**Conclusion générale**

**Bibliographie**

**Annexe**

# Liste des figures

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

|   |    |
|---|----|
| Figure I -1 : vue en plan de RDC.....                                 | 2  |
| Figure I -2 : vue en plan de l'étages courants. ....                  | 3  |
| Figure I -3 : vue en plan de terrasse. ....                           | 4  |
| Figure I -4 : Coupe de l'ouvrage. ....                                | 5  |
| Figure I -5 : façade. ....  | 6  |
| Figure I-6 : plancher.....  | 8  |
| Figure I-7 : Maçonnerie.....  | 8  |
| Figure I-8 : Revêtement (Carrelage). ....                             | 8  |
| Figure I -9 : présentation de l'escalier. ....                        | 8  |
| Figure I -10 : Composition du béton.....                              | 10 |
| Figure I -12 : Diagramme rectangle simplifié. ....                    | 12 |
| Figure I -13 : Diagramme des déformations limites de la section. .... | 12 |
| Figure I -14 : Diagramme contraintes-déformation du béton à ELS. .... | 14 |
| Figure I -16 : Diagramme contrainte déformation d'acier. ....         | 16 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges.

|   |    |
|---|----|
| Figure II-1 : Dalle à corps creux.....  | 18 |
| Figure II-2 : Coupe verticale du plancher en corps creux. ....  | 19 |
| Figure II- 3 : Section de la poutrelle.....   | 20 |
| Figure II-4 : Schéma d'escalier.....  | 22 |
| Figure II-5 : Inclinaison de la paillasse. ....   | 24 |
| Figure II.6: Coupée voile en élévation.....   | 26 |
| Figure II.7 : Coupes de voiles en plan pour différents cas. ....  | 26 |
| Figure II.8 : Coupe plancher terrasse.....  | 28 |
| Figure II. 9 : Coupe plancher étage courant. ....   | 28 |
| Figure II-10 : Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine. ....  | 29 |
| Figure II-11 : Remplissage en double paroi.....   | 30 |
| Figure II-12 : Mur extérieur. ....  | 30 |
| Figure II-13 : Mur simple cloison.....  | 30 |
| Figure II-14: Section réduite du poteau rectangulaire.....  | 34 |
| Figure II-15 : Représentation du poteau central de 9 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage. .... | 37 |
| Figure II-16 : Représentation du poteau de rive de 9 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage. .... | 40 |

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|                               |    |
|-------------------------------|----|
| Figure III.1. L'acrotère..... | 45 |
|-------------------------------|----|

# Liste des figures

---

|   |    |
|---|----|
| Figure III-2 : section de calcul d'acrotère.....  | 46 |
| Figure III-3: longueur de scellement. ....  | 48 |
| Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....                                   | 49 |
| Figure III.5 : présentation de l'escalier.....  | 51 |
| Figure III.6 : Schéma d'escalier type 1 niveau RDC 1.....                               | 51 |
| Figure III.7 : Schéma d'escalier type 1 niveau RDC et EC.....                           | 51 |
| Figure III.8 : Schéma d'escalier type 2 niveau RDC et EC. ....                          | 52 |
| Figure III.9: Le diagrammes des sollicitations (ELU).....                               | 52 |
| Figure III.10: Le diagrammes des sollicitations (ELS). ....                             | 53 |
| Figure III-11 : Diagramme des sollicitations niveau RDC 2 et EC à ELU .....             | 54 |
| Figure III-12 : Diagramme des sollicitations niveau RDC 2 et EC à ELU. ....             | 54 |
| Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....                                 | 57 |
| Figure III.14 : Diagramme des moments dans poutre palière. ....                         | 58 |
| Figure III-15 : Schéma de ferrailage de poutre palière.....                             | 60 |
| Figure III.16 : Plan de coffrages (Disposition des poutrelles). ....                    | 61 |
| Figure III-17 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 1 au niveau terrasse. ....  | 69 |
| Figure III-18 : Diagramme des moments de flexion à ELS type 1 au niveau terrasse. ....  | 69 |
| Figure III-19 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 1 au niveau terrasse. ....   | 69 |
| Figure III-20 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 1 au niveau terrasse. ....   | 69 |
| Figure III-21: Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau Terrasse. ....   | 70 |
| Figure III-22: Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau Terrasse. ....   | 70 |
| Figure III-23 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau Terrasse .....   | 71 |
| Figure III-24 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau Terrasse. ....   | 71 |
| Figure III-25 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 1 au niveau EC et RDC.....  | 72 |
| Figure III-26 : Diagramme des moments de flexion à ELStype 1 au niveau EC et RDC.....   | 72 |
| Figure III-27: Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 1 au niveau EC et RDC.....    | 72 |
| Figure III-28 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 1 au niveau EC et RDC.....   | 73 |
| Figure III-29 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau EC et RDC.....  | 73 |
| Figure III-30 : Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau EC et RDC. .... | 74 |
| Figure III-31 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau EC et RDC.....   | 74 |
| Figure III-32 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau EC et RDC. ....  | 74 |
| Figure III-33 : Schéma de ferrailage de plancher.....                                   | 78 |
| Figure III-34 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression. .... | 79 |
| Figure III-35 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein. ....                         | 80 |
| Figure III-36 : Schéma statique et concept d'ascenseur.....                             | 81 |
| Figure III-37 : Schéma de la dalle machine. ....  | 81 |

# Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| Figure III-38 : Schéma de ferrailage de la dalle machine. .... | 86 |
| Figure III-39 : Schéma du balcon.....                          | 86 |
| Figure III-40: Schéma de ferrailage de balcon.....             | 89 |

## Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

|  |     |
|--|-----|
| Figure IV-1 : Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional 2010..... | 99  |
| Figure IV-2 : Model de la structure 3D.....  | 99  |
| Figure IV-3 : La disposition des murs voiles et poteaux. ....  | 100 |
| Figure VI.4 : Schéma du spectre de réponse suivant X. ....   | 102 |
| Figure VI.5: Schéma du spectre de réponse suivant Y. ....  | 102 |
| Figure IV- 6 : 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y).....   | 103 |
| Figure IV- 7 : 1er mode de déformation selon X (3D) ....   | 103 |
| Figure IV-8 : 2ème mode de déformation selon Y (2D-X-Y) ....   | 103 |
| Figure IV-9 : 2ème mode de déformation selon Y (3D) ....   | 103 |
| Figure IV-10 : 3ème mode de déformation selon Z (2D-X-Y) ....  | 104 |
| Figure IV-11 : 3ème mode de déformation selon Z (3D) ....  | 104 |

## Chapitre V : Etude du vent

|   |     |
|---|-----|
| Figure V-1 : Action du vent.....  | 114 |
| Figure V-2 : Répartition de la pression dynamique.....  | 116 |
| Figure V-3: Legend pour les parois verticales.....  | 118 |
| Figure V-4 : légende relative aux murs verticaux V <sub>2</sub> .....   | 119 |
| Figure V-5 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V <sub>2</sub> .....                                     | 119 |
| Figure V -6 : légende relative aux murs verticaux V <sub>1</sub> . ....   | 120 |
| Figure V-7 : Répartition de C <sub>pe</sub> sur les parois verticales - Direction du vent V <sub>1</sub> . ....                             | 120 |
| Figure V-8 : Répartition de C <sub>pe</sub> sur les toitures plates.....  | 121 |
| Figure V-9 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour<br>Sens x : b = 26.20 m.....  | 122 |
| Figure V-10 : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour<br>Sens x : b = 12.00 m..... | 122 |
| Figure V-10 : Excentricité de la force globale.....   | 127 |

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

|   |     |
|---|-----|
| Figure VI-1 : Les crochets des barres horizontales. ....  | 133 |
| Figure VI-2 : Ferrailage des poteaux (40×30) cm <sup>2</sup> .....  | 134 |
| Figure VI-3 : coupe Ferrailage des poteaux (40×40) cm <sup>2</sup> .....                                      | 134 |
| Figure VI-4 : coupe Ferrailage des poteaux (50×40) cm <sup>2</sup> .....                                      | 134 |
| Figure VI-5 : coupe Ferrailage des poteaux (60×40) cm <sup>2</sup> .....                                      | 135 |
| Figure VI-6 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (60×40) cm <sup>2</sup> et (50×40) cm <sup>2</sup> ..... | 135 |

# Liste des figures

|   |     |
|---|-----|
| Figure VI-7 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (50×40) cm <sup>2</sup> et (40×40) cm <sup>2</sup> ..... | 136 |
| Figure VI-8 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (40×40) cm <sup>2</sup> et (40×30) cm <sup>2</sup> ..... | 136 |
| Figure VI-9 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 9.....  | 141 |
| Figure VI-10 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 8.....   | 142 |
| Figure VI-11 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 7. ....  | 142 |
| Figure VI-12 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 4,5 et 6.....                                    | 142 |
| Figure VI-13 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 1,2 et 3.....                                    | 143 |
| Figure VI-14 : Ferrailage des poutres principales pour RDC.....   | 143 |
| Figure VI-15 : Ferrailage des poutres secondaire pour RDC , 1 ér Etage et 9 ème Etage .....                   | 146 |
| Figure VI-16 : Ferrailage des poutres secondaire pour Etage 2,3,4,5,6,7 et 8. ....                            | 147 |
| Figure VI-17 : Voile soumis à la flexion composée. ....   | 147 |
| Figure VI-18 : Schéma de ferrailage du linteau. ....  | 156 |
| Figure VI-19: Coupe horizontale de Ferrailage des voiles de l'ascenseur au niveau de RDC. ....                | 157 |
| Figure VI-20 : Coupe horizontale de Ferrailage des voiles au niveau de RDC. ....                              | 157 |
| Figure VI-21 : Coupe verticale de Ferrailage des voiles au niveau de RDC.....                                 | 158 |

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

|  |     |
|--|-----|
| Figure VII-1 : Les différents types de fondations superficielles .....   | 161 |
| Figure VII-2 : radier général .....  | 163 |
| Figure VII-3 : Vue en 3D du radier.....  | 167 |
| Figure VII-4 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (X.X)(Combinaison ELS).....                         | 167 |
| Figure VII-5 : Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (X.X)(Combinaison ELS).....                      | 168 |
| Figure VII-6 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y)(Combinaison ELS).....                         | 168 |
| Figure VII-7 : Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y)(Combinaison ELS).....                      | 168 |
| Figure VII-8 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »: Txx «ELU» .....                         | 169 |
| Figure VII-9 : Différentes sollicitations agissantes de radier « effort tranchant »: Tyy «ELU» .....                             | 169 |
| Figure VII-10 : Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général.....  | 170 |
| Figure VII-11 : Diagramme des moment dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (x.x)<br>(Combinaison ELS) ..... | 171 |
| Figure VII-12 : Diagramme des moment dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (y.y)<br>(Combinaison ELS) ..... | 171 |
| Figure VII-13 : Schéma de ferrailage des nervures Sens xx.....   | 173 |
| Figure VII-14 : Schéma de ferrailage des nervures Sens yy.....   | 173 |
| Figure VII-15 : coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée.....  | 175 |
| Figure VII-16 : schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres.....                              | 176 |
| Figure VII-17 : Diagramme des contraintes. ....  | 177 |
| Figure VII-18 : schéma de ferrailage du voile périphérique. ....   | 179 |



# Liste des tableaux

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

|   |    |
|---|----|
| Tableau I-1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage..... | 1  |
| Tableau I-2 : tableau de composition moyenne du béton .....   | 10 |
| Tableau I-3 : Caractéristique des nuances d'acier. ....       | 15 |

### Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

|  |    |
|--|----|
| Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse. ....                 | 27 |
| Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant. ....                  | 28 |
| Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine. .... | 29 |
| Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....                    | 29 |
| Tableau II-5 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....                 | 30 |
| Tableau II-6 : Charge permanente du mur double cloison.....                                  | 30 |
| Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier. ....                            | 31 |
| Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse. ....                         | 31 |
| Tableau II-9 : pré dimensionnement des poteaux. ....   | 33 |
| Tableau II-10: Calcul de $\bar{N}_u$ des poteaux de Tour. ....                               | 35 |
| Tableau II-11 : surface afférentes aux poteaux.....  | 36 |
| Tableau II-12 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.....                  | 37 |
| Tableau II-13 : Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux . ....                 | 39 |
| Tableau II-14 : surface des poteaux. ....  | 40 |
| Tableau II-15: Détermination des charges d'exploitations dans la Tour. ....                  | 40 |
| Tableau II-16: Vérifications du $1,1 N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux . ....                  | 42 |
| Tableau II-14 : surface des poteaux. ....  | 43 |
| Tableau II-15: Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.....                   | 43 |

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

|  |    |
|--|----|
| Tableau III-1 : l'effort tranchant et moment isostatique.....          | 53 |
| Tableau III-2 : tableau de calcul la section Travée et Appui. ....     | 55 |
| Tableau III-3 : tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93. ....       | 57 |
| Tableau III-4 : tableau de calcul la section Travée et Appui.....      | 59 |
| Tableau III-5: Les différentes descentes de charge. ....               | 65 |
| Tableau III-6 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. . ....               | 68 |
| Tableau III-7 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. . ....               | 70 |
| Tableau III-8 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. . ....               | 71 |
| Tableau III-9 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS. . ....               | 73 |
| Tableau III-10 : tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93. ....      | 77 |
| Tableau III-11: Les différentes sollicitations sur les poutrelles..... | 77 |

# Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| Tableau III-12 : Tableau de ferrailage des différents types de poutrelles. ....        | 78 |
| Tableau III-13: tableau de calcul a ELU et ELS. ....                                   | 83 |
| Tableau III-14: calcul les moments Travée et Appui. ....                               | 84 |
| Tableau III- 15: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en $l_x$ ..... | 84 |
| Tableau III- 16: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en $l_y$ ..... | 85 |
| Tableau III- 17 : tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93 .....                     | 85 |
| Tableau III-18 : Tableau des résultats de ferrailage en $l_x$ et $l_y$ .....           | 88 |

## Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

|  |     |
|--|-----|
| Tableau IV-1 : valeurs des pénalités. ....   | 95  |
| Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale.....   | 100 |
| Tableau IV-3 : Tableau des masses. ....  | 101 |
| Tableau IV- 4: Les réactions à la base.....  | 105 |
| Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismique. ....                                       | 105 |
| Tableau IV-4 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques..... | 105 |
| Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex) .....                  | 112 |
| Tableau IV-8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y (Combinaison Ey) .....                  | 113 |

## Chapitre V : Etude du vent

|  |     |
|--|-----|
| Tableau V-1 : Valeurs des $q_{dyn}$ appliquées de chaque niveau. ....                    | 117 |
| Tableau V-2 : $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire..... | 118 |
| Tableau V-3 : $C_{pe}$ pour les parois verticales -Direction du vent V2. ....            | 119 |
| Tableau V-4 : $C_{pe}$ pour les parois verticales -Direction du vent V1. ....            | 120 |
| Tableau V-5 : $C_{pe}$ pour les les toitures plates de bâtiment.....                     | 121 |
| Tableau V-6 : résultat de coefficient de pression de vent $C_p$ .....                    | 123 |
| Tableau V-7 : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau. ....           | 126 |
| Tableau V-8 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour.....          | 127 |

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

|  |     |
|--|-----|
| Tableau VI-1 : $A_u$ (min) et $A_u$ (max) Selon le RPA 99 et BAEL 91 des sections des poteaux..... | 130 |
| Tableau VI-2 : $A_u$ (min) de chaque section du poteau. ....                                       | 131 |
| Tableau VI - 3 : Résultats des efforts correspondant à chaque poteau. ....                         | 131 |
| Tableau VI-4 : Résultats du ferrailage longitudinal par niveau. ....                               | 132 |
| Tableau VI-5 : Résultats du ferrailage transversal par niveau.....                                 | 133 |
| Tableau VI- 6 : calcul des armatures longitudinales des poutres Principales.....                   | 139 |
| Tableau V- 7 : Ferrailage des poutres principales. ....  | 139 |
| Tableau VI- 8 : calcul des armatures longitudinales des poutres secondaires. ....                  | 144 |
| Tableau VI- 9 : Ferrailage des poutres secondaires. ....   | 144 |
| Tableau VI-10 : Pré dimensionnement des voiles .....   | 148 |

# Liste des tableaux

---

|  |     |
|--|-----|
| Tableau VI -11 : Résultats des efforts des voiles longitudinales. .... | 150 |
| Tableau VI -12: Résultats des efforts des voiles transversales. ....   | 150 |
| Tableau VI -13 : Ferrailage du Voile longitudinal $V_{L1}$ . ....      | 151 |
| Tableau VI -14 : Ferrailage du Voile longitudinal $V_{L2}$ . ....      | 152 |
| Tableau VI -15 : Ferrailage du Voile transversale $V_{1g}$ .....       | 152 |
| Tableau VI -16 : Ferrailage du Voile transversale $V_{12}$ . ....      | 152 |
| Tableau VI -17 : Ferrailage du Voile transversale $V_{13}$ . ....      | 153 |
| Tableau VI -18 : Ferrailage du Voile transversale $V_{14}$ . ....      | 153 |

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

|   |     |
|---|-----|
| Tableau VII-1 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal ..... | 166 |
| Tableau VII-2 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.....   | 166 |
| Tableau VII - 3 : moment des radier suivant les deux sens .....                 | 169 |
| Tableau VII-4 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.....                | 169 |
| Tableau VII - 5 : moment des nervures suivant les deux sens .....               | 171 |
| Tableau VII-6 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.....              | 172 |
| Tableau VII- 7 : Tableau de calcul le ferrailage a ELU .....                    | 177 |
| Tableau VII- 8 : Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui .....   | 178 |

# Introduction générale :

# Introduction générale

---

## Introduction générale :

Le domaine de la construction a accompagné l'homme durant très longtemps et a connu une grande évolution pendant les grandes civilisations, l'homme continue a construire suivant ses besoins, sous formes d'habitations, d'usine, entrepôts, aéroports, ponts, routes, tunnels, barrages et réservoirs .....etc.

L'ingénieur en génie civil conçoit la structure d'un bâtiment, conduit les études techniques d'exécution et supervise la réalisation des travaux afin garantir l'édification d'ouvrages stables et aptes à résister, y compris aux tremblements de terre. Pour cela, l'ingénieur en structure doit respecter les codes de calculs et la réglementation en vigueur à savoir, RPA99/2003, BAEL, CBA93 et les DTR.

Notre travail de fin d'études vise à mettre en application les connaissances acquises le long de la formation suivie au département Génie Civil de l'Université 08 Mai 1945 de Guelma.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+9, contreventé par un système mixte (voiles portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91/99 et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2). Ce travail est organisé comme suit :

- **Le premier chapitre :** "Présentation de la construction " est consacré à la présentation des caractéristiques géométriques de la tour, des propriétés mécaniques des deux matériaux utilisés (béton et acier) ainsi que la méthode aux état limites.
- **Le deuxième chapitre :** "Pré-dimensionnement et charges utilisées " Il présente l'ensemble des règles utilisées pour le pré-dimensionnement des éléments secondaires et porteurs du bâtiment ainsi que les charges considérées dans les calculs dont notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation.
- **Le troisième chapitre :** "Calcul des éléments secondaires " il expose les notes de calcul du ferrailage des planchers, des escaliers, des balcons, l'ascenseur et de l'acrotère.
- **Le quatrième chapitre :** "Etudes sismique et modélisation " nous avons fait une étude dynamique de la structure par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

# Introduction générale

---

- **Le cinquième chapitre :** "Etude du vent " nous avons fait une étude les actions climatiques (vent) qu'ils ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.
- **Le sixième chapitre :** "Ferrailage des éléments Structuraux " il présente les notes de calcul du ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles conformément aux règles parasismiques algériennes et des règles CBA/93.
- **Le septième chapitre :** "Etude de l'infrastructure " nous avons fait un choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

Et on termine par une conclusion générale.

# Chapitre I :

*Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux*

## Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

### 1. Introduction :

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 se base sur des règlements et des méthodes connues (RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

#### 1.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre étude consiste à étudier l'ensemble des éléments d'une tour en béton armé de 10 niveaux (R+9). Le contreventement sera assuré par une structure mixte en béton armé : portiques auto stables + voiles porteurs.

La tour est implantée à la Wilaya de Annaba classée par les règles parasismiques Algériennes R.P.A99 "Version 2003" comme une zone de moyenne sismicité "zone IIa".

Le bâtiment se compose d'un seul bloc constitué d'un rez de chaussée et neuf étages identiques, avec une terrasse accessible et une partie inaccessible.

Les caractéristiques géométriques de la tour sont données ci-dessous :

**Tableau 1 -1** : caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

|                            |                       |
|----------------------------|-----------------------|
| Largeur                    | 12.00 m               |
| Longueur                   | 26.20 m               |
| Hauteur du R.D.C           | 3.23 m                |
| Hauteur d'étage courant    | 3.23 m                |
| Hauteur totale du bâtiment | 35.30 m               |
| Surface totale             | 314.40 m <sup>2</sup> |



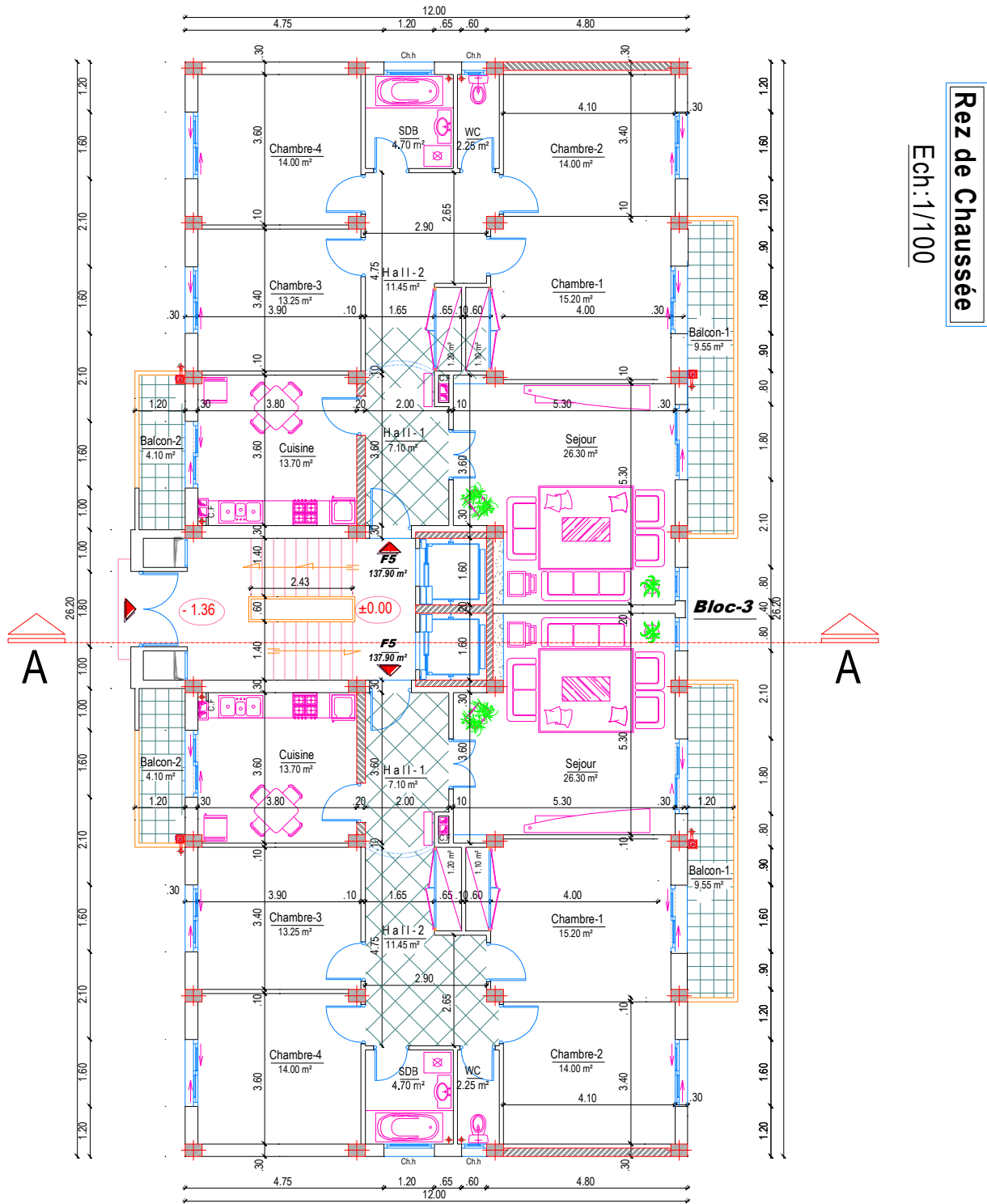


Figure 1 -1 : vue en plan de RDC.

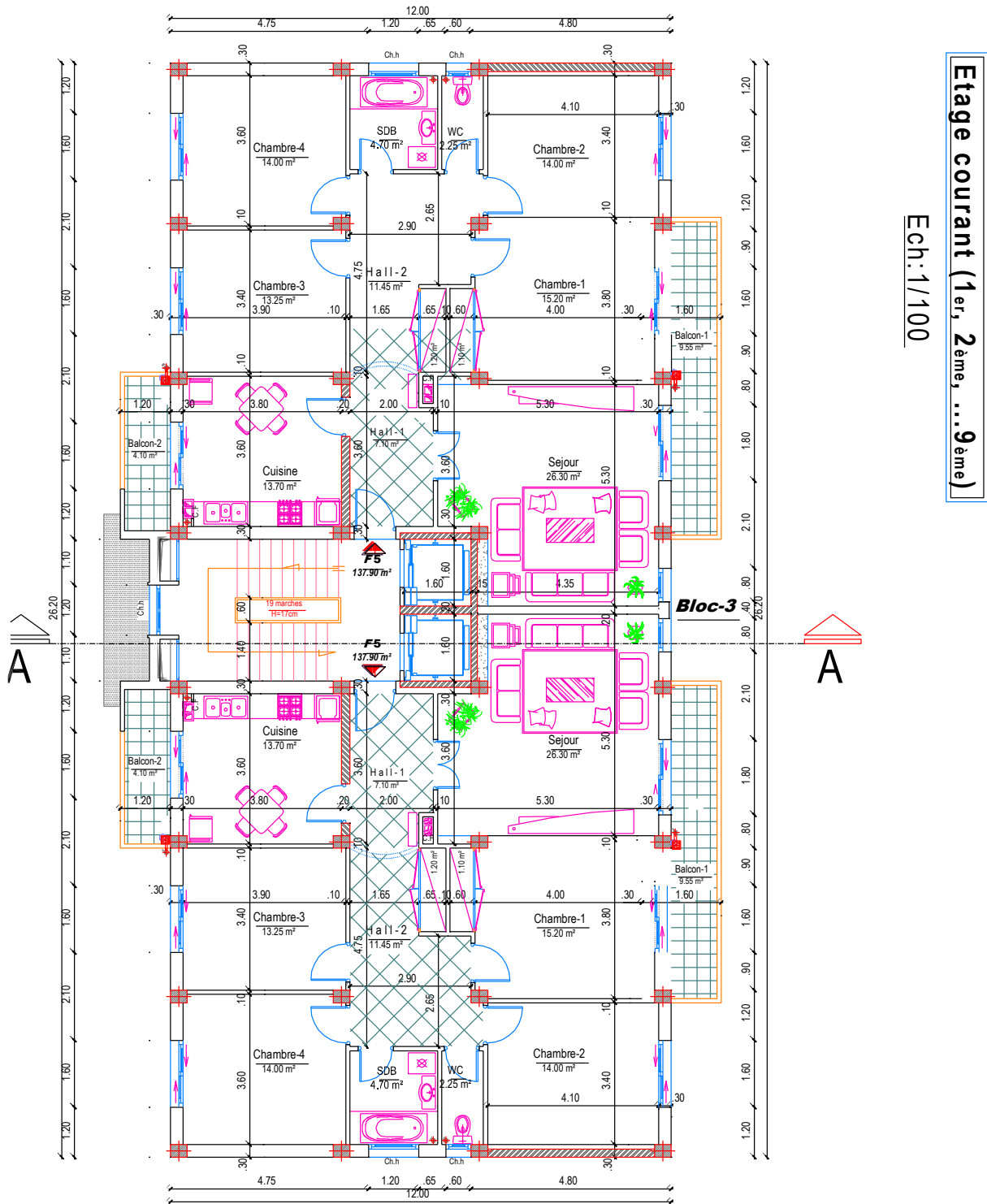
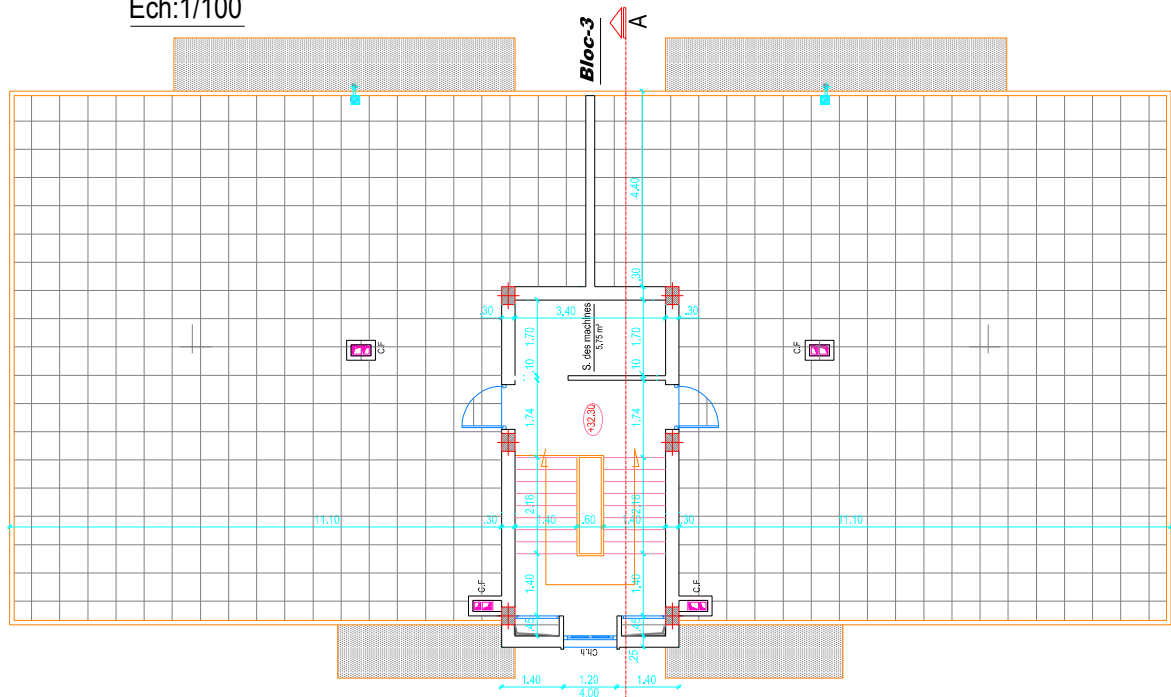


Figure 1 -2 : vue en plan de l'étages courants.

**TERRASSE ACCESSIBLE**

Ech:1/100



**TERRASSE INACCESSIBLE**

Ech:1/100

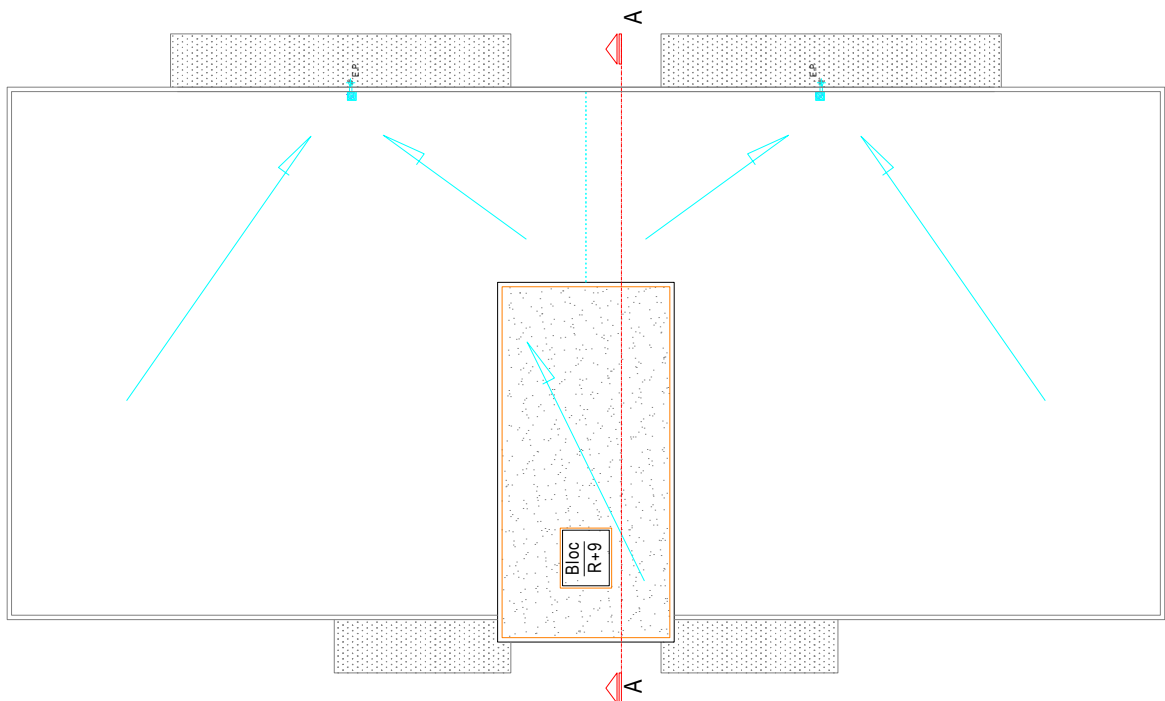


Figure 1 -3 : vue en plan de terrasse.

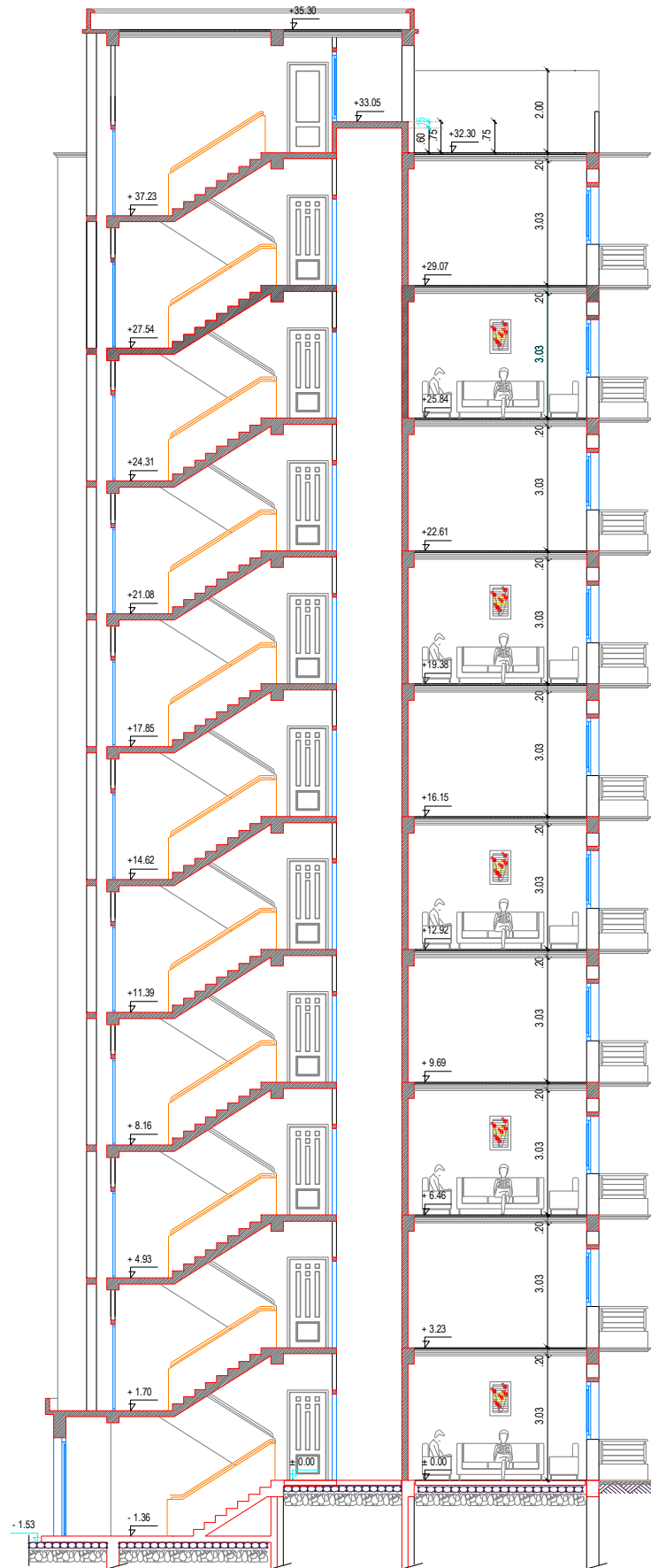


Figure 1 -4 : Coupe de l'ouvrage.

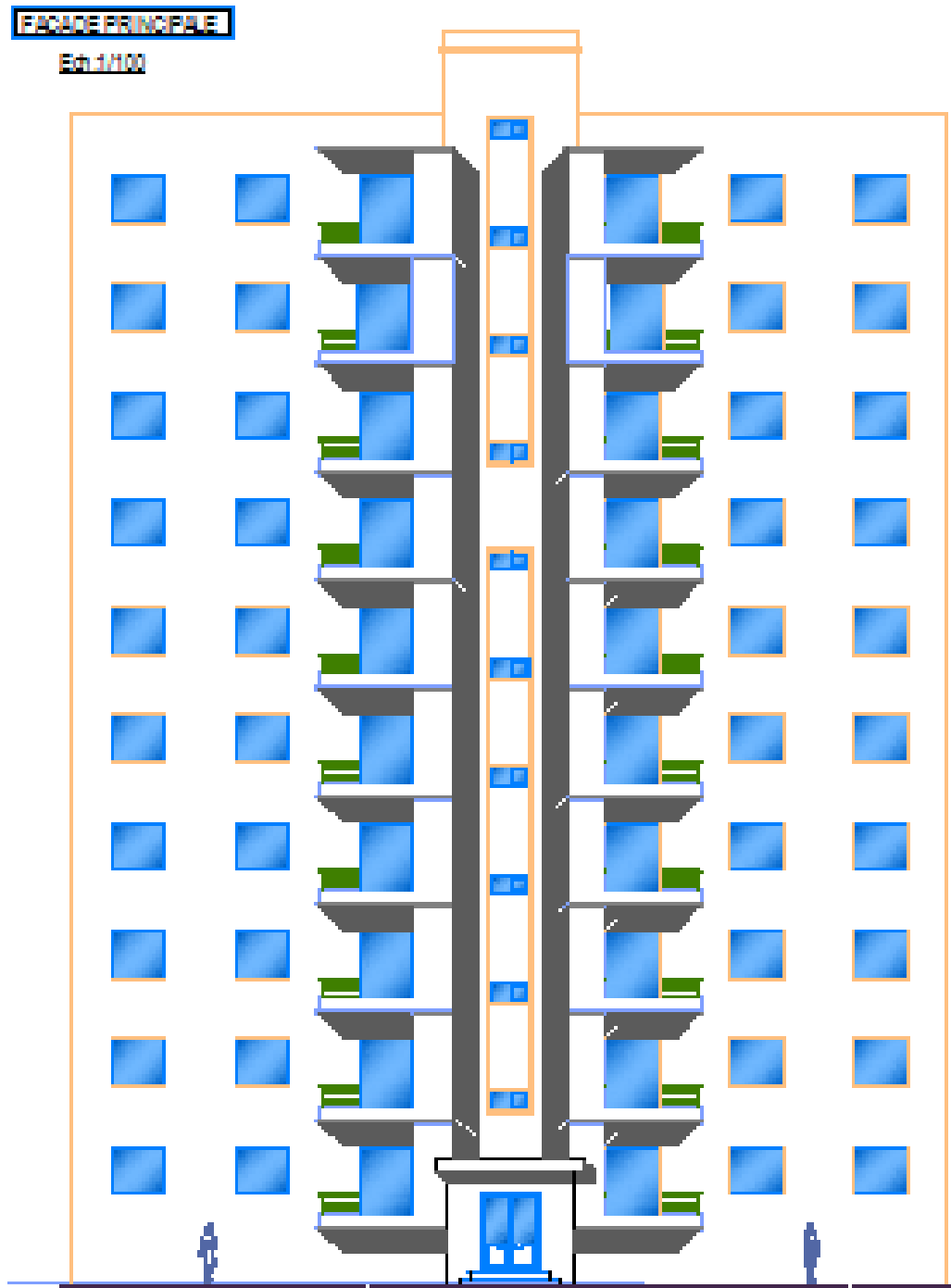


Figure 1 -5 : façade.

## 1.2. Données de site :

- Le projet en question est un bâtiment, implantée à la wilaya d'Annaba dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 2.0$  bars.

## 1.3. Conception Générale :

### 1.3.1. Le Contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement par portiques et voiles.

### 1.3.2. Plancher :

- Deux types de plancher ont été adoptés pour cette structure : plancher à corps creux et plancher dalle pleine.
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement et évacuation des eaux pluviales.

### 1.3.3. Ossature :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

### 1.3.4. Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un mortier de ciment ou d'un enduit de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10 cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5 cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

### 1.3.5. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

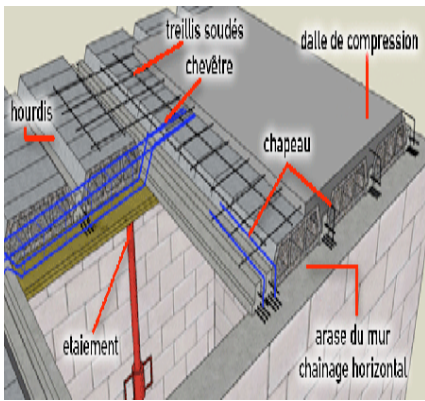


Figure 1-6 : plancher.



Figure 1-7 : Maçonnerie.



Figure 1-8 : Revêtement (Carrelage).

### 1.3.6. Escaliers :

Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.

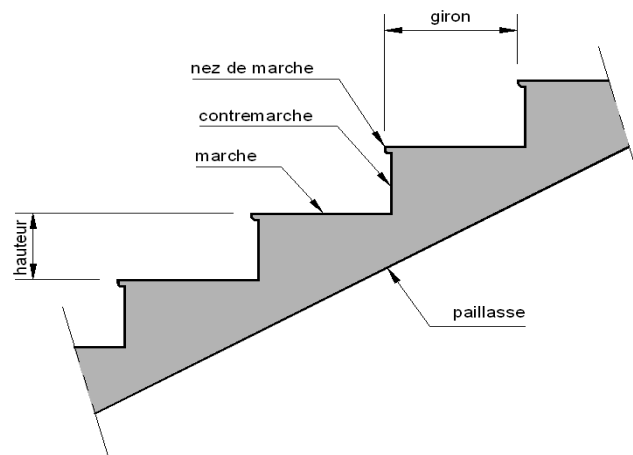


Figure 1-9 : présentation de l'escalier.

### 1.3.7. Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

### 1.3.8. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations due à la flexion simple.

### 1.3.9. Les voiles :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

### 1.3.10. Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (assure le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

### 1.4. Caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

#### 1.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux type d'ouvrage dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué dans de proportions convenables par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

##### 1.4.1.1. Principaux caractéristiques et avantages du béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a. Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b. La mise en place des armatures dans le coffrage selon le cas approprié
- c. Mise en place et « compactage au moyen de vibration » du béton dans le coffrage.
- d. Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.



### 1.4.1.2. Composition moyenne du béton utilisé :

En fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitées, il existe plusieurs méthodes de formulation du béton (Dreux, Faury, Bolomey, etc.). On propose la composition moyenne suivante, à défaut d'une étude détaillée de la composition du béton, basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 25 MPa. Cette valeur est fréquemment utilisée pour l'élaboration des bâtiments courants.

Tableau 1 -2 : tableau de composition moyenne du béton

| Composantes | Graviers 5/25 | Sable 0/5 | Ciment | Eau |
|-------------|---------------|-----------|--------|-----|
| Volume (l)  | 800           | 400       | 7 sacs | 175 |
| Poids (Kg)  | 1200          | 400       | 350    | 175 |

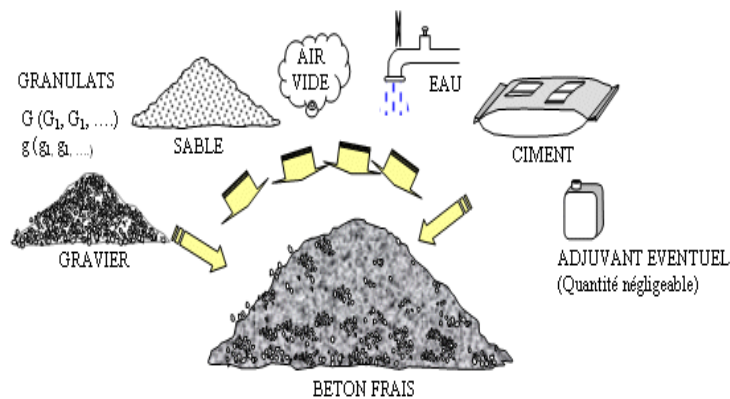


Figure 1 -10 : Composition du béton.

### 1.4.1.3. La résistance caractéristique du Béton :

#### ➔ En compression :

La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  (valeur minimale exigée)

A un âge  $j \leq 28$  jours

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right. \quad [\text{BAEL91 (Article A.2.1.1)}]$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+1.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours. [BAEL91 (Article A.2.1.1)]} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

➡ **En traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$ . Déduire de la formule :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ .

#### 1.4.1.4. Déformation longitudinale du béton :

➡ **Déformations instantanées : ( $E_{ij}$ ) :**

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

➡ **Déformations différées ( $E_{ij}$ ) :**

$$E_{ij} = \frac{1}{3} 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10721.39 \text{ Mpa.}$$

#### 1.4.1.5. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par :

$$G = \frac{E}{2} (1 + \nu) \text{ et en simplifiant : } G = 0.417.E$$

$E$  : Module de Young,

$\nu$  : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

#### 1.4.1.6. Masse volumique du béton :

Elle est prise égale à  $2200 \text{ kg/m}^3$  pour le béton non armé et  $2500 \text{ kg/m}^3$  pour le béton armé.

#### 1.4.1.7. La méthode aux états limites :

➡ **Etat limite ultime :**

Il correspond à la valeur limite de la capacité portante de la structure (ou portée de structure) et dont le dépassement entraîne une ruine de l'ouvrage. L'état limite ultime correspond à la limite :

- Soit, de la perte de résistances mécaniques (rupture) conduisant à la ruine de la structure.

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement).
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement).
- Soit, de transformation de la structure en mécanisme.

Les critères de calcul à l'ELU sont basés sur :

- La déformation relative (ou courbure) limite.
- Le calcul de type (rupture) avec loi contrainte-déformation des matériaux.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression du béton ( $f_{bu}$ ) est donnée par la formule suivant

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

$\theta = 1$  situation normale.

$\theta = 0.85$  situation accidentelle.

$\delta_b = 1.5$  (situation normale).

$\delta_b = 1.15$  (situation accidentelle).

$f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$  (situation normale).

$f_{bu} = 21.73 \text{ Mpa}$  (situation accidentelle).

#### ➡ Diagramme contraintes-déformations du béton :

Le diagramme contraintes-déformations du béton a deux variantes.

✚ Le diagramme Parabole-rectangle représenté par la figure suivante :

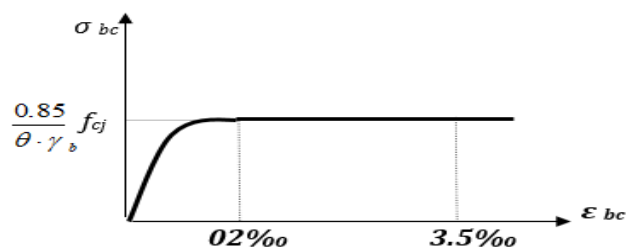


Figure 1 -11 : Diagramme parabole-rectangle

✚ Le diagramme rectangle simplifié :

C'est un diagramme très utilisé dans les calculs en raison notamment de :

- Sa simplicité d'emploi,
- Sa concordance satisfaisante en flexion simple avec le diagramme parabole rectangle.

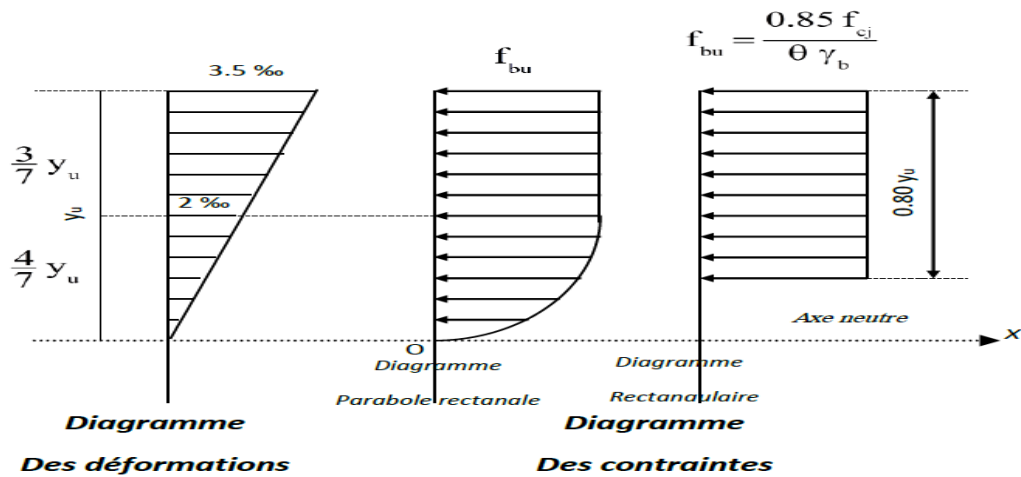


Figure 1 -12 : Diagramme rectangle simplifié.

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires des déformations passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- **Pivot A** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

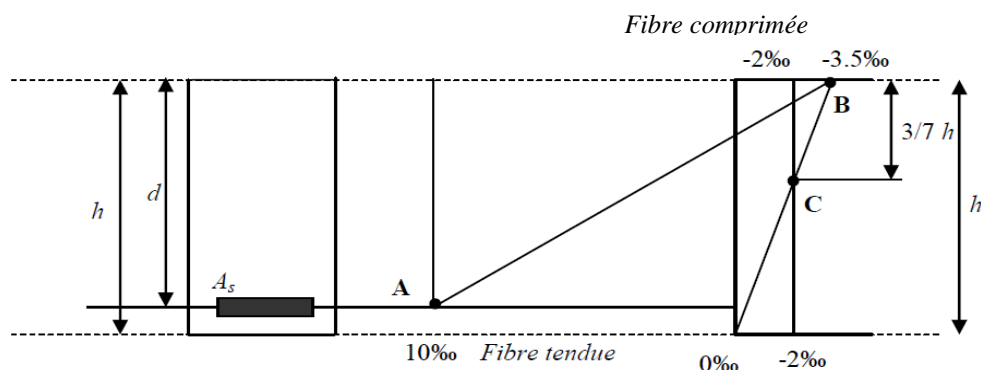


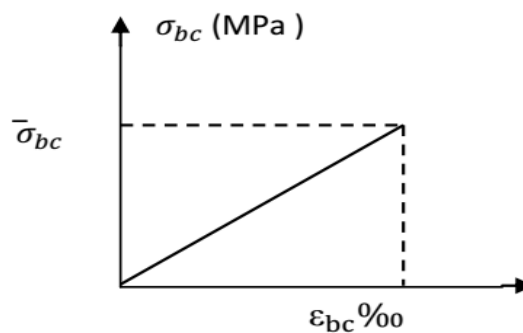
Figure 1 -13 : Diagramme des déformations limites de la section.

➡ **Etat limite de service :**

L'état limite de service est lié aux conditions normales d'exploitations et de durabilité ; il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compressions excessives du béton.
- Déformations excessives et ou inconfortables.
- Pertes d'étanchéité.

La contrainte admissible du béton est limitée à  $0,6 f_{cj}$  ; soit dans notre cas  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ .



**Figure 1 -14:** Diagramme contraintes-déformation du béton à ELS.

La contrainte de cisaillement ( $\bar{\tau} = \frac{V_u}{bd}$ ) est fonction de la nature des fissurations :

- $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$  lorsque la fissuration est peu nuisible et obtenue par la formule suivante :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ Mpa} \right\}.$$

- $\bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$  lorsque la fissuration est très préjudiciable ou préjudiciable et déduit par la formule suivante :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b}, 4 \text{ Mpa} \right\}$$

**Les hypothèses de calcul sont les suivantes :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le coefficient d'équivalence «n» est pris égal à 15.

### 1.4.2. Aciers :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et présentant une teneur en carbone inférieure à 2%. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5% d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

#### 1.4.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- ✓ Les barres haute adhérence de nuance FeE 400.
- ✓ Le module de Young :  $E = 210\,000\text{MPa}$ .
- ✓ Le coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$ .
- ✓ Module de cisaillement :  $G = E/(2(1+\nu)) = 81\,000\text{MPa}$ .

**Tableau 3:** Caractéristique des nuances d'acier.

| Type                       | Nuance                                       | $f_e$ (Mpa) | Emploi  |
|----------------------------|--|-------------|---|
| <b>Ronds lisses</b>        | F <sub>e</sub> E22                           | 215         | Emploi courant.                                     |
|                            | F <sub>e</sub> E24                           | 235         | Epingles de levage des pièces préfabriquées         |
| <b>Barres HA</b>           | F <sub>e</sub> E40                           | 400         | Emploi courant.                                     |
|                            | <b>Type 1 et 2</b><br>F <sub>e</sub> E50     | 500         |   |
| <b>Fils tréfile HA</b>     | F <sub>e</sub> TE40                          | 400         | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis. |
|                            | <b>Type 3</b><br>F <sub>e</sub> TE50         | 500         |   |
| <b>Fils tréfile lisses</b> | TL50 $\Phi > 6\text{mm}$                     | 500         | Treillis soudés uniquement emploi courant           |
|                            | <b>Type 4</b><br>TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$ | 520         |   |

### 1.4.2.2. Contrainte limite de l'acier :

#### ➡ Contrainte à ELU :

$f_e$  : désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

$\epsilon_s$  : l'allongement limite (‰).

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{Pour les combinaisons courantes.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{Pour les combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

Les barres hautes adhérence  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

#### ➡ Contrainte à ELS :

- ✓ Fissurations peu nuisibles :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- ✓ Fissurations préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \left( \frac{2}{3} f_e \right); (110 \sqrt{n * ft 28}) \right]$
- ✓ Fissurations très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \left( \frac{1}{2} f_e \right); (90 \sqrt{n * ft 28}) \right]$

$\eta$  : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$  pour les Ronds Lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  pour les Hautes Adhérences (HA).

### 1.4.2.3. Diagramme contraintes-déformations :

Pour les aciers, le diagramme contraintes-déformation se compose de deux parties :

- De 0 à  $\epsilon_1$ , une droite oblique d'équation :  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon$  et de pente ( $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ ).
- Et de  $\epsilon_1$  à 10‰, une droite horizontale d'équation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

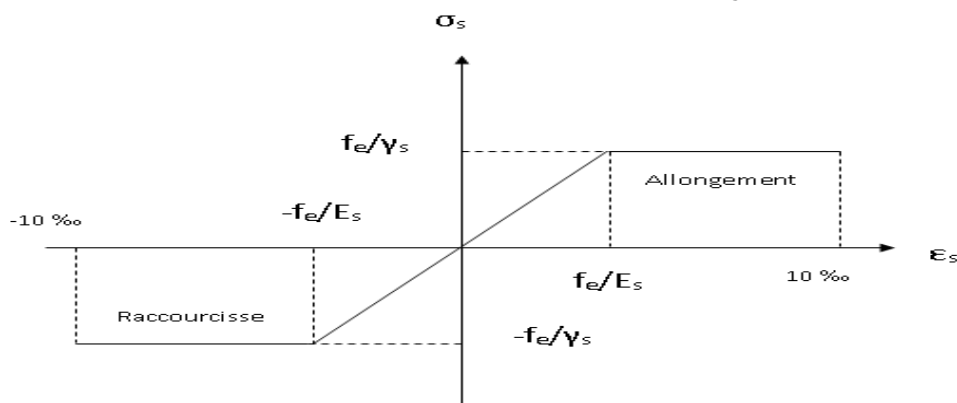


Figure 1 -16 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

#### 1.4.2.4. Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit donc, à ce effet, respecter l'enrobage «c» des armatures et le prendre au moins égal à :

- $c \geq 5$  cm pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- $c \geq 3$  cm pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c > 1$  cm pour les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

#### 1.5. Normes et règlements utilisés :

Les règlements de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

- ✓ Béton armé :BAEL91; CBA93.
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation : DTR B.C. 2.2.
- ✓ Action sismique : RPA99/VERSION2003.
- ✓ Règlement neige et vent : R.N.V. 1999

#### 1.6. Conclusion :

Vue la faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression, on a combiné le béton avec l'acier qui lui, a une bonne résistance à la traction. La présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet une bonne disposition de ses armatures est nécessaire afin d'avoir un bon confinement du béton et une bonne résistance homogène.

Pour nos calculs on prend les paramètres suivants :

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa.
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours  $f_{t28} = 2,1$  MPa.
- ✓  $E_{vj} = 10818,865$  MPa.
- ✓  $E_{ij} = 32164,20$  MPa.
- ✓  $F_e = 400$  MPa.



# Chapitre II :

*Pré dimensionnement et descente des charges.*

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges.

### II. Introduction :

Le pré-dimensionnement est une étape importante qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage avant l'étude du projet, qui doit être bien vérifié pour la stabilité et qui consiste à faire le pré dimensionnement des différents éléments de la structure afin de résister aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

#### II.1. Pré dimensionnement des éléments de la structure :

##### II.1.1. Les planchers :

- Le plancher est une partie horizontale de la construction, séparant des niveaux d'un bâtiment, capable de supporter des charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et/ou verticaux de l'ossature.
- Le plancher est un élément porteur de la structure, il reprend les charges permanentes et variables. Il participe aussi au contreventement du bâtiment.

##### II.1.1.1. Dalle 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 4.60 m)
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

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

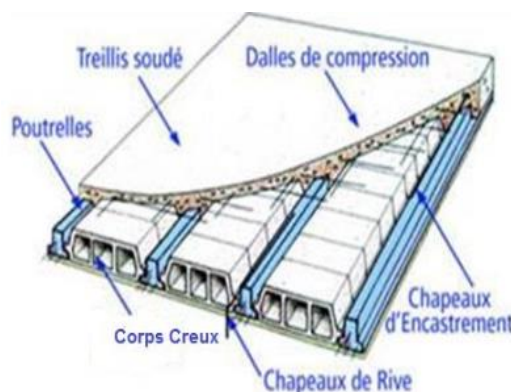


Figure II-1 : Dalle à corps creux.

### ► Résistance au feu :

D'après BEAL 91 :

- Pour une heure de coupe-feu :  $e = 7$  cm.
- Pour deux heures de coupe-feu :  $e = 11$  cm.
- Pour quatre heures :  $e = 17.5$  cm.
- On admet que :  $e = 18$  cm.

### ► Résistance la flexion :

$$e \geq \frac{l}{22.5}$$

Avec  $L$  : longueur maximale entre nus des appuis.

- $L_{\max} = 3.7 - 0.3 = 3.4$  m (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

Donc :  $e \geq \frac{340}{22,5} = 15.11$  cm.

- On adopte :  $e = 20$  cm.
- Tel que  $h_t = (16+4)$  cm.

### ► Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

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

**Conclusion :**

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

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

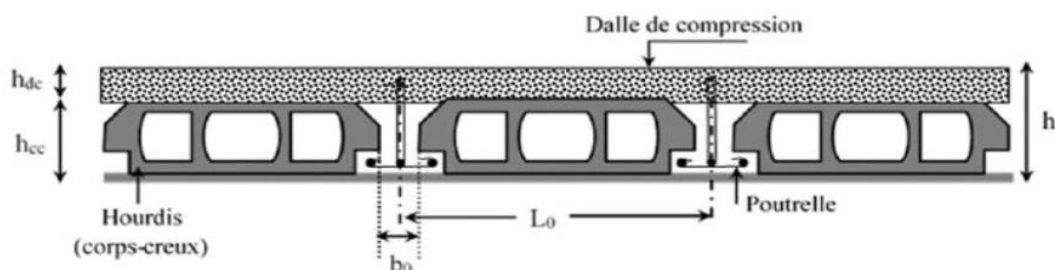


Figure II-2 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

### ► Dimension des poutrelles :

Elles sont considérées comme des sections en T dont la hauteur est de 20 cm.

$$b_1 = \min \left( \frac{L_n}{2}; \frac{L_{\max}}{10}; 6 h_o \right)$$

$L_n$  : la distance entre axes des nervures et  $h_o = 4$  cm.

- $50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm}$       donc :  $L_n = 65 \text{ cm}$ .
- $b_1 = b_2 = \min \left( \frac{65}{2}; \frac{370}{10}; 24 \right)$       donc :  $b_1 = b_2 = 24 \text{ cm}$ .

On adopte :  $b_1 = b_2 = 25 \text{ cm}$ .

- $b_o \geq \frac{h_t}{2}$       donc :  $b_o \geq 10 \text{ cm}$ .

On adopté :  $b_o = 15 \text{ cm}$ .

- $b = L_n = 65 \text{ cm}$

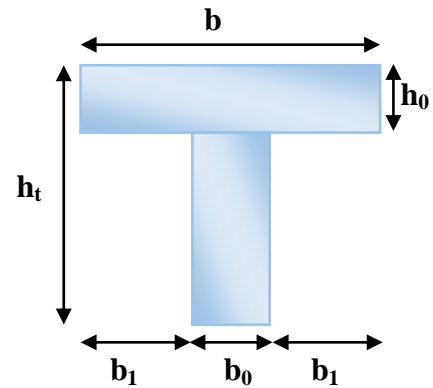


Figure II- 3 : Section de la poutrelle

#### II.1.1.2. Dalles pleines (balcons) :

##### ► Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur trois ou quatre cotes :  $e \geq \frac{l_x}{20} + 7$

$L_x$  : la plus petite dimension de la dalle.

- **Application:**  $e \geq \frac{120}{20} + 7 \rightarrow e \geq 13$ .

Donc, on adopte :  **$e = 14 \text{ cm}$** .

#### II.1.2. Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL 91 et vérifiées par la suite selon le RPA 99 (version 2003).

##### II.1.2.1. Les poutres principales :

D'après le BAEL 91 :

- $L/15 \leq h_p \leq L/10$        $h_p$  : hauteur de la section.
- $0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 h_p$ ,       $b$  : largeur de la section.

Avec :  $L$  : portée maximale de poutre.

✓ Détermination de la hauteur  $h_p$ :

$$\frac{1}{15} \leq h_p \leq \frac{1}{10}$$

Nous avons :  $L = 4.00 \text{ m}$ .

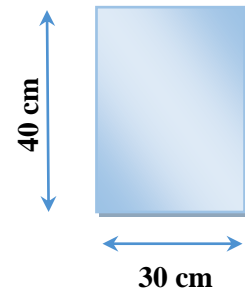
- Donc:  $\frac{400}{15} \leq h_p \leq \frac{400}{10} \rightarrow 22.66 \leq h_p \leq 40 \text{ cm}$ .

On adopte :  $h_p = 40 \text{ cm}$ .

✓ Détermination de la largeur  $b$ :

- $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$
- $0,3 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$
- $12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$ .



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA 99** Suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h/b \leq 4$   $\Rightarrow h/b = 1.33 < 4$  vérifiée.

**II.1.2.2. Les poutres secondaires (chinage) :**

D'après le BAEL 91 :

- $L/15 \leq h_p \leq L/10$   $h_p$  : hauteur de la section.
- $0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 h_p$ .  $b$  : largeur de la section.

Avec :  $L$  : portée maximale de poutre.

✓ Détermination de la hauteur  $h_p$ :

$$\frac{1}{15} \leq h_p \leq \frac{1}{10}$$

Nous avons :  $L = 3.40 \text{ m}$ .

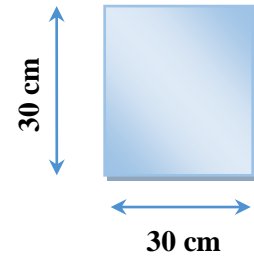
- Donc:  $\frac{340}{15} \leq h_p \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ cm} \leq h_p \leq 34 \text{ cm}$ .

On adopte :  $h_p = 30 \text{ cm}$ .

✓ Détermination de la largeur  $b$  :

- $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$
- $0,3 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30$
- $9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$ .



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée.
  - $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  vérifiée.
  - $h/b \leq 4$   $\Rightarrow h/b = 1 < 4$  vérifiée.
- ➡ Poutres principales :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .
- ➡ Poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## 11.1.3. Les 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, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

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

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

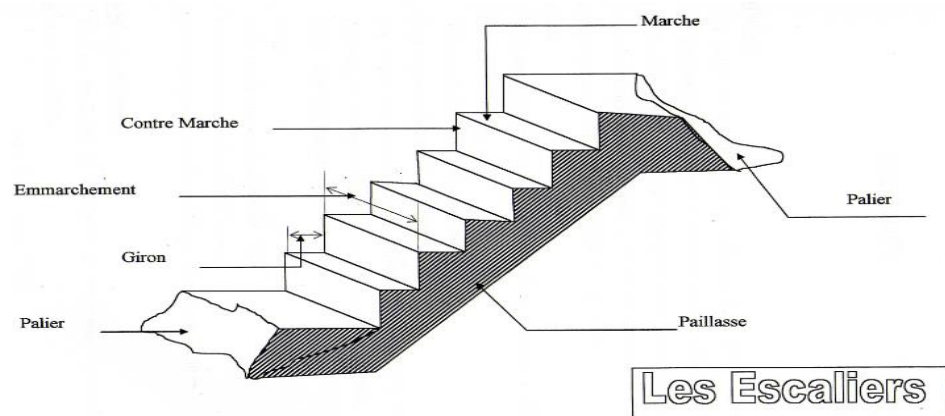


Figure 11-4 : Schéma d'escalier.

### 11.1.3.1. Palier de repos et La paillasse :

#### a) Caractéristiques techniques :

##### ➡ Pour niveau RDC 1 :

- Hauteur :  $H = 1.36$  m.
- Giron :  $g = 27$  cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de Blondel :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \rightarrow 16 < h < 19.5.$$

$h$  : varié de 16 cm à 19.5 cm.

- Donc  $h = 17$  cm
- $N_c = H / h = 136 / 17 = 8$

##### ➡ Pour étage courant et RDC 2:

- Hauteur :  $H = 3,23$  m
- Giron :  $g = 27$  cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de Blondel :

$$\text{On a : } 59 < 2h + g < 66 \rightarrow 16 < h < 19.5$$

$h$  : varié de 16 cm à 19.5 cm

- Donc  $h = 17$  cm
- $N_c = H / h = 323 / 17 = 19$
- On aura 19 contre marche entre chaque étage, soit 10 contre marche pour le 1<sup>ère</sup> volée et 9 contre marche pour le 2<sup>ème</sup> volée.
- ✓ Nombre de marches  $N = N_c - 1 = 9$  marches pour le 1<sup>ère</sup> volée.
- ✓ Nombre de marches  $N = N_c - 1 = 8$  marches pour le 2<sup>ème</sup> volée.

#### b) Inclinaison de la paillasse :

##### ➡ Pour niveau RDC 1:

- $Tg \alpha = H' / L'$
- $H' = N_c \cdot h \rightarrow H' = 8 \times 17 \rightarrow H' = 1.36$  m.

- $L' = (n-1)g \rightarrow L' = (8-1) \times 27 \rightarrow L' = 1.89 \text{ m.}$
- $\text{Tg } \alpha = \frac{1.36}{1.89} = 0.71 \rightarrow \alpha = 35.73^\circ.$
- ✓ L'épaisseur de la paillasse est :  $\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow L = 1.89 \text{ m.}$

$$\frac{189}{30} < e < \frac{189}{20} \rightarrow 6.3 < e < 9.45$$

On adopte  $\rightarrow e = 10 \text{ cm.}$

➡ Pour étage courant et RDC 2 :

✓ Pour le 1<sup>er</sup> volée.

- $\text{Tg } \alpha = H' / L'$
- $H' = N_c \cdot h \rightarrow H' = 10 \times 17 \rightarrow H' = 1.70 \text{ m.}$
- $L' = (n-1)g \rightarrow L' = (10-1) \times 27 \rightarrow L' = 2.43 \text{ m.}$
- $\text{Tg } \alpha = 1.70 / 2.43 = 0.699 \rightarrow \alpha = 34.97^\circ.$

✓ Pour le 2<sup>ème</sup> volée.

- $\text{Tg } \alpha = H' / L'$
- $H' = N_c \cdot h \rightarrow H' = 9 \times 17 \rightarrow H' = 1.53 \text{ m.}$
- $L' = (n-1)g \rightarrow L' = (9-1) \times 27 \rightarrow L' = 2.16 \text{ m.}$
- $\text{Tg } \alpha = 1.53 / 2.16 = 0.708 \rightarrow \alpha = 35.31^\circ.$
- ✓ L'épaisseur de la paillasse est :  $L / 30 < e < L / 20 \rightarrow L = 383 \text{ cm.}$

$$\rightarrow 380 / 30 < e < 380 / 20 \rightarrow 12.66 < e < 19$$

On adopte  $\rightarrow e = 18 \text{ cm.}$

✓ L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse.

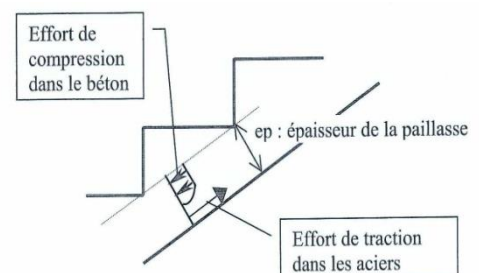
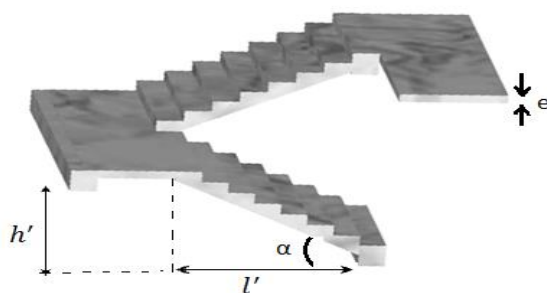


Figure II-5 : Inclinaison de la paillasse.



### 11.1.3.2. La poutre palière :

Le palier posé sur une poutre palière qui travaille sous 2 types de sollicitation :

- D'une part à la flexion simple (sous l'effet de son propre, de la réaction du palier ou de la paillasse ainsi que du poids du mur qu'elle supporte éventuellement).
- D'autre part à la torsion (sous l'effet des moments sur appui générés par le palier ou la paillasse).

#### ✓ Détermination de la hauteur $h_p$ :

$$\frac{1}{15} < h_p < \frac{1}{10}$$

Nous avons :  $L = 3.40 \text{ m}$

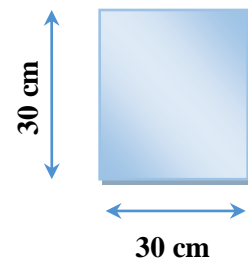
- Donc :  $\frac{340}{15} < h_p < \frac{340}{10} \rightarrow 22.66 \text{ cm} < h_p < 34 \text{ cm}$ .

On adopte :  $h_p = 30 \text{ cm}$

#### ✓ Détermination de la largeur $b$ :

- $0,3 h_p \leq b \leq 0,8 h_p$
- $0,3 \times 30 \leq b \leq 0,8 \times 30$
- $9 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$

On adopte :  $b = 30 \text{ cm}$ .



Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  vérifiée..
- $h \geq 30 \text{ cm}$ .  $\Rightarrow h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$  vérifiée.
- $h/b \leq 4$   $\Rightarrow h/b = 1 < 4$  vérifiée.

### 11.1.4. Les voiles :

pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99]. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

- Les voiles assurant le contreventement sont supposés être pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 les voiles sont considérés comme les éléments satisfaisants à la condition: ( $L \geq 4e$ ).

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale 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 indiquées à la Figure II.7.c.à.d. :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.15$  m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

- ✓  $e \geq \frac{h}{25} \rightarrow e \geq \frac{323}{25} \rightarrow e \geq 12.92$  cm
- ✓  $e \geq \frac{h}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14.68$  cm
- ✓  $e \geq \frac{h}{20} \rightarrow e \geq \frac{323}{20} \rightarrow e \geq 16.15$  cm

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \rightarrow e \geq \max(15; 12.92; 14.68; 16.15)$$

$$e \geq 16.15\text{cm} \quad \text{on adopte que : } e = 18 \text{ cm.}$$

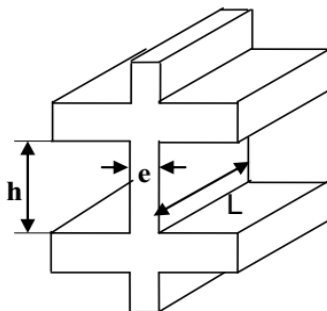


Figure II.6: Coupée voile en élévation.

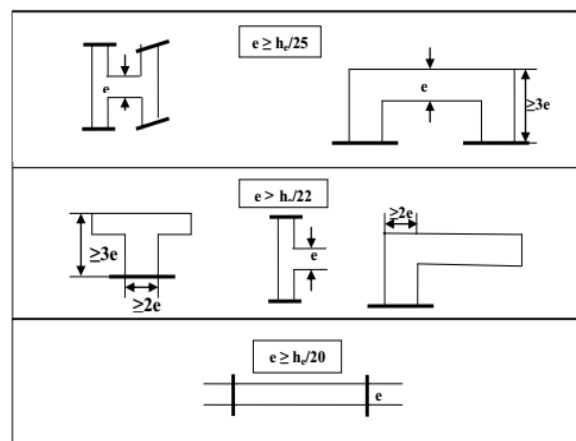


Figure II.7 : Coupes de voiles en plan pour différents cas.

## II.2. Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

### II.2.1. Les planchers

#### II.2.1.1. Plancher terrasse :

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

#### ► Charge permanente :

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

| Matériaux                  | Epaisseur (cm) | d (kg/m <sup>3</sup> ) | G (kg/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1- Protection en gravillon | 5              | 1700                   | 85                     |
| 2- Etanchéité multicouche  | /              | /                      | 12                     |
| 3- Forme de pente          | 10             | 2200                   | 220                    |
| 4- Isolation liège         | 4              | 400                    | 16                     |
| 5- Dalle en corps creux    | 16+4           | 1400                   | 280                    |
| 6- Enduit plâtre           | 2              | 1000                   | 20                     |

- ✓ La charge permanente  $G = 633 \text{ kg/m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse inaccessible)  $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation (terrasse accessible)  $Q = 150 \text{ kg/m}^2$ .

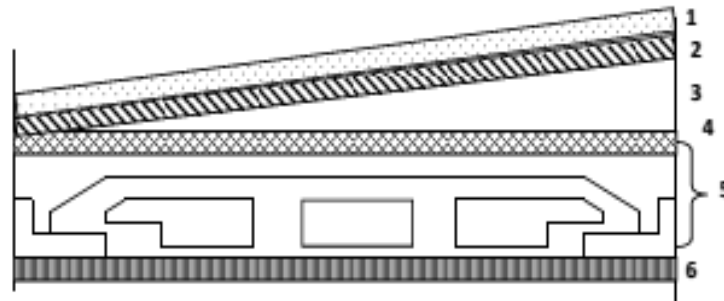


Figure 11.8 : Coupe plancher terrasse.

### 11.2.1.2. Plancher étage courant et RDC :

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

#### ➔ Charge permanente

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

| Matériaux               | Epaisseur (cm) | $d$ ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) | $G$ ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ) |
|-------------------------|----------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1-Carrelage             | 2              | 2200                           | 44                             |
| 2-Mortier de pose       | 2              | 2000                           | 40                             |
| 3-Lit de sable          | 2              | 1800                           | 36                             |
| 4-Dalle en corps creux  | 16+4           | 1400                           | 280                            |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                           | 20                             |
| 6-cloison de séparation | /              | /                              | 80                             |

- ✓ La charge permanente  $G = 500 \text{ kg}/\text{m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation : chambre :  $Q = 150 \text{ kg}/\text{m}^2$ .
- ✓ La charge d'exploitation : halle :  $Q = 250 \text{ kg}/\text{m}^2$ .

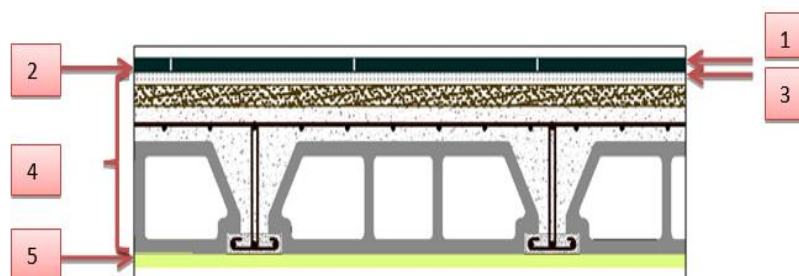


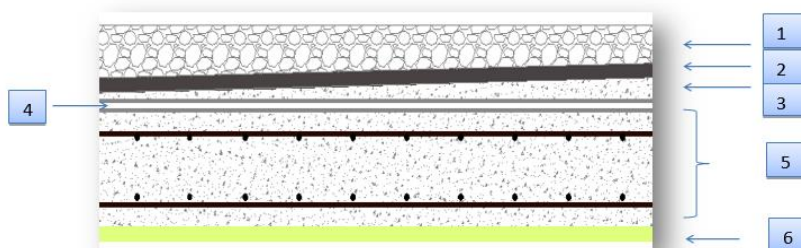
Figure 11.9 : Coupe plancher étage courant.

### II.2.1.3. Plancher Dalle pleine :

**Tableau II-3 :** 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-10 :** Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

### II.2.2. Balcons :

Les balcons sont en dalle pleine

**Tableau II-4 :** Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

| Matériaux       | Epaisseur (cm) | D (KG/ m <sup>3</sup> ) | G (KG/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------|-------------------------|------------------------|
| Carrelage       | 2              | 2200                    | 44                     |
| Mortier de pose | 2              | 2000                    | 40                     |
| Lit de sable    | 2              | 1800                    | 36                     |
| Dalle en BA     | 15             | 2500                    | 400                    |
| Enduit ciment   | 2              | 2000                    | 40                     |

$$G = 560 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

II.2.3. Les Murs :

II.2.3.1. Mur extérieur (double cloison) :

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

| Matériaux       | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-Brique creuse | 25             | 1400                   | 350                    |
| 2-Enduit plâtre | 2              | 1200                   | 24                     |
| 3-Enduit ciment | 2              | 2000                   | 40                     |
| Total           |                |                        | G = 414                |

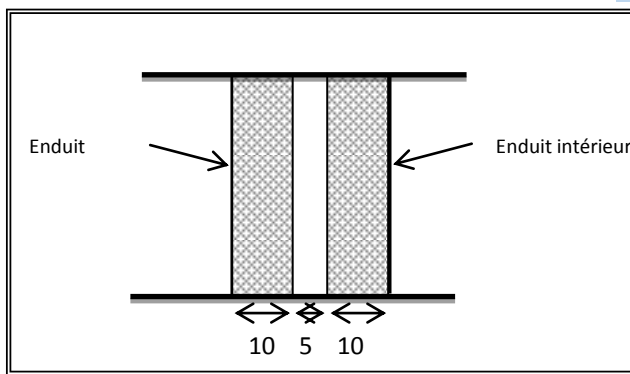


Figure II-11 : Remplissage en double paroi

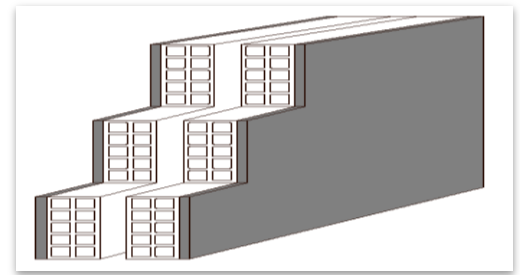


Figure II-12 : Mur extérieur.

II.2.3.2. 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              |

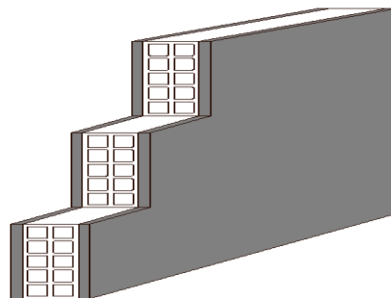


Figure II-13 : Mur simple cloison.

## 11.2.4. Escalier :

## 11.2.4.1. Palier de repos :

Tableau 11-7 : 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    | 2              | 1800                   | 54                     |
| 4-Dalle en BA     | 18             | 2500                   | 450                    |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40                     |

- La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .
- La charge permanente  $G = 628 \text{ Kg/m}^2$ .

## 11.2.4.2. La paillasse :

Tableau 11-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse.

| 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                   | $(2500 \times 0,18) / \cos 32,52 = 533,678$ |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40  |
| 7-Gardes corps    | /              | /                      | 20  |

- La charge permanente  $G = 918,68 \text{ Kg/m}^2$ .
- La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$ .

### II.2.5. Les poutres :

#### ✚ Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier que :  $F_{\max} \leq \bar{F}$

$F_{\max} \leq L / 500$  Si la portée  $L \leq 5$  m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = (5 q L^4 / 384 E I)$$

Avec :

- $F_{\max}$  : Flèche maximale de la poutre.
- $L$  : portée de la poutre.
- $h$  : hauteur de la section de la poutre.
- $Q$  : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.
- $E$  : module d'élasticité différée du béton.
- $I$  : moment d'inertie de la section  $I = b h^3 / 12$

#### ➡ Poutre principale

$L = 4.40$  m

$$F_{adm} \leq (L/500) = (440/500) = 0.88 \text{ cm.} \quad E = 321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 160000 \text{ cm}^4$$

- Charge permanent  $G = 633 \text{ kg/m}^2$ .
- Charge d'exploitation  $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ .

$$q = G + Q = (633 \times 4.40 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 4.40) = 3525.2 \text{ kg/ml.}$$

$F_{\max} = 0.33$  cm. Donc la condition vérifie

#### ➡ Poutre secondaire :

$L = 3.70$  m

$$F_{adm} \leq (L/500) = (370/500) = 0.74 \text{ cm.} \quad E = 321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I = 67500 \text{ cm}^4$$

$$q = G + Q = (633 \times 3.70 + 2500 \times 0.3 \times 0.3) + (100 \times 3.70) = 2937.1 \text{ kg/ml.}$$

$F_{\max} = 0.33$  cm. Donc la condition vérifie.



### II.3. Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ( $N_u = 1,35G + 1,5Q$ ), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ( $N_u = 1,1N_u$ ).

#### II.3.1. Etapes de Pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

##### II.3.1.1. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** :  $\min(a, b) \geq 25$  cm en zone II a

**Tableau II-9** : pré dimensionnement des poteaux.

| Niveau d'étage      |       | ème 9 | ème 8 | ème 7 | ème 6 | ème 5 | ème 4 | ème 3 | ème 2 | ème 1 | RDC |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|
| Dimension du poteau | a(cm) | 30    |       |       | 40    |       |       | 40    |       |       | 40  |
|                     | b(cm) | 40    |       |       | 40    |       |       | 50    |       |       | 60  |

##### II.3.1.2. Calcul de la longueur de flambement $L_f$ :

Le règlement **CBA 93** 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.

➤  $L_o$  : dans les autres cas.

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

$$\text{RDC et EC : } L_f = 0,7 \times 3,23 = 2.261 \text{ m} \rightarrow L_f = 2.261 \text{ m}$$

### II.3.1.3. 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.
- $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02)$$

- $\gamma_b$  : 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.

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$  : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- $A_s$  : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

- $\alpha$  : Coefficient fonction de l'élanement du poteau :

Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\checkmark \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda < 50$$

$$\checkmark \alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

Où :  $i$  : Rayon de giration.

$\lambda$  : L'élanement géométrique.

$l_f$  : Longueur de flambement.

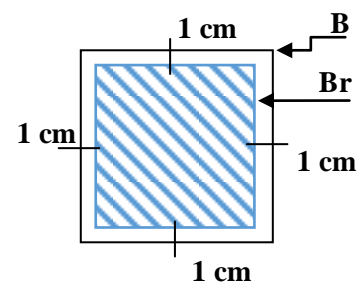


Figure II-14: Section réduite du poteau rectangulaire

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

|                        | Dimension(cm) | Br (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | $\lambda$ | $\alpha$ | As(mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_u$ (kN) |
|------------------------|---------------|-----------------------|--------------------|-----------|----------|----------------------|------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 30×40         | 1064                  | 2.261              | 26.107    | 0.764    | 240                  | 1569.172         |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 30×40         | 1064                  | 2.261              | 26.107    | 0.764    | 240                  | 1569.172         |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 30×40         | 1064                  | 2.261              | 26.107    | 0.764    | 240                  | 1569.172         |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 40×40         | 1444                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 320                  | 2225.561         |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 40×40         | 1444                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 320                  | 2225.561         |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 40×40         | 1444                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 320                  | 2225.561         |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 40×50         | 1824                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 400                  | 2810.065         |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 40×50         | 1824                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 400                  | 2810.065         |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 40×50         | 1824                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 400                  | 2810.065         |
| RDC                    | 40×60         | 2204                  | 2.261              | 19.580    | 0.799    | 480                  | 3394.568         |

#### II.3.1.4. Descente des charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant leur transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporter ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d'exploitation.

#### ➤ La loi de dégression :

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

➤ **Enoncé de la loi de dégression :**

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<sub>0</sub>.

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

Avec :

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

Q<sub>0</sub>: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>, ..., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le 3+n/2n à partir du cinquième étage

|                         |  |
|-------------------------|--|
| 9 <sup>ème</sup> étage  | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub>   |
| 8 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>   |
| 7 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,95 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> )   |
| 6 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,90 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> )   |
| 5 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,85 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> )   |
| 4 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,80 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> )   |
| 3 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,75 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> )   |
| 2 <sup>ème</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,71 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )                                 |
| 1 <sup>ère</sup> étage: | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,69 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> )                 |
| RDC                     | Q <sub>cum</sub> =Q <sub>0</sub> +0,67 (Q <sub>1</sub> +Q <sub>2</sub> +Q <sub>3</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> ) |

**II.3.1.5. Choix du poteau le plus sollicité :**

**a) Poteaux centrale :**

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C - 2 ».

La surface reprise par le poteau :

**Tableau II-11 : surface afférentes aux poteaux**

| Niveau d'étage \ Surface        | 9 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> | 6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 3 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 1 <sup>ère</sup> | RDC             |
|---------------------------------|--|--|--|-----------------|
| S <sub>1</sub> = S <sub>2</sub> | 2 × 1.7 = 3.4  | 2×1.65 = 3.3   | 1.95×.65 = 3.22  | 1.9×1.65 = 3.14 |
| S <sub>3</sub> = S <sub>4</sub> | 1.45×1.7 =2.46   | 1.45×1.65 =2.39  | 1.4×1.65= 2.31   | 1.35×1.65= 2.23 |
| ∑ S1 + S2 + S3 + S4             | 11.72  | 11.38  | 11.06  | 10.74           |

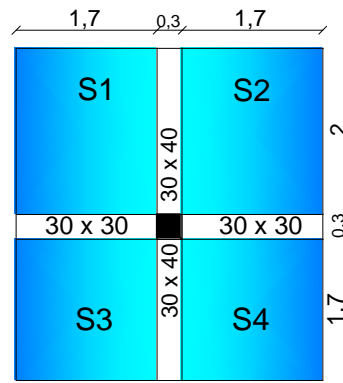


Figure II-15: Représentation du poteau central de 9<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

➤ Charges d'exploitation :

Tableau II-12 : Détermination des charges d'exploitations dans la Tour.

|                        | Q (KN/m <sup>2</sup> ) |     | S (m <sup>2</sup> ) | Q = q x S(KN)    |       | $\frac{3+n}{2n}$ | Qcum (KN) |
|------------------------|------------------------|-----|---------------------|------------------|-------|------------------|-----------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 1.5                    | 1.5 | 11.72               | Q <sub>0</sub> = | 17.58 | 1                | 17.58     |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.72               | Q <sub>1</sub> = | 23.44 | 1                | 41.02     |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.72               | Q <sub>2</sub> = | 23.44 | 0.95             | 63.288    |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.38               | Q <sub>3</sub> = | 22.76 | 0.90             | 83.772    |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.38               | Q <sub>4</sub> = | 22.76 | 0.85             | 103.118   |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.38               | Q <sub>5</sub> = | 22.76 | 0.80             | 121.326   |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.06               | Q <sub>6</sub> = | 22.12 | 0.75             | 137.91    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.06               | Q <sub>7</sub> = | 22.12 | 0.71             | 153.621   |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 2.5                    | 1.5 | 11.06               | Q <sub>8</sub> = | 22.12 | 0.69             | 168.883   |
| RDC                    | 2.5                    | 1.5 | 10.74               | Q <sub>9</sub> = | 21.48 | 0.67             | 183.274   |

➤ Charges permanentes :

Étage 9 :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times SP = 6.33 \times 11.72 = 74.187 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2+1.45)] \times 25 = 10.350 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.7+1.7)] \times 25 = 7.650 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.690 \text{ KN}$$

$$G = 101.877 \text{ KN}$$

**Etage 7 et 8 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 11.72 = 58.600 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2+1.45)] \times 25 = 10.350 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.7+1.7)] \times 25 = 7.650 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.690 \text{ KN}$$

$$G = 86.290 \text{ KN}$$

**Etage 4, 5 et 6 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 11.38 = 56.900 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (2+1.45)] \times 25 = 10.350 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.65+1.65)] \times 25 = 7.425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.23 \times 5 = 12.920 \text{ KN}$$

$$G = 87.595 \text{ KN}$$

**Etage 1, 2 et 3 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 11.06 = 55.300 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.95+1.40)] \times 25 = 10.050 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.65+1.65)] \times 25 = 7.425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.150 \text{ KN}$$

$$G = 88.925 \text{ KN}$$

**RDC :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 10.74 = 53.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.4) (1.9+1.35)] \times 25 = 9.75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.65+1.65)] \times 25 = 7.425 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.6 \times 3.23 \times 25 = 19.38 \text{ KN}$$

$$G = 90.255 \text{ KN}$$

✚ 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). 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  $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$  :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q_u$$

Tableau II-13 : Vérifications du  $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$  des poteaux .

|                        | G<br>(kN) | Gcum<br>(kN) | Qcum<br>(kN) | Nu<br>(kN) | 1,1 Nu<br>(kN) | $\overline{N_u}$<br>(kN) | $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ |
|------------------------|-----------|--------------|--------------|------------|----------------|--------------------------|-------------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 101.877   | 101.877      | 17.58        | 163.903    | 180.293        | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 86.290    | 188.167      | 41.02        | 315.555    | 343.810        | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 86.290    | 274.457      | 63.288       | 465.448    | 511.992        | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 87.595    | 362.052      | 83.772       | 614.428    | 675.870        | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 87.595    | 449.647      | 103.118      | 607.023    | 667.725        | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 87.595    | 537.242      | 121.326      | 907.265    | 997.991        | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 88.925    | 626.167      | 137.91       | 1052.190   | 1157.409       | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 88.925    | 715.092      | 153.621      | 1195.805   | 1315.385       | 2810.065                 | Condition vérifie             |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 88.925    | 804.017      | 168.883      | 1085.422   | 1193.964       | 2810.065                 | Condition vérifie             |
| RDC                    | 90.255    | 894.272      | 183.274      | 1482.178   | 1630.395       | 2810.065                 | Condition vérifie             |

## b) Poteaux de rive :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « D - 3 ».

La surface reprise par le poteau :

Tableau II-14 : surface des poteaux.

| Niveau d'étage \ Surface | 9 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> | 6 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> | 3 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 1 <sup>ère</sup> | RDC                      |
|--------------------------|--|--|--|--------------------------|
| S1 = S2                  | $1.2 \times 1.7 = 2.04$                                | $1.2 \times 1.65 = 1.98$                               | $1.15 \times 1.65 = 1.89$                              | $1.1 \times 1.65 = 1.82$ |
| S3 = S4                  | $2 \times 1.7 = 3.4$                                   | $2 \times 1.65 = 3.3$                                  | $1.95 \times 1.65 = 3.21$                              | $1.9 \times 1.65 = 3.13$ |
| $\sum S1 + S2 + S3 + S4$ | 10.88  | 10.56  | 10.20  | 9.9                      |

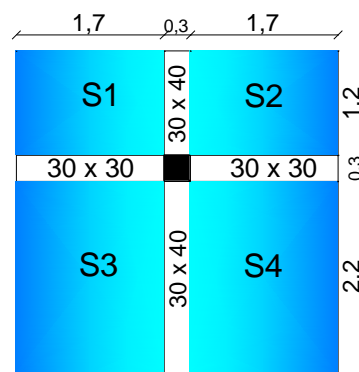


Figure II-16: Représentation du poteau de rive de 9<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

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

|                        | $q$ (KN/m <sup>2</sup> ) |     | $S$ (m <sup>2</sup> ) | $Q = q \times S$ (KN) |       | $\frac{3+n}{2n}$ | $Q_{cum}$ (KN) |
|------------------------|--------------------------|-----|-----------------------|-----------------------|-------|------------------|----------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 1.5                      | 1.5 | 10.88                 | $Q_0 =$               | 16.32 | 1                | 16.32          |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.88                 | $Q_1 =$               | 27.20 | 1                | 43.52          |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.88                 | $Q_2 =$               | 27.20 | 0.95             | 69.36          |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.56                 | $Q_3 =$               | 26.40 | 0.90             | 93.12          |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.56                 | $Q_4 =$               | 26.40 | 0.85             | 115.56         |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.56                 | $Q_5 =$               | 26.40 | 0.80             | 136.68         |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.20                 | $Q_6 =$               | 25.50 | 0.75             | 155.80         |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.20                 | $Q_7 =$               | 25.50 | 0.71             | 173.91         |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 3.5                      | 1.5 | 10.20                 | $Q_8 =$               | 25.50 | 0.69             | 191.50         |
| RDC                    | 3.5                      | 1.5 | 9.9                   | $Q_9 =$               | 24.75 | 0.67             | 208.08         |



➤ Charges permanentes :

**Etage 9 :**

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_p = 6.33 \times 10.88 = 68.87 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40)(1.2+2)] \times 25 = 9.6 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30)(1.7+1.7)] \times 25 = 7.65 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.69 \text{KN}$$

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times S_p = 2.25 \times 3.7 = 8.33 \text{KN}$$

$$\mathbf{G = 104.14 \text{KN}}$$

**Etage 7 et 8 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 10.88 = 54.40 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40)(1.2+2)] \times 25 = 9.6 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30)(1.7+1.7)] \times 25 = 7.65 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.3 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 9.69 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.23 - 0.30) \times (1.7 + 1.7) = 41.24 \text{KN}$$

$$\mathbf{G = 122.85 \text{KN}}$$

**Etage 4, 5 et 6 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 10.56 = 52.80 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40)(1.2+2)] \times 25 = 9.6 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30)(1.65+1.65)] \times 25 = 7.42 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.4 \times 3.23 \times 25 = 12.92 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.23 - 0.30) \times (1.65 + 1.65) = 40.02 \text{KN}$$

$$\mathbf{G = 122.76 \text{KN}}$$

**Etage 1,2 et 3 :**

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 10.2 = 51.00 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40)(1.15 + 1.95)] \times 25 = 9.30 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30)(1.65+1.65)] \times 25 = 7.42 \text{KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.5 \times 3.23 \times 25 = 16.150 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.23 - 0.30) \times (1.65 + 1.65) = 40.02 \text{KN}$$

$$\mathbf{G = 123.89 \text{KN}}$$

Etage RDC :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 5 \times 9.9 = 49.50 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0.30 \times 0.40) (1.10 + 1.90)] \times 25 = 9 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0.30 \times 0.30) (1.65 + 1.65)] \times 25 = 7.42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0.4 \times 0.6 \times 3.23 \times 25 = 19.38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 4.14 \times (3.23 - 0.30) \times (1.65 + 1.65) = 40.02 \text{ KN}$$

$$G = 125.32 \text{ KN}$$

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

$$(N_u = 1,35G + 1,5Q)$$

TableauII-16: Vérifications du  $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$  des poteaux .

|                        | G<br>(kN) | G cum<br>(kN) | Q cum<br>(kN) | Nu<br>(kN) | 1,1 Nu<br>(kN) | $\overline{N_u}$<br>(kN) | $1,1 N_u \leq \overline{N_u}$ |
|------------------------|-----------|---------------|---------------|------------|----------------|--------------------------|-------------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 104.14    | 104.14        | 16.32         | 165.07     | 181.57         | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 122.85    | 226.99        | 43.52         | 371.71     | 408.88         | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 122.85    | 349.84        | 69.36         | 576.32     | 633.95         | 1569.172                 | Condition vérifie             |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 122.76    | 472.65        | 93.12         | 777.75     | 855.52         | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 122.76    | 595.36        | 115.56        | 977.07     | 1074.77        | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 122.76    | 718.12        | 136.68        | 1259.53    | 1385.48        | 2225.561                 | Condition vérifie             |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 123.89    | 842.01        | 155.80        | 1370.41    | 1507.45        | 2810.065                 | Condition vérifie             |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 123.89    | 965.9         | 173.91        | 1564.83    | 1721.31        | 2810.065                 | Condition vérifie             |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 123.89    | 1089.79       | 191.50        | 1758.46    | 1934.30        | 2810.065                 | Condition vérifie             |
| RDC                    | 125.32    | 1215.11       | 208.08        | 1952.51    | 2147.76        | 3394.568                 | Condition vérifie             |

$$N_u = 1479.106 \text{ KN poteau de central} < N_u = 1952.02 \text{ KN poteau de rive}$$

→ Donc le poteau de rive est le poteau le plus sollicité

### II.3.1.6. Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le RPA 99 / version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

#### A) Coffrage :

Tableau II.17 : 1<sup>ère</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

| condition à vérifier             | Application de condition  | Vérification |
|----------------------------------|---|--------------|
| Min (b, h) ≥ 25 cm               | Min (b, h) = 30 cm ≥ 25 cm  | Oui          |
| Min (b, h) ≥ h <sub>e</sub> / 20 | Min (b, h) = 30 cm ≥ (h <sub>e</sub> / 20) = (3,23) / 20 = 16.15 cm | Oui          |
| 0.25 ≤ (b / h) ≤ 4               | 0,25 ≤ (30 / 40) = 0,7 ≤ 4  | Oui          |

#### B) Vérification spécifique selon le RPA 99/version 2003 : (Art 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :  $N_d = N_G + N_Q + N_E$ .

Tableau II-15 : 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.

|                        | N <sub>d</sub><br>(kN) | f <sub>c28</sub><br>(kN/cm <sup>2</sup> ) | B (cm <sup>2</sup> ) | $\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$ | Observation        |
|------------------------|------------------------|---|----------------------|---|--------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 137,3                  | 2.5                                       | 1200                 | 0.04                                    | Condition vérifiée |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 292.6                  | 2.5                                       | 1200                 | 0.09                                    | Condition vérifiée |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 448,2                  | 2.5                                       | 1200                 | 0.14                                    | Condition vérifiée |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 607.0                  | 2.5                                       | 1600                 | 0.15                                    | Condition vérifiée |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 765.9                  | 2.5                                       | 1600                 | 0.19                                    | Condition vérifiée |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 925.0                  | 2.5                                       | 1600                 | 0.23                                    | Condition vérifiée |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 1087.7                 | 2.5                                       | 2000                 | 0.21                                    | Condition vérifiée |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 1250.4                 | 2.5                                       | 2000                 | 0.25                                    | Condition vérifiée |
| 1 <sup>ère</sup> étage | 1412.2                 | 2.5                                       | 2000                 | 0.28                                    | Condition vérifiée |
| RDC                    | 1570                   | 2.5                                       | 2400                 | 0.26                                    | Condition vérifiée |

#### II.4. Conclusion :

Le pré dimensionnement est fait en avant-projet en répondant aux différentes exigences des règlements RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à **(20 + 4) cm**, l'épaisseur des dalles pleines à **14 cm** pour les balcons et les paliers et les paillasse des escaliers utilisés dans cette structure à **e = 10 cm** pour RDC 1 et **e = 18 cm** pour EC et RDC 2.

Après avoir pré dimensionné les éléments secondaires, non structuraux on a procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux, dont on a opté une section de **(30 × 40) cm<sup>2</sup>** pour les poutres principales et **(30 × 30) cm<sup>2</sup>** pour les poutres secondaires et **(30 × 30) cm<sup>2</sup>** pour les poutres paliers.

L'épaisseur des voiles **e = 18 cm**.

Les poteaux ont été étudiés à la compression simple et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité. Après avoir effectué la descente de charge sur les deux poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau de rive (**D-3**). Les sections des poteaux ainsi adoptées sont :

- ✓ Poteaux du R.D.C : **(40 × 60) cm<sup>2</sup>**.
- ✓ Poteaux des étages 1, 2 et 3 : **(40 × 50) cm<sup>2</sup>**.
- ✓ Poteaux des étages 4, 5 et 6 : **(40 × 40) cm<sup>2</sup>**.
- ✓ Poteaux des étages 7, 8 et 9 : **(30 × 40) cm<sup>2</sup>**.

# Chapitre III :

*Calcul des éléments secondaires*

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

### III. Introduction :

Par éléments secondaires, l'on entend éléments non structuraux ; ceux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement et dont le rôle est d'assurer le confort et la sécurité des usagers. Ceux sont des éléments en maçonnerie (cloisons, mur extérieurs...) ou autres (balcon, escalier, parement de façade, plafond suspendu et.). Nous étudierons successivement les escaliers, les planchers, l'acrotère, et les balcons. Le calcul sera effectué conformément aux règlements CBA/93 et RPA99.

#### III.1. Acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute. L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul se fera pour une bande de 1 m, sollicitée à flexion composée sous l'effet d'un effort normal  $N_G$  dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à :  $Q(F) = 1.0 \text{ KN}$ .

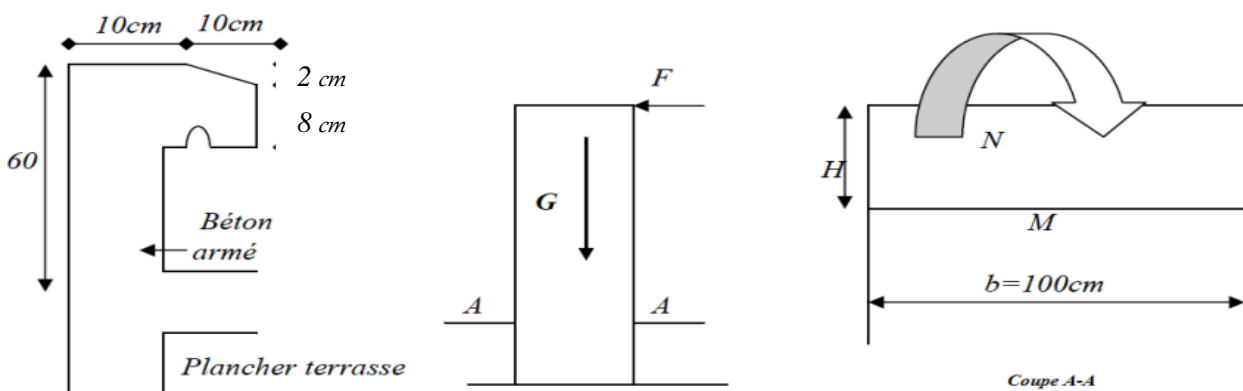


Figure III.1. L'acrotère.

#### III.1.1. Calcul des sollicitations :

Poids propre de l'acrotère : On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliqué en son centre de gravité : soit

- Enduit :  $e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow G_{\text{enduit}} = 55 \text{ Kg/ml}$ .
- Béton:  $(0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,1}{2}\right) = 0,069$ .

$$G_{\text{béton}} = 25 \times 0,069 = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

- $G_{\text{total}} = 172.5 + 55 = 227.5 \text{ Kg/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ Kg/ml}$ .

### III.1.2. Evaluation des charges :

$$N_G = 227.5 \text{ Kg} \quad ; \quad M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \quad ; \quad M_Q = q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ Kg.m}$$

#### ➤ Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 227.5 = 307.125 \text{ Kg.}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 60 = 90 \text{ Kg.m.}$$

#### ➤ Calcul à l'ELS :

$$N_s = G = 227.5 \text{ Kg.}$$

$$M_s = 100 \times 0.6 = 60 \text{ Kg.m.}$$

### III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage se fera en flexion composée avec une section  $S = (100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

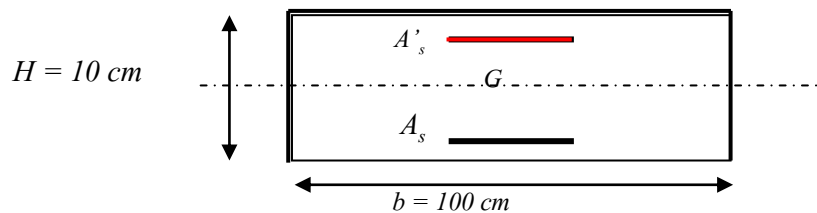


Figure III-2 : section de calcul d'acrotère.

Soit :  $b = 100 \text{ cm}$ .

$d = 8 \text{ cm}$  fissuration préjudiciable.

$c$  : Enrobage.

$e$  : 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.

## III.1.3.1. Calcul de l'excentricité :

## ➤ Etat limite ultime (ELU) :

- $e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{307.125} = 0.293 \text{ m.}$
- $e_o = 0.293 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m.}$

$e_o > \frac{h}{6}$  donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

## ➤ Etat limite de service (ELS) :

- $e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{227.5} = 0.263 \text{ m}$
- $e_o = 0.26 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m}$

$e_o > \frac{h}{6}$  donc la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

## III.1.3.2. Calcul des armatures :

## ➤ Etat limite ultime (ELU) :

## ➡ Moments fictives :

- $M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 307.125 \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 99.22 \text{ Kg.m.}$
- $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$
- $\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{99.22 \times 10^4}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0109.$
- $u_l = 0.392$  d'où  $A_s' = 0$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013.$
- $Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.08 (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.0796 \text{ m.}$
- $A_f = \frac{M_f}{Z_b \sigma_s} = \frac{99.22 \times 10^4}{79.6 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2.$
- $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 36 - \frac{307.125 \times 10}{348} = 0.27 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0.27 \text{ cm}^2.$

## ➡ Vérification à L'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d.} \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Donc :  $A = \max(A_{\text{calculé}}; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$  on adopte  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$



- Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30; 33) \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte} \quad A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

➔ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL 91] art 5.1.1 :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(3.25; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$T_u \leq 1.5Q_l h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ kg/ml.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{900}{8 \times 100} = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0.6 = 24 \text{ cm.}$$



Figure III-3: longueur de scellement.

➤ Etat limite service (ELS) :

➔ Moments fictives :

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_f = M_{\text{serG}} + N_{\text{ser}} \left( d - \frac{h}{2} \right) = 60 + 227.5 \left( 0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 66.825 \text{ Kg.m.}$$

➔ Calcul des contraintes admissibles :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

- Acier : La contrainte de l'acier à l'ELS est :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{nf_{t28}} \end{array} \right. = 202 \text{ MPa.}$

➔ La position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{n \cdot \sigma_{bc}}{(n \cdot \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s)} \cdot d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 202)} \cdot 80 = 42.15 \text{ mm} = 4.215 \text{ cm.}$$

➡ **Moment de service limite :**

- $Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 66 \text{ mm}$
- $M_1 = \overline{\sigma}_{bc} \times b \times y \times Z_1 \times 0,5 = 15 \times 1000 \times 42,15 \times 66 \times 0,5 = 20,86 \text{ kN.m.}$
- $M_{\text{ser}A} < M_1 \rightarrow A =$  La section est sans aciers comprimés.
- $A_{s,\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}A}}{Z \cdot \overline{\sigma}_{st}} = \frac{66,825 \times 10^4}{66 \times 202} = 0,501 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{min}} \geq 0,23 \times (b \times d) \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (100 \times 8) \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$
- $A_s = \text{Max}(A_s; A_{\text{min}}) \rightarrow A_s = 0,96$  On adopte  **$A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

✚ **Schéma de ferrailage :**

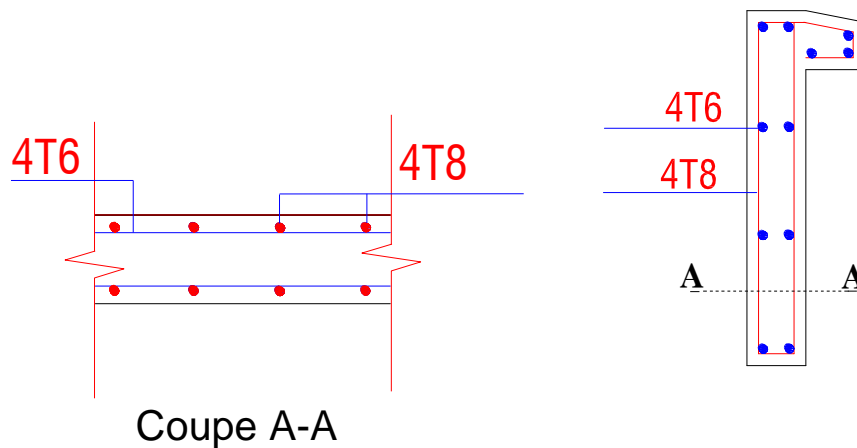


Figure III-4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

- $C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol  $C_p = 0,8$
- $W_p$  : Poids de l'élément.  $W_p = 2,275 \text{ KN/ml.}$
- $A$  : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A = 0,15$

D'où:

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 227,5 = 109,2 \text{ kg}$$

$$F_p = 109,2 \text{ kg} < Q = 100 \times 1,5 = 150 \text{ kg} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## III.2. L'escalier :

### III.2.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par normes, documents techniques unifiés, décrets ou arrêtés en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment. La réglementation incendie est souvent déterminante. Il doit donc être facilement praticable et suffisamment solide. Il faut aussi qu'il soit d'un entretien aisé, afin de pouvoir garantir à l'ouvrage une longévité économique acceptable. Dans bien des cas, on lui attribue en outre un rôle architectural important.

On distingue:

- **Les escaliers intérieurs:** Du niveau du rez-de-chaussée à celui de l'étage ou à celui du sous-sol.
- **Les escaliers extérieurs:** Marches d'accès à partir du terrain naturel vers le rez-de-chaussée, l'étage ou le sous-sol.

### III.2.2. Terminologie :

- **La ligne de foulée :** ligne fictive figurant la trajectoire théorique suivie par une personne empruntant l'escalier.
- **Le jour d'escalier ou lunette :** espace central autour duquel l'escalier se développe.
- **L'emmarchement :** largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **La contremarche :** Désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.
- **Le giron :** Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre G.
- **La volée :** ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le nez de marche :** bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **Paillasse** Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.
- **Palier :** Plate-forme ménagée à chaque étage et accédant aux portes palières. La plate-forme intermédiaire qui ne donne pas accès à des locaux est appelée repos ou palier de repos.

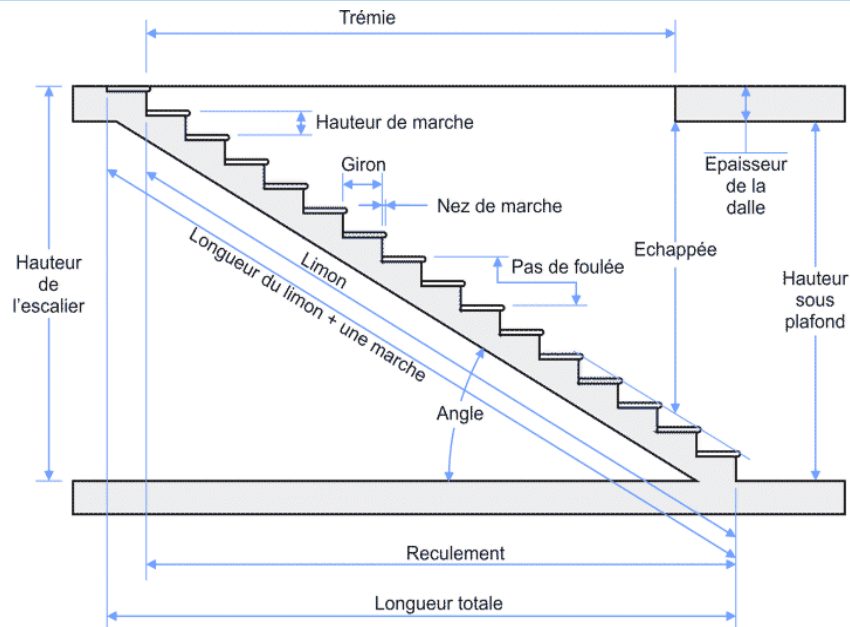


Figure III-5 : présentation de l'escalier.

III.2.3. les différents types des escaliers :

A. Niveau RDC 1 :

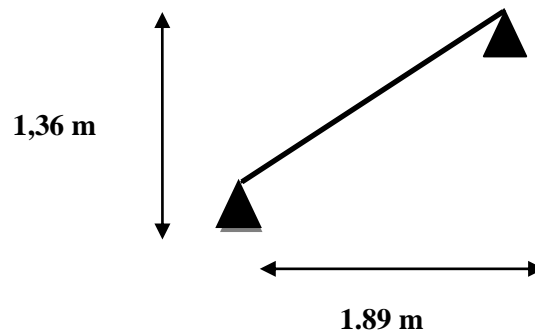


Figure III-6 : Schéma d'escalier type 1 niveau RDC 1.

B. Niveau RDC 2 et étage courant:

On a 2 types :

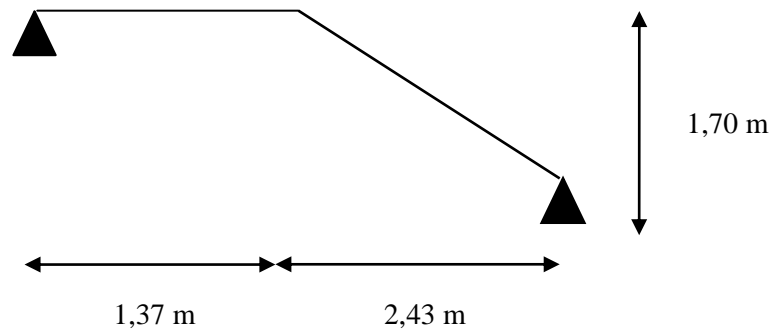


Figure III-7 : Schéma d'escalier type 1 niveau RDC et EC.

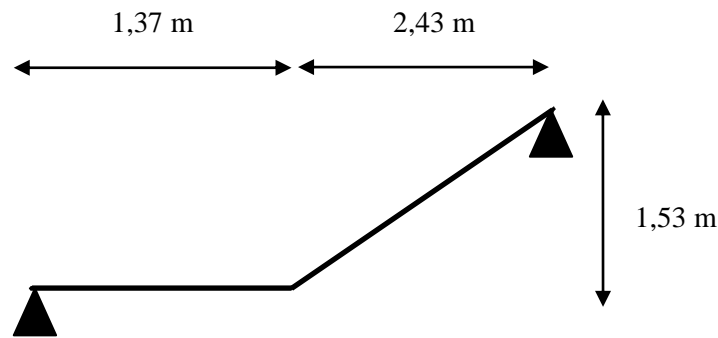


Figure III-8 : Schéma d'escalier type 2 niveau RDC et EC.

### III.2.4. Charges et surcharges sur l'escalier :

#### III.2.4.1. Palier et La paillasse :

##### A. Les Combinaisons de Chargement :

Avec :  $Q = 250 \text{ kg/ml} = 0.25 \text{ t/ml}$ .

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

La paillasse :  $G = 918.68 \text{ Kg/m}^2$

#### ✓ ELU :

- Palier :  $q_1 = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 0.628 + 1.5 \times 0.250 = 1.222 \text{ t/ml}$ .
- paillasse :  $q_2 = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 0.91868 + 1.5 \times 0.250 = 1.614 \text{ t/ml}$ .

#### ✓ ELS :

- Palier :  $q_1 = G_1 + Q_1 = 0.628 + 0.25 = 0.878 \text{ t/ml}$ .
- Paillasse :  $q_2 = G_2 + Q_2 = 0.91868 + 0.25 = 1.169 \text{ t/ml}$ .

**Remarque :** On fait le calcul sur le cas le plus défavorable (type1 niveau RDC et EC).

#### ► Les diagrammes des sollicitations (ELU) :

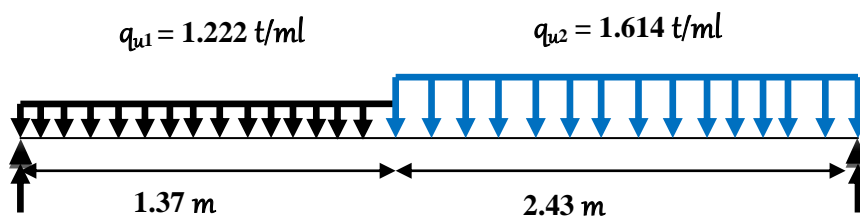


Figure III-9 : Le diagrammes des sollicitations (ELU).

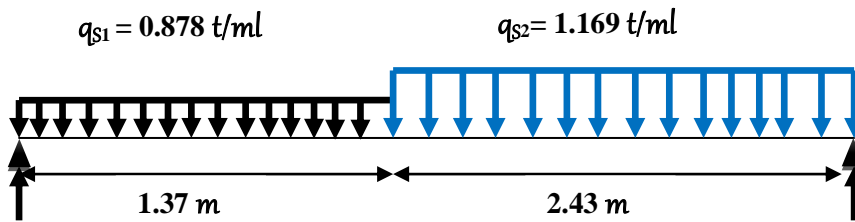


Figure III-10 : Le diagrammes des sollicitations (ELS).

B. Calcul de la charge équivalente :

$$q_e = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i}$$

- $Q_i$  : charge répartie sur la longueur  $L_i$ .
- $L_i$  : longueur d'application de la charge  $q_i$ .
- ✓ **ELU :**
- $q_{eu} = \frac{(1.222 \times 1.37) + (1.614 \times 2.43)}{1.37 + 2.43} = 1.472 \text{ t/ml.}$
- $q_{eu} = 1.472 \text{ t/ml.}$
- ✓ **ELS :**
- $q_{es} = \frac{(0.878 \times 1.37) + (1.169 \times 2.43)}{1.37 + 2.43} = 1.064 \text{ t/ml.}$
- $q_{es} = 1.064 \text{ t/ml.}$

C. Calcul de l'effort tranchant et moment isostatique :

- ✓  $T = \frac{QL}{2}$  ;  $M = \frac{QL^2}{8}$
- ✓  $M_t = 0,85M_0$  ;  $M_{app} = 0,3M_0$

Tableau III-1 : l'effort tranchant et moment isostatique.

|          | ELU   | ELS   |
|----------|-------|-------|
| T (t)    | 2.796 | 2.021 |
| M (t.m)  | 2.656 | 1.920 |
| M travée | 2.257 | 1.632 |
| M appui  | 0.796 | 0.576 |

- Pour  $0 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$

✓ ELU :

$$T(x) = R_A - q \times x = 2.796 - 1.472 x.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow \text{Si } x = \frac{R_A}{q} = \frac{2.796}{1.472} = 1.8 \text{ m.}$$

✓ ELS :

$$T(x) = R_A - q \times x = 2.021 - 1.064 x.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow \text{Si } x = \frac{R_A}{q} = \frac{2.021}{1.064} = 1.8 \text{ m}$$

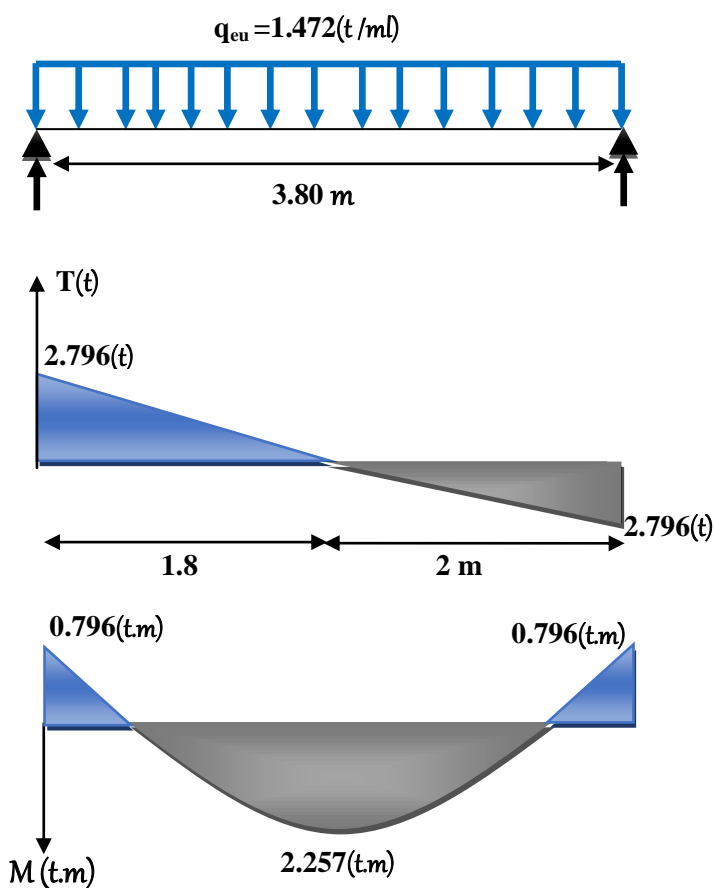


Figure III-11 : Diagramme des sollicitations niveau RDC 2 et EC à ELU.

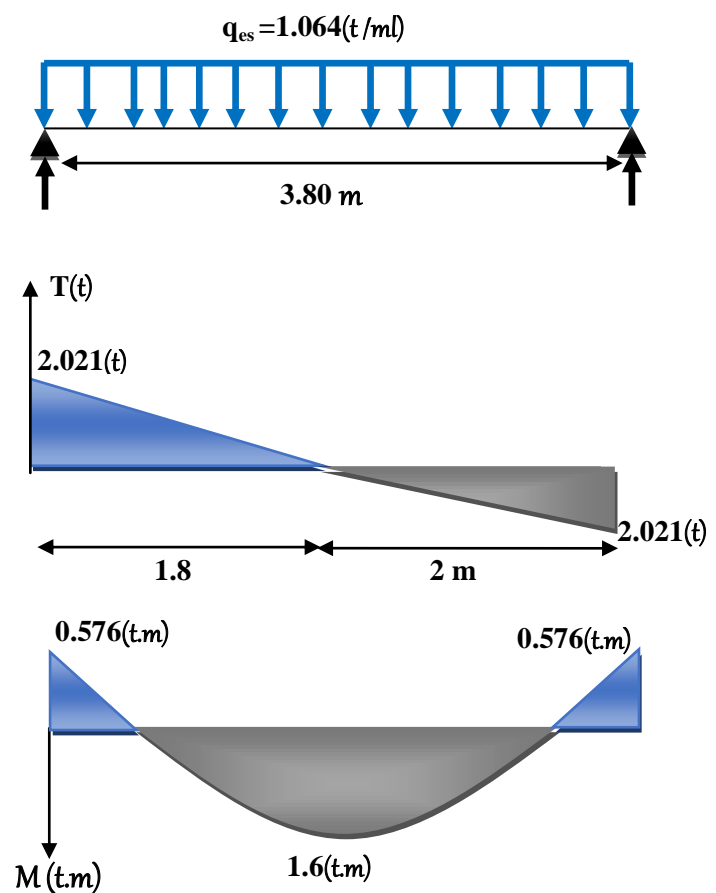


Figure III-12 : Diagramme des sollicitations niveau RDC 2 et EC à ELU.

### D. Détermination du ferrailage :

On va déterminer le ferrailage du type 1 de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

#### ➤ Ferrailage de Palier de repos et La paillasse :

- $c = 2 \text{ cm}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
- $d = h - c = 17 - 2 = 15 \text{ cm}$ .
- $\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_l = 0.392$ .
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$
- $\tau = d \times (1 - 0.4 \alpha)$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .
- $A = \frac{M_u}{\tau \sigma_s}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ .

Tableau III-2 : tableau de calcul la section Travée et Appui.

|        | $M_u$<br>(t.m) | $b$<br>(cm) | $d$<br>(cm) | $\mu$ | $\alpha_u$ | $\tau$<br>(cm) | $A$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|----------------|-------------|-------------|-------|------------|----------------|---------------------------|
| Travée | 2.257          | 100         | 15          | 0.070 | 0.090      | 14.46          | 4.485                     |
| Appui  | 0.796          | 100         | 15          | 0.024 | 0.030      | 14.82          | 1.543                     |

#### ➡ Vérification à L'ELU :

##### 1. Condition de non fragilité :

##### ✓ En travée :

$$A_{\min} \geq 0,23 b.d \frac{F_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \text{Max}(4.485 ; 1.81) \rightarrow A_t = 4.485 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ .



- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte} \quad A_{tr} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **En appui :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \text{Max}(A_{\text{calculé}}; A_{\min}) = \text{Max}(1,543; 1,81) \Rightarrow A_a = 1,81 \text{ cm}^2.$$

On prend  $A_a = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2. \quad \text{On adopte} \quad A_{ar} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

✚ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \geq \text{Min}\{0, 9d, 40\text{cm}\} \rightarrow S_t \geq 13,5 \text{ cm}. \quad \text{On adopte} \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

## 2. Vérification de la contrainte de cisaillement selon le CBA/93:

$$\text{On a : } V_{\max} = 27,96 \times 10^3 \text{ N} \quad b_o = 100 \text{ cm} \quad d = 15 \text{ cm}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bullet \quad \overline{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\} \rightarrow \overline{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa}\} = \min\{3,33; 5\}$$

$$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{2,796 \times 10^4}{1000 \times 150} = 0,18 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \rightarrow \tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## ➡ Vérification à ELS : le BAEL93 :

D'après les règles BAEL 91, pas de vérification des contraintes de béton pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple dont les armatures, sont en FeE 400 si la condition suivante est vérifiée  $\alpha_u < \alpha$  avec :

$$\bullet \quad \alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\bullet \quad \delta = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III-3 : tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_s}$ | $\alpha_{cal}$ | $\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison     |
|---------|----------------------------|----------------|--|-----------------|
| Travée  | 1.38                       | 0.090          | 0.44   | $0.090 < 0.44.$ |
| Appui   | 1.38                       | 0.030          | 0.44   | $0.030 < 0.44.$ |

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .

✚ Schéma de ferrailage :

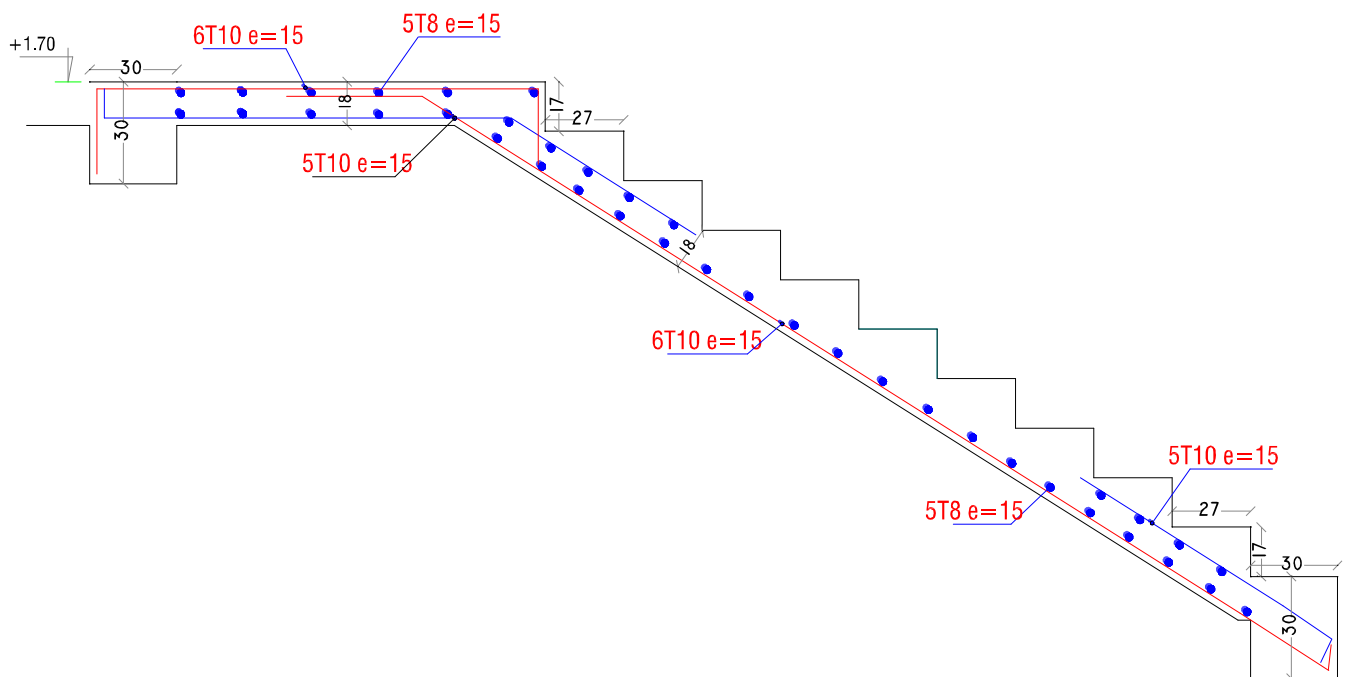


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.2.4.2. La poutre palière :

#### A. Evaluation des charges :

- Poids propre :  $0.3 \times 0.3 \times 2500 = 0.26$  t/ml.
- Poids de mur :  $1.312 \times 0.414 = 0.54$  t/ml.
- Réaction de la paillasse :  $R_u = 2.796$  t/ml.

$$R_s = 2.021 \text{ t/ml.}$$

## B. Calcul des moments :

## ✓ ELU :

- $Q = 1.35G + R_u = 1.35 (0.26 + 0.54) + 2.796 \times 1 \text{ m} = 3.876 \text{ t/ml}$ .
- $M_o = \frac{Ql^2}{8} = \frac{3.876 \times 3.4^2}{8} = 5.60 \text{ t.m}$ .
- Travée :  $M_t = 0.85M_o = 4.76 \text{ t.m}$ .
- Appui :  $M_a = 0.3M_o = 1.68 \text{ t.m}$ .

## ✓ ELS :

- $q = G + R_s = (0.26 + 0.54) + 2.021 \times 1 \text{ m} = 2.821 \text{ t/ml}$ .
- $M_o = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.821 \times 3.4^2}{8} = 4.07 \text{ t.m}$ .
- Travée  $M_t = 0.85M_o = 3.45 \text{ t.m}$ .
- Appui  $M_a = 0.3M_o = 1.221 \text{ t.m}$ .

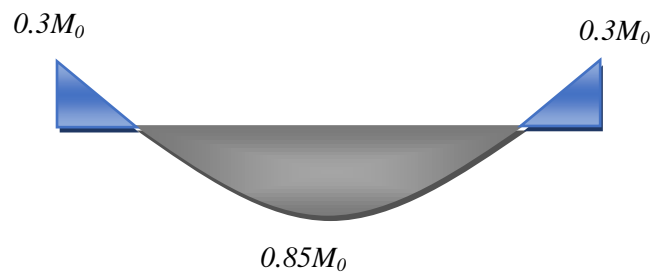


Figure III.14 : Diagramme des moments dans poutre palière.

## C. Détermination du ferrailage

## ➤ Armature longitudinale :

- $c = 2 \text{ cm}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$
- $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$ .
- $\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$
- $Fe = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392$ .
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$
- $\tau = d \times (1 - 0.4 \alpha)$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

- $A = \frac{M_u}{\tau \sigma_s}$
- $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$
- $A_{\min} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{F_{t28}}{F_e}$

Tableau III-4 : tableau de calcul la section Travée et Appui

|        | Mu<br>(t.m) | B<br>(cm) | d<br>(cm) | $\mu$ | $\alpha_u$ | $\tau$<br>(cm) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A adaptée<br>(cm <sup>2</sup> )       |
|--------|-------------|-----------|-----------|-------|------------|----------------|-------------------------|--|---------------------------------------|
| Travée | 4.76        | 30        | 28        | 0.042 | 0.053      | 27.40          | 4.99                    | 1.11                                   | 3HA14+ 2HA12<br>=6.88 cm <sup>2</sup> |
| Appui  | 1.68        | 30        | 28        | 0.015 | 0.018      | 27.79          | 1.73                    | 1.11                                   | 3HA12<br>=3.39 cm <sup>2</sup>        |

➔ Vérification de la section minimale :

- $\frac{A_t}{b \cdot s_t} \times f_c \geq 0.4 \text{ MPa.}$
- $\frac{6.88}{30 \times 25} \times 400 = 3.66 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ Armature transversale :

➔ Vérification selon le CBA/93 :

✓ Effort tranchant ultime :

On a:  $V_u = \frac{Q.L}{2} = \frac{3.876 \times 3.4}{2} = 6.58 \text{ t.}$

✓ la contrainte de cisaillement ultime :

On a:  $b_0 = 30 \text{ cm.} \quad d = 28 \text{ cm.}$

Fissuration peu nuisible :

- $\overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \}$

$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{6.58 \times 10^4}{300 \times 280} = 0.783 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0.783 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les armature transversal seront des armatures droit. Le diamètre des barres transversal est directement lié au diameter des barres longitudinale selon l'expression:

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.} \quad \rightarrow \varnothing_t = 8 \text{ mm.}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 16 \right)$$

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm} < \min \left( \frac{300}{35} ; \frac{300}{10} ; 16 \right) = 12 \text{ mm.}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

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

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

✓ Calcul de l'espacement :

$$S_t \geq \min \{0, 9d, 40\text{cm}\} \rightarrow S_t \geq 25.2 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad S_t = 25 \text{ cm.}$$

✚ Schéma de ferrailage :

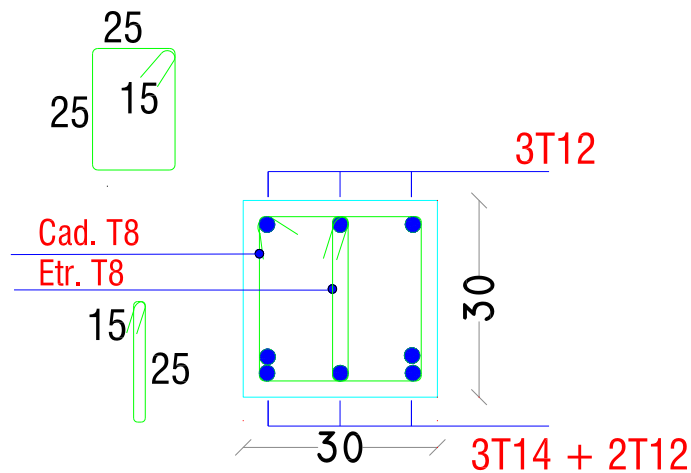


Figure III-15 : Schéma de ferrailage de poutre palière.

### III.3. Les planchers :

#### III.3.1. Définition :

Un plancher est une aire plane destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit être supporté son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré par un feu plafond ou un revêtement de sol approprié.

#### III.3.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

#### ➤ Disposition des poutrelles

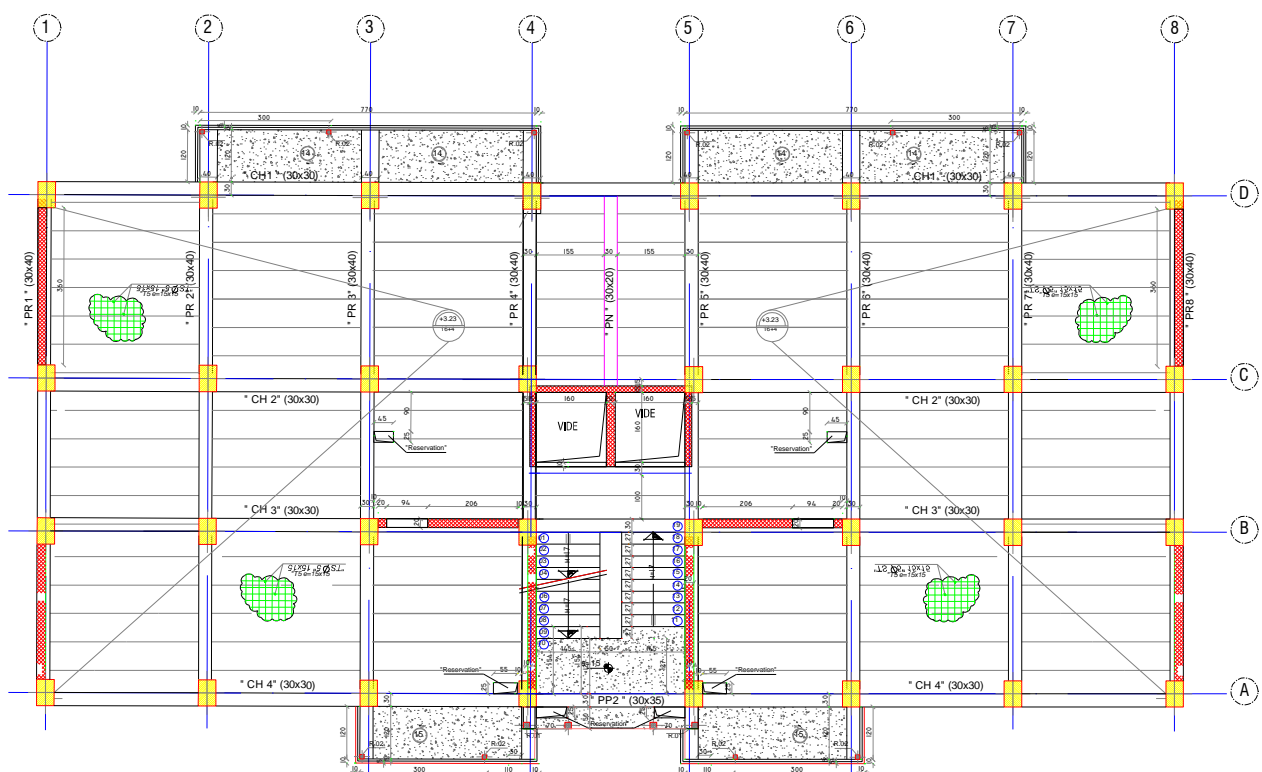


Figure III.16 : Plan de coffrage (Disposition des poutrelles).

### III.3.3. Méthode de calcul des poutrelles :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutrelles en béton armé sont :

- La méthode forfaitaire (Annexe E.1 de BAEL 91).
- La méthode de Caquot (Annexe E.2 de BAEL 91).
- Méthode des trois moments.

#### III.3.3.1. Méthode forfaitaire :

##### A. Domaine d'application :

1. La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées  $Q \leq \max \{2 G, 5 \text{ kN}\}$ .
2. Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
3. La fissuration est peu nuisible.
4. Les portées successives sont dans un rapport comprises :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1,25$$

##### B. Exposé de la méthode :

- $\alpha = \frac{q}{(G+Q)}$
- $M_t \geq \max\{(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} & \rightarrow \text{travée de rive} \end{cases}$

Soit :

- \*  $\alpha$  : 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.
- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :
- 1)  $0.6 M_0 \rightarrow$  poutre à 2 travées.

- 2)  $0.5 M_0 \rightarrow$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
- 3)  $0.4 M_0 \rightarrow$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

### III.3.3.2. Méthode de Caquot :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### A. Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Notation de longueur :

- $L'_g = 0,8 L_g$  .....travée intermédiaire.
- $L'_d = 0,8 L_d$  .....travée intermédiaire.
- $L' = L$  .....travée de rive.

#### B. Les moments en appui :

- $M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$  .....appui intermédiaire.
- $M_a = 0.5M_0$  ..... appui de rive.

$$\text{avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

#### C. Effort tranchant :

- $T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = T_w + ql$
- $T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

(  $T_w ; T_e$  ) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

#### D. Moment en travée:

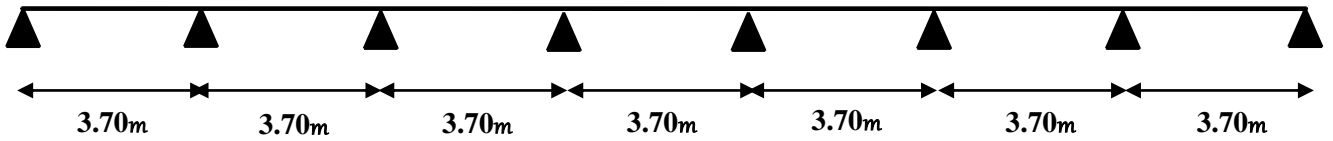
- $M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (T_w x + M_w)$
- $\chi = \frac{-T_w}{q}$



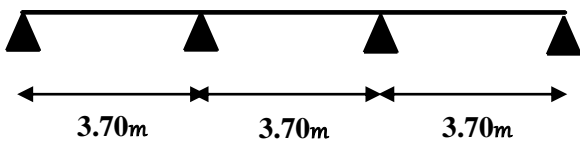
## III.3.4. Les différents types de poutrelles

## ➤ Niveau Terrasse :

- Type o1 :

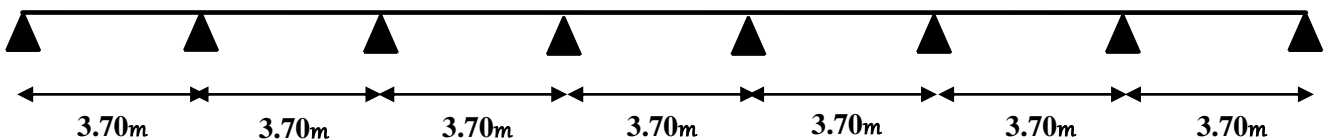


- Type o2 :

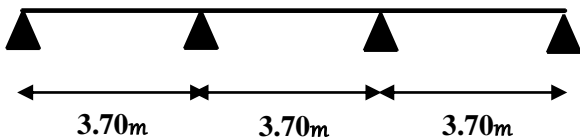


## ➤ Etage Courante :

- Type o1 :



- Type o2 :



III.3.5. Les différentes descentes de charge :

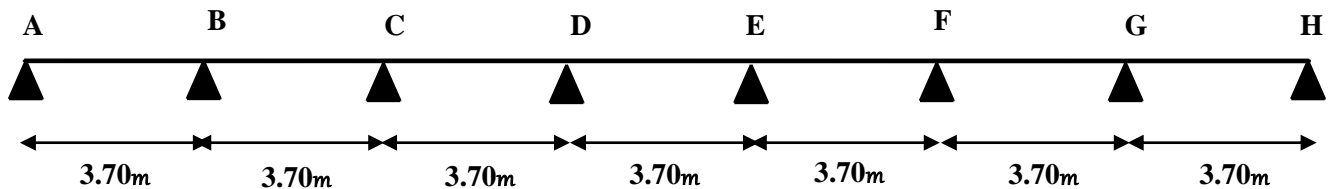
Tableau III-5: Les différentes descentes de charge.

| Niveaux                                | G<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | b<br>[m] | Combinaison des charges                       |  |
|--|---------------------------|---------------------------|----------|---|--|
|  |                           |                           |          | ELU [KN/ml]<br>$qu = b \times (1,35G + 1,5Q)$ | ELS [KN/ml]<br>$qs = b \times (G + Q)$ |
| Terrasse accessible                    | 6,33                      | 1,50                      | 0,65     | 7.01  | 5.08                                   |
| Étage courant<br>(hall de circulation) | 5,00                      | 2,50                      | 0,65     | 6.82  | 4.87                                   |
| Étage courant<br>(chambre)             | 5,00                      | 1,50                      | 0,65     | 5.85  | 4.22                                   |

III.3.6. Etude de la poutrelle par niveaux :

III.3.6.1. Etude de la poutrelle au niveau terrasse :

A. Calcul de la poutrelle type 1:



• Condition d'application de la méthode forfaitaire:

1. Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max ( 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 )$ .

$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \max ( 2G ; 5 \text{ KN/m}^2 ) = 10 \text{ KN/m}^2$  .....Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité..... Condition vérifiée.

3. La fissuration est peu nuisible. ....Condition vérifiée.

4. Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq l_{x-1}/l_x \leq 1,25$$

Remarque : le travée est constant (L = 3.7 m) dans tous les type :

$0,8 \leq \frac{3,7}{3,7} = 1 \leq 1,25$  .....Condition vérifiée.

Donc on utilise la **méthode forfaitaire**:

a) **Calcul des moments :**

- **E.L.U:**  $M_{ou} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0.701 \times 3.7^2}{8} = 1.19 \text{ t.m.}$
- **E.L.S:**  $M_{os} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{0.508 \times 3.7^2}{8} = 0.86 \text{ t.m.}$

➤ **Moments en appui :**

✓ **Appui de rive :**

$$M_A = M_H = 0.$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15 Mo.

Donc :

- **ELU :**  $M_A = M_H = 0.15 \times M_o = 0.178 \text{ t.m.}$
- **ELS :**  $M_A = M_H = 0.15 \times M_o = 0.129 \text{ t.m.}$

✓ **Appuis intermédiaires :**

- **ELU :**

$$M_B = M_G = 0.5 \times M_o = 0.595 \text{ t.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0.4 \times M_o = 0.476 \text{ t.m.}$$

- **ELS :**

$$M_B = M_G = 0.5 \times M_o = 0.430 \text{ t.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0.4 \times M_o = 0.344 \text{ t.m.}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{(G+Q)} = \frac{1.5}{(6.33+1.5)} = 0.19$$

- **ELU :**

✓ **Travée de rive AB et GH :**

$$a) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_o}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \times 0.19) \frac{1.19}{2} = 0.747 \text{ t.m.}$$

$$b) M_t \geq \max\{(1,05M_o; (1 + 0,3\alpha)M_o\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1,19; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 1,19\} - \left(\frac{0,178 + 0,595}{2}\right)$$

$$M_t \geq 1,257 - \left(\frac{0,178 + 0,595}{2}\right) = 0,871 \text{ t.m.}$$

Donc:  $M_t = 0,871 \text{ t.m.}$

✓ Travée intermédiaire BC et FG :

$$\text{a) } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0,19) \frac{1,19}{2} = 0,628 \text{ t.m.}$$

$$\text{b) } M_t \geq \max\{(1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1,19; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 1,19\} - \left(\frac{0,595 + 0,476}{2}\right)$$

$$M_t \geq 1,257 - \left(\frac{0,595 + 0,476}{2}\right) = 0,722 \text{ t.m.}$$

Donc:  $M_t = 0,722 \text{ t.m.}$

✓ Traver intermédiaire CD et DE et EF :

$$\text{a) } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0,19) \frac{1,19}{2} = 0,628 \text{ t.m.}$$

$$\text{b) } M_t \geq \max\{(1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 1,19; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 1,19\} - \left(\frac{0,476 + 0,476}{2}\right)$$

$$M_t \geq 1,257 - \left(\frac{0,476 + 0,476}{2}\right) = 0,781 \text{ t.m.}$$

Donc:  $M_t = 0,781 \text{ t.m.}$

• ELS :

✓ Traver de rive AB et GH :

$$\text{a) } M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \times 0,19) \frac{0,86}{2} = 0,540 \text{ t.m.}$$

$$\text{b) } M_t \geq \max\{(1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 0,86; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 0,86\} - \left(\frac{0,129 + 0,430}{2}\right)$$

$$M_t \geq 0,909 - \left(\frac{0,129 + 0,430}{2}\right) = 0,629 \text{ t.m.}$$

Donc :  $M_t = 0,629 \text{ t.m.}$

✓ Traver intermédiaire BC et FG :

$$\text{a) } M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0,19) \frac{0,86}{2} = 0,454 \text{ t.m.}$$

$$b) M_t \geq \max\{(1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 0,86; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 0,86\} - \left(\frac{0,430 + 0,344}{2}\right)$$

$$M_t \geq 0,909 - \left(\frac{0,430 + 0,344}{2}\right) = 0,522 \text{ t.m.}$$

Donc :  $M_t = 0,522 \text{ t.m.}$

✓ Traver intermédiaire CD et DE et EF :

$$a) M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \times 0,19) \frac{1,19}{2} = 0,454 \text{ t.m}$$

$$b) M_t \geq \max\{(1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \left(\frac{M_w + M_e}{2}\right)$$

$$M_t \geq \max\{(1,05 \times 0,86; (1 + 0,3 \times 0,19) \times 0,86\} - \left(\frac{0,344 + 0,344}{2}\right)$$

$$M_t \geq 0,909 - \left(\frac{0,344 + 0,344}{2}\right) = 0,565 \text{ t.m.}$$

Donc :  $M_t = 0,565 \text{ t.m.}$

b) Effort tranchant :

$$\bullet T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = T_w + ql$$

$$\bullet T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Tableau III-6 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

|     | Travée   | L<br>(m) | q<br>(t/m) | M <sub>0</sub><br>(t.m) | M <sub>w</sub><br>(t.m) | M <sub>e</sub><br>(t.m) | M <sub>t</sub><br>(t.m) | T <sub>w</sub><br>(t) | T <sub>e</sub><br>(t) |
|-----|----------|----------|------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|
| ELU | AB       | 3.7      | 0.701      | 1.19                    | 0.178                   | 0.595                   | 0.871                   | - 1.40                | 1.19                  |
|     | BC       | 3.7      | 0.701      | 1.19                    | 0.595                   | 0.476                   | 0.722                   | -1.26                 | 1.33                  |
|     | CD=DE=EF | 3.7      | 0.701      | 1.19                    | 0.476                   | 0.476                   | 0.781                   | -1.29                 | 1.30                  |
|     | FG       | 3.7      | 0.701      | 1.19                    | 0.476                   | 0.595                   | 0.722                   | -1.32                 | 1.27                  |
|     | GH       | 3.7      | 0.701      | 1.19                    | 0.595                   | 0.178                   | 0.871                   | -1.18                 | 1.41                  |
| ELS | AB       | 3.7      | 0.508      | 0.86                    | 0.129                   | 0.430                   | 0.629                   | -1.02                 | 0.85                  |
|     | BC       | 3.7      | 0.508      | 0.86                    | 0.430                   | 0.344                   | 0.522                   | -0.91                 | 0.96                  |
|     | CD=DE=EF | 3.7      | 0.508      | 0.86                    | 0.344                   | 0.344                   | 0.565                   | -0.93                 | 0.94                  |
|     | FG       | 3.7      | 0.508      | 0.86                    | 0.344                   | 0.430                   | 0.522                   | -0.96                 | 0.91                  |
|     | GH       | 3.7      | 0.508      | 0.86                    | 0.430                   | 0.129                   | 0.629                   | -0.85                 | 1.02                  |

➤ Diagramme des moments de flexion et l'effort tranchant :

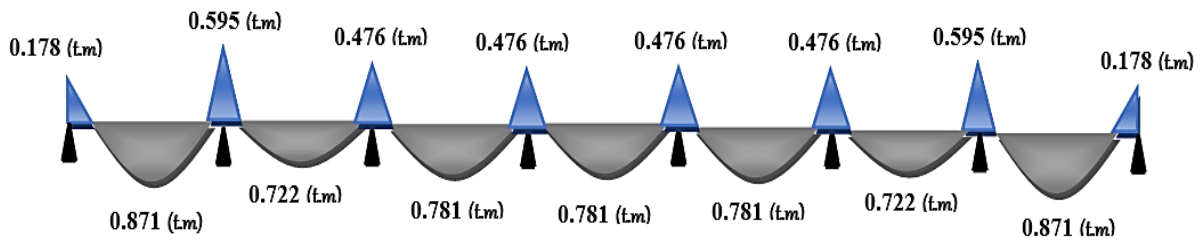


Figure III-17: Diagramme des moments de flexion à ELU type 1 au niveau terrasse.

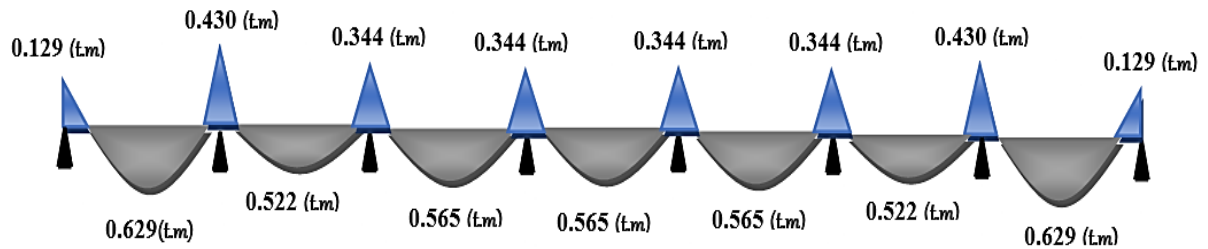


Figure III-18: Diagramme des moments de flexion à ELS type 1 au niveau terrasse.

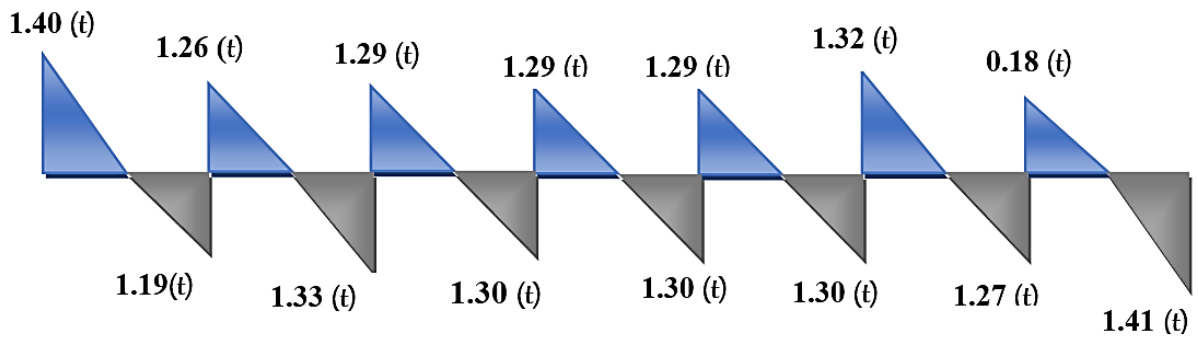


Figure III-19 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 1 au niveau terrasse.

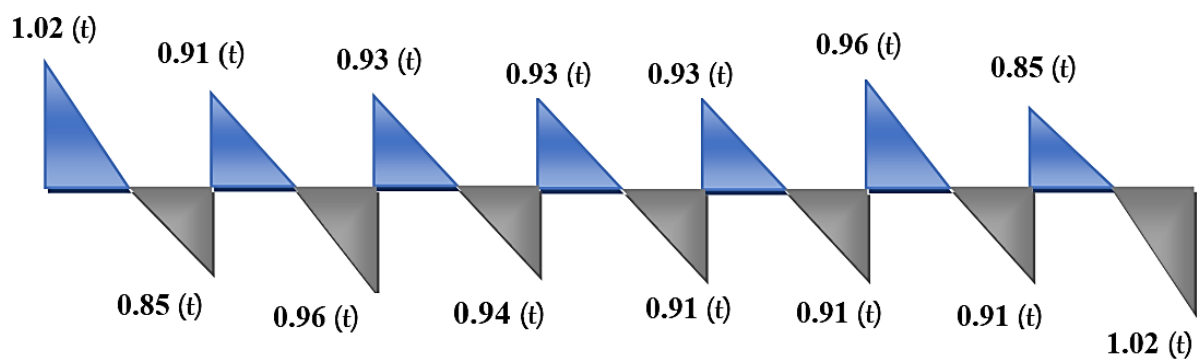


Figure III-20 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 1 au niveau terrasse.

## B. Calcul de la poutrelle type 2:

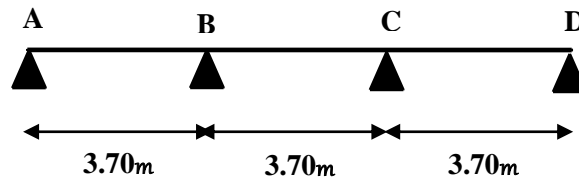


Tableau III-7 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

|     | Travée | L<br>(m) | q<br>(t/m) | Mo<br>(t.m) | Mw<br>(t.m) | Me<br>(t.m) | Mt<br>(t.m) | T <sub>w</sub><br>(t) | Te<br>(t) |
|-----|--------|----------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-----------------------|-----------|
| ELU | AB     | 3.7      | 0.701      | 1.19        | 0.178       | 0.595       | 0.871       | -1.40                 | 1.19      |
|     | BC     | 3.7      | 0.701      | 1.19        | 0.595       | 0.595       | 0.662       | -1.29                 | 1.30      |
|     | CD     | 3.7      | 0.701      | 1.19        | 0.595       | 0.178       | 0.871       | -1.18                 | 1.41      |
| ELS | AB     | 3.7      | 0.508      | 0.86        | 0.129       | 0.430       | 0.629       | -1.02                 | 0.85      |
|     | BC     | 3.7      | 0.508      | 0.86        | 0.430       | 0.430       | 0.479       | -0.93                 | 0.94      |
|     | CD     | 3.7      | 0.508      | 0.86        | 0.430       | 0.129       | 0.629       | -0.85                 | 1.02      |

## ➤ Diagramme des moments de flexion et l'effort tranchant :

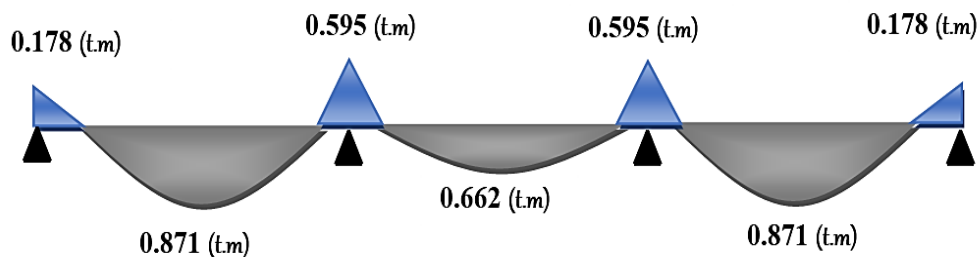


Figure III-21: Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau Terrasse.

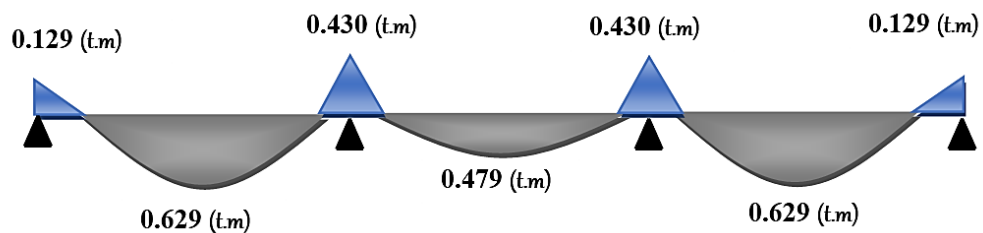


Figure III-22: Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau Terrasse.

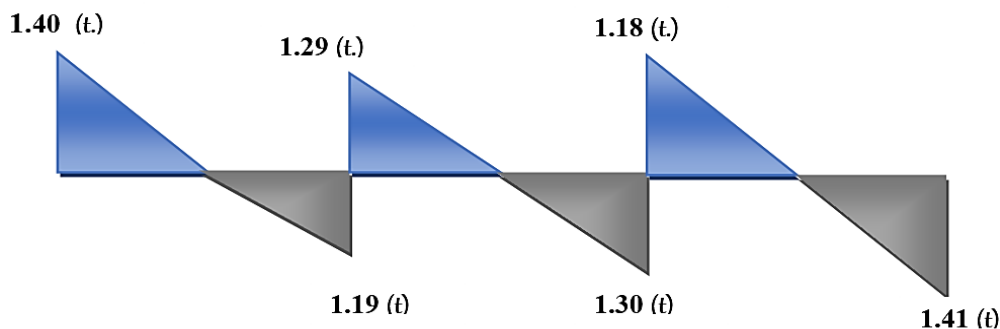


Figure III-23 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau Terrasse.

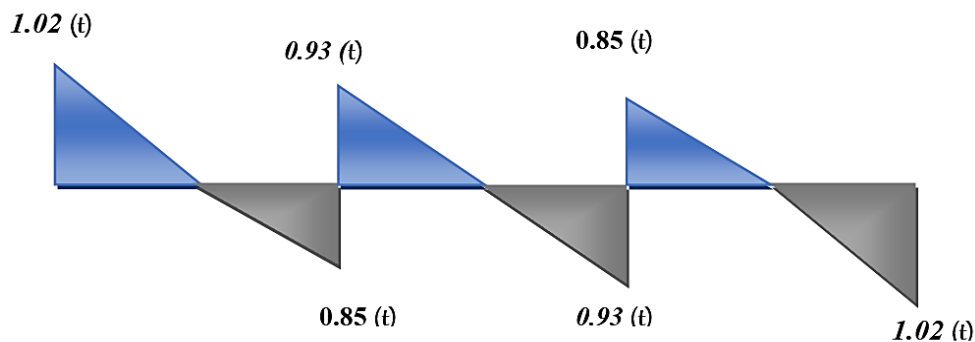
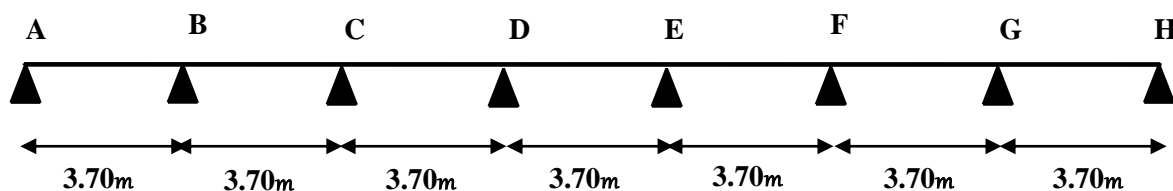


Figure III-24 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau Terrasse.

III.3.6.2. Etude de la poutrelle au EC et RDC :

A. Calcul de la poutrelle type 1 :



$$\alpha = \frac{Q}{(G+Q)} = \frac{1.5}{(5+1.5)} = 0.23$$

Tableau III-8 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

|     | Travée   | L (m) | q (t/m) | M <sub>o</sub> (t.m) | M <sub>w</sub> (t.m) | M <sub>e</sub> (t.m) | M <sub>t</sub> (t.m) | T <sub>w</sub> (t) | T <sub>e</sub> (t) |
|-----|----------|-------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| ELU | AB       | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.15                 | 0.5                  | 0.744                | -1.17              | 0.99               |
|     | BC       | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.5                  | 0.4                  | 0.619                | -1.05              | 1.11               |
|     | CD=DE=EF | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.4                  | 0.4                  | 0.669                | -1.08              | 1.08               |
|     | FG       | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.4                  | 0.5                  | 0.619                | -1.1               | 1.06               |
|     | GH       | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.5                  | 0.15                 | 0.744                | -0.98              | 1.18               |



|     |           |     |       |       |       |       |       |       |      |
|-----|-----------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| ELS | AB        | 3.7 | 0.422 | 0.722 | 0.108 | 0.361 | 0.536 | -0.84 | 0.72 |
|     | BC        | 3.7 | 0.422 | 0.722 | 0.361 | 0.288 | 0.446 | -0.76 | 0.80 |
|     | CD= DE=EF | 3.7 | 0.422 | 0.722 | 0.288 | 0.288 | 0.483 | -0.78 | 0.78 |
|     | FG        | 3.7 | 0.422 | 0.722 | 0.288 | 0.361 | 0.446 | -0.80 | 0.76 |
|     | GH        | 3.7 | 0.422 | 0.722 | 0.361 | 0.108 | 0.536 | -0.71 | 0.85 |

➤ Diagramme des moments de flexion et l'effort tranchant:

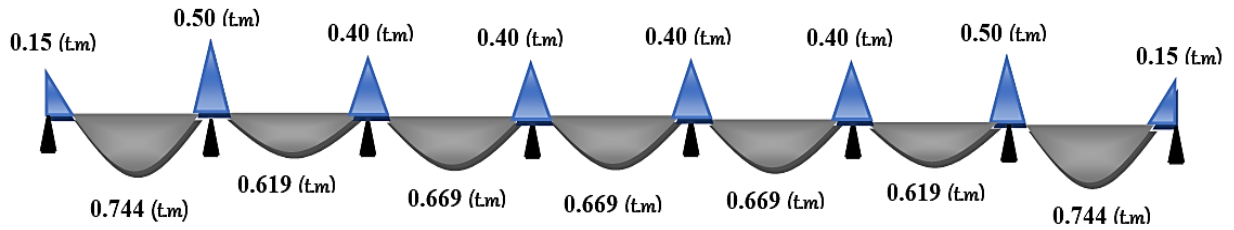


Figure III-25 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 1 au niveau EC et RDC.

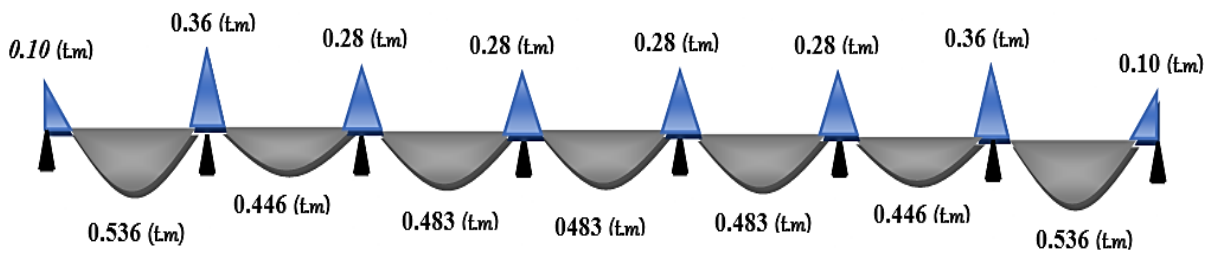


Figure III-26 : Diagramme des moments de flexion à ELStype 1 au niveau EC et RDC.

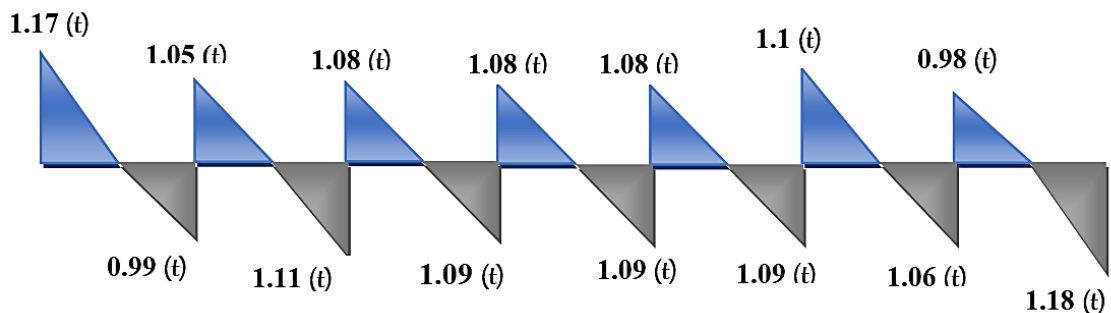


Figure III-27: Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 1 au niveau EC et RDC.

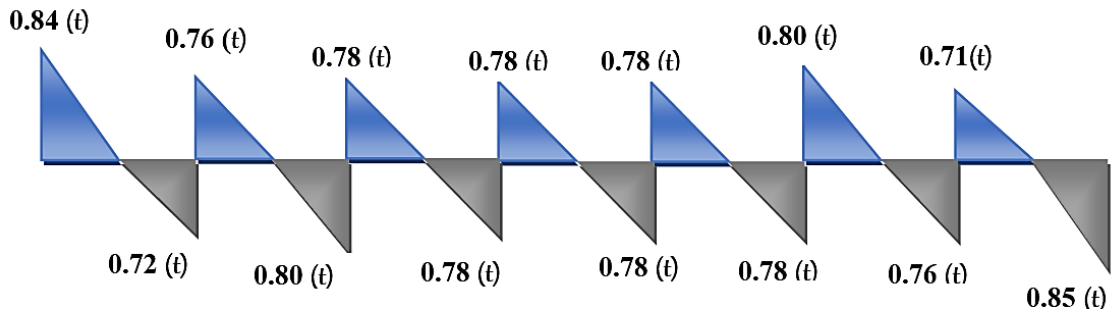


Figure III-28 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 1 au niveau EC et RDC.

B. Calcul de la poutrelle type 2:

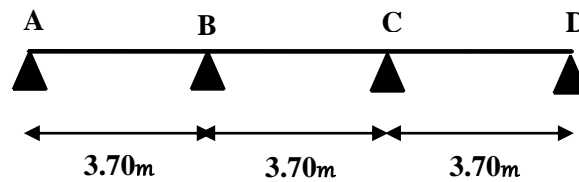


Tableau III-9 : Sollicitation à l'ELU et à l'ELS.

|     | Travée | L (m) | q (t/m) | M <sub>o</sub> (t.m) | M <sub>w</sub> (t.m) | M <sub>e</sub> (t.m) | M <sub>t</sub> (t.m) | T <sub>w</sub> (t) | T <sub>e</sub> (t) |
|-----|--------|-------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| ELU | AB     | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.15                 | 0.5                  | 0.744                | - 1.17             | 0.99               |
|     | BC     | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.5                  | 0.5                  | 0.569                | - 1.08             | 1.08               |
|     | CD     | 3.7   | 0.585   | 1                    | 0.5                  | 0.15                 | 0.744                | - 0.98             | 1.18               |
| ELS | AB     | 3.7   | 0.422   | 0.722                | 0.108                | 0.361                | 0.536                | - 0.84             | 0.72               |
|     | BC     | 3.7   | 0.422   | 0.722                | 0.361                | 0.361                | 0.410                | 0.78               | 0.78               |
|     | CD     | 3.7   | 0.422   | 0.722                | 0.361                | 0.108                | 0.536                | -0.71              | 0.85               |

➤ Diagramme des moments de flexion et l'effort tranchant :

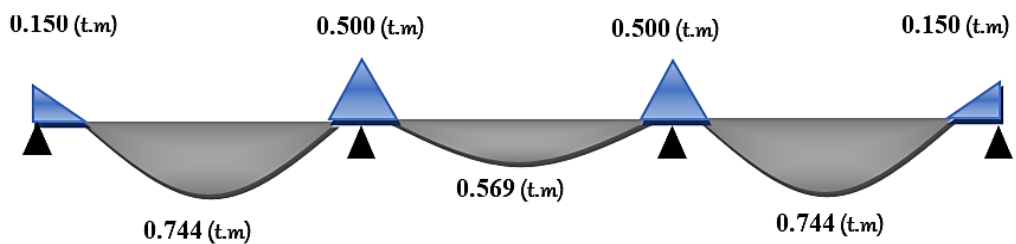


Figure III-29 : Diagramme des moments de flexion à ELU type 2 au niveau EC et RDC.

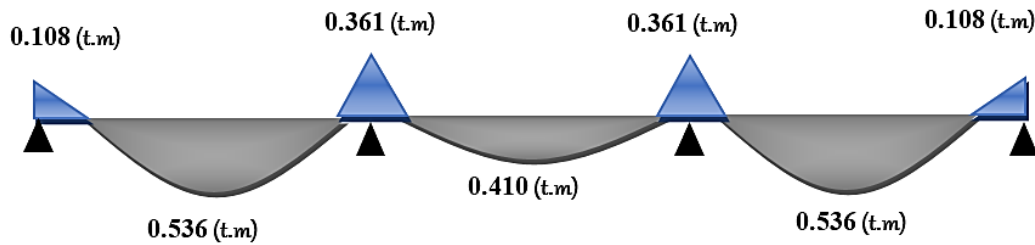


Figure III-30 : Diagramme des moments de flexion à ELS type 2 au niveau EC et RDC.

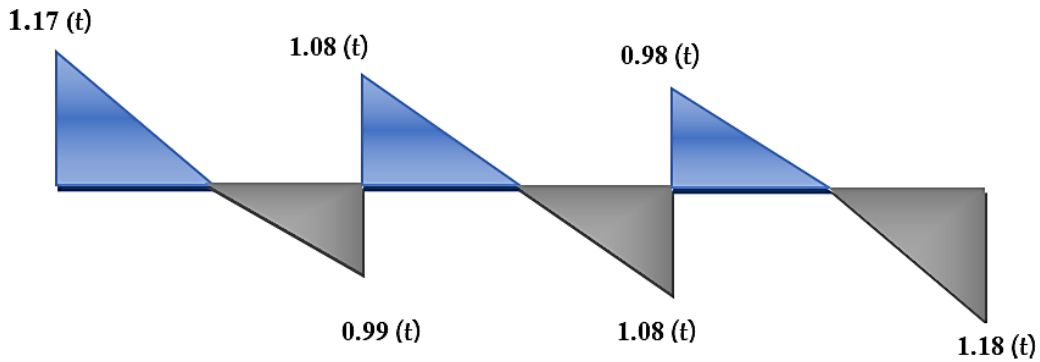


Figure III-31 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU type 2 au niveau EC et RDC.

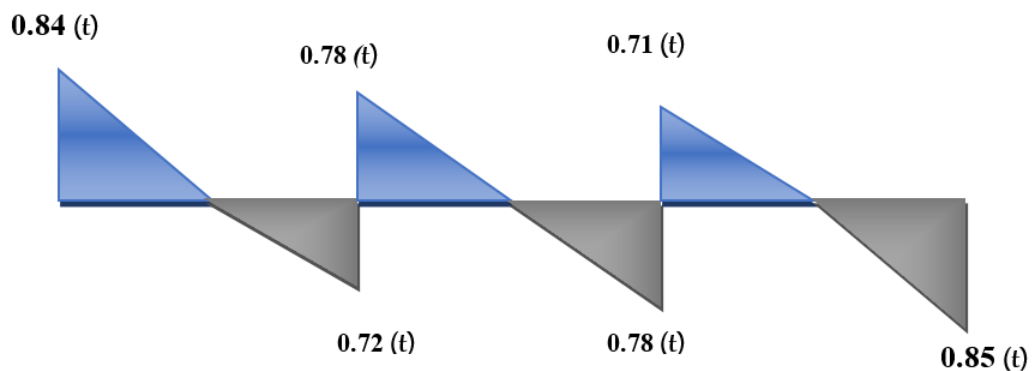


Figure III-32 : Diagramme de l'effort tranchant à ELS type 2 au niveau EC et RDC.

### III.3.6.3. Ferrailage de la poutrelle type 1 niveau terrasse :

**Remarque :** dans notre projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un type comme un exemple de calcul au niveau terrasse et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans tableau.

#### A. Ferrailage longitudinale :

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  ;  $f_{eE} 400$ ; Fissuration peu préjudiciable.

##### a) Ferrailage en travée :

➤ Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = 8.71 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$M_{tbu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left( 18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_{tbu} = 59072 \text{ N.m} > M_t = 8710 \text{ N.m}$$

➤ **Etape de calcul :**

On a  $M_{tbu} > M_u$  la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension  $b.h$  sur travée et  $b_o.h$  sur appuis

✓ **Calcul de  $\mu$  ;  $\alpha$  ;  $\beta$  ;  $A$  :**

$$\bullet \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.71 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- $\alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.029}) = 0.036.$
- $Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0.036) = 177.40.$
- $A_{ut} = \frac{M_t}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.71 \times 10^6}{177.40 \times \frac{400}{1.15}} = 141.15 \text{ mm}^2 = 1.41 \text{ cm}^2.$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{ut}) = \max(1.41; 1.41) = 1.41 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier adopté est : **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

**b) Ferrailage en appui :**

➤ **Calcul du moment équilibré par la table de compression :**

$$M_a = 5.95 \times 10^3 \text{ N.m.}$$

$$M_{tbu} = f_{bu} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{tbu} = 59072 \text{ N.m} > M_t = 5.95 \times 10^3 \text{ N.m.}$$

➤ **Etape de calcul :**

On a  $M_{tbu} > M_u$  la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension  $b.h$  sur travée et  $b_o.h$  sur appuis.

✓ **Calcul de  $\mu$  ;  $\alpha$  ;  $\beta$  ;  $A$  :**

$$\bullet \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.95 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.019 < \mu_l = 0.392.$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\bullet \alpha_u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0,023.$$

- $Z_u = d(1 - 0.4 \times \alpha_u) = 180 \times (1 - 0.4 \times 0,023) = 178.34.$
- $A_{ut} = \frac{M_t}{Z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.95 \times 10^6}{178.34 \times \frac{400}{1.15}} = 95.91 \text{ mm}^2 = 0.95 \text{ cm}^2.$

✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{\min}; A_{ut}) = \max(1.41; 0.95) = 1.41 \text{ cm}^2.$$

La section d'acier adopté est : **1HA12 + 1HA10 = 1.916 cm<sup>2</sup>.**

**B. Ferrailage transversale :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement selon le CBA/93. :**

On a:  $V_{\max} = 14.1 \times 10^3 \text{ N}$      $b_0 = 15 \text{ cm}$      $d = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} = \frac{14.1 \times 10^3}{150 \times 180} = 0.52 \text{ MPa}.$$

Fissuration peu nuisible:  $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant et les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales  $\alpha = 90^\circ$ .

➤ **Diamètre maximal des armatures d'âmes :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Q_1\right\} = \left\{\frac{200}{35}, \frac{150}{10}, 12\right\} = \{5.71; 15; 12\}$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$  on adopte un épingle de  $\phi 6$ .

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003** :

✓ Zone nodale  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t; 30 \text{ cm}\right).$

$$S_t \leq \min(5; 14.4; 30 \text{ cm}) \quad \text{On prend : } S_t = 5 \text{ cm}.$$

✓ Zone courante :  $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}.$

**On prend :  $S'_t = 10 \text{ cm}.$**

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :  **$A_t = 2 \times \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$**

➤ Calcul de la longueur de recouvrement :

Acier en FeE400.

$$L_s = 50\phi_l: L_s = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

➤ Vérification à ELS :

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 :

- $\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
- $\delta = \frac{M_u}{M_s}$

Tableau III-10 : tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_s}$ | $\alpha_{cat}$ | $\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison   |
|---------|----------------------------|----------------|--|---------------|
| Travée  | 1.38                       | 0.036          | 0.44   | 0.036 < 0.44. |
| Appui   | 1.38                       | 0.023          | 0.44   | 0.023 < 0.44. |

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les résultats de ferrailage des différents types des poutrelles sont traités dans les tableaux dans suivant :

Tableau III-11: Les différentes sollicitations sur les poutrelles

| Les types   |        | Moment en travée<br>(t.m) | Moment en appui<br>(t.m) | Effort tranchant<br>(t) |
|-------------|--------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|
| Terrasse    | Type 1 | 0.871                     | 0.595                    | 1.40                    |
|             | Type 2 | 0.871                     | 0.595                    | 1.41                    |
| EC +<br>RDC | Type 1 | 0.744                     | 0.50                     | 1.18                    |
|             | Type 2 | 0.744                     | 0.50                     | 1.18                    |

Tableau III-12 : Tableau de ferrailage des différents types de poutrelles.

| Les types |        | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | ferrailage longitudinale            |                                     |                                     |                                     | ferrailage<br>transversale |
|-----------|--------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------------|
|           |        |                                 | travée                              |                                     | appui                               |                                     |                            |
|           |        |                                 | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{choisit}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{choisit}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |                            |
| Terrasse  | Type 1 | 1.41                            | 1.41                                | 3HA10 = 2.36                        | 0.95                                | 1HA12+1HA10<br>= 1.916              | Épingle<br>Φ6 = 0.57       |
|           | Type 2 | 1.41                            | 1.41                                | 3HA10 = 2.36                        | 0.95                                | 1HA12+1HA10<br>= 1.916              | Épingle<br>Φ6 = 0.57       |
| EC + RDC  | Type 1 | 1.41                            | 1.20                                | 3HA10 = 2.36                        | 0.80                                | 1HA12+1HA10<br>= 1.916              | Épingle<br>Φ6 = 0.57       |
|           | Type 2 | 1.41                            | 1.20                                | 3HA10 = 2.36                        | 0.80                                | 1HA12+1HA10<br>= 1.916              | Épingle<br>Φ6 = 0.57       |

✚ Schéma de ferrailage :

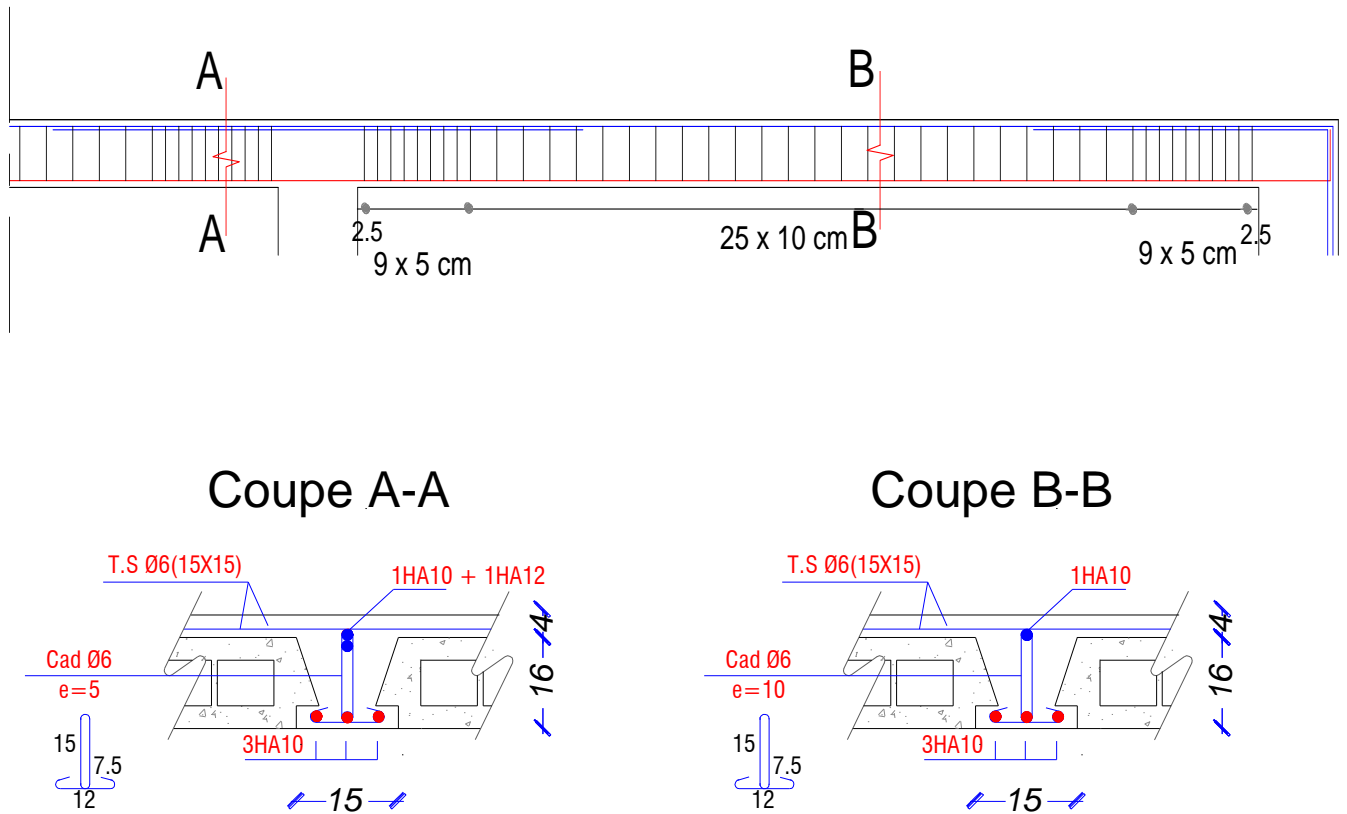


Figure III-33 : Schéma de ferrailage de plancher.

### III.3.3. Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression d'épaisseur 4 cm doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm (5 par mètre)** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm (3 par mètre)** pour les barres parallèles aux poutrelles.

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \quad \text{Si : } L_1 \leq 50\text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

- $L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ ).
- $A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).
- $A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

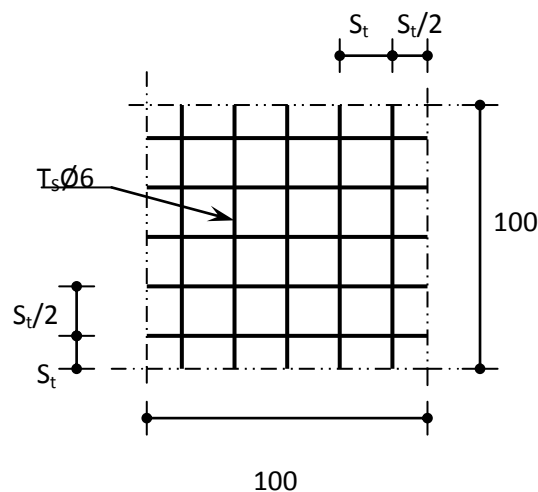


Figure III-34 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

On a :  $L = 65\text{ cm}$      $f_e = 400\text{ MPa}$ .

$$\bullet \quad A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Donc on obtient : } A_1 = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0,65\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : **SHA6 = 1.41 cm<sup>2</sup>/ml.**

$$\bullet \quad S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte  **$S_t = 20\text{ cm}$ .**

#### ➤ Armatures de répartitions

$$\bullet \quad A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325\text{ cm}^2/\text{ml}.$$



On prend :  $5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

- $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre  $\phi 6$  dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

### III.3.4. La dalle flottante :

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

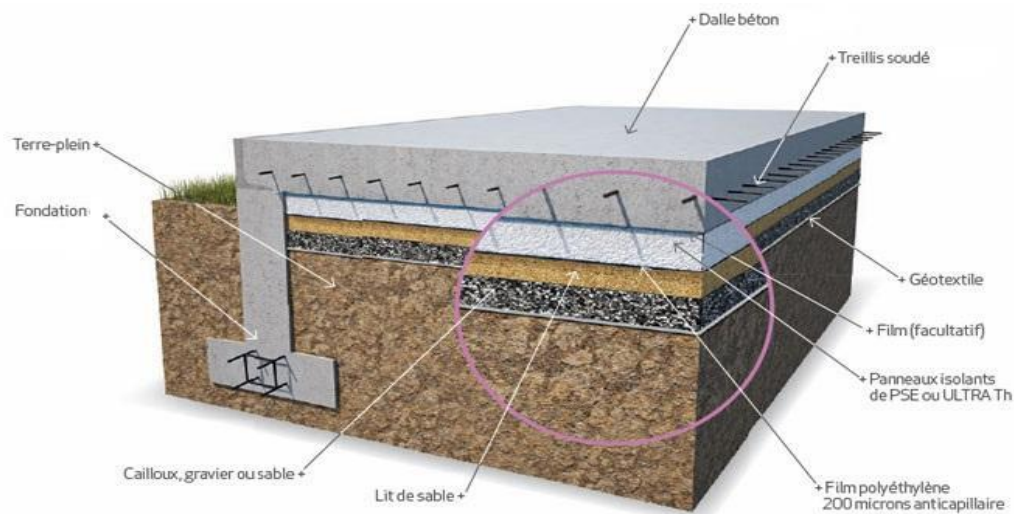


Figure III-35: Schéma de dalle flottante sur terre-plein.

#### ➤ Constitutions d'un dallage :

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur  $H_1$  de 100 à 300 mm selon les charges à transmettre. Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adaptée à recevoir le corps du dallage.
- Le corps de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à  $300 \text{ Kg}/\text{m}^3$ .

Pour notre ouvrage nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type  $\phi 6$  mm et  $St = 20$ cm.

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton.

### III.4. Etude la dalle machine :

#### III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine

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.

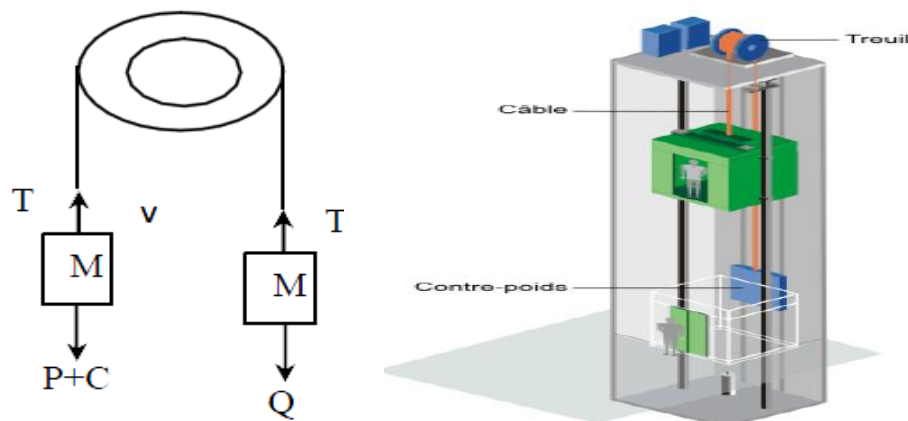


Figure III-36 : Schéma statique et concept d'ascenseur.

#### III.4.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

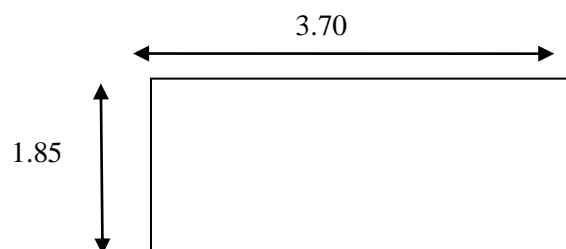


Figure III-37 : Schéma de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

➤ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{370}{50} \leq e \leq \frac{370}{40} \rightarrow 7.4 \text{ cm} \leq e \leq 9.25 \text{ cm}$$

➤ **Condition de l'E.N.A**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est  $e \geq 25 \text{ cm}$

➤ **Condition de flèche**

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad \text{Avec :} \quad M_t = 0,85 M_x$$

$$\frac{e}{L_x} \geq \frac{1}{20} \frac{0,85 M_x}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot 0,85$$

$$e \geq \frac{0,85}{20} L_x = \frac{0,85}{20} \times 185 = 7.86 \text{ cm} \quad e \geq 7.86$$

On prend :  **$e = 25 \text{ cm}$** .

### III.4.3. Evaluation des charges et surcharges :

#### A. Charges permanentes :

Selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

$$P_1 = 8400 \text{ Kg} ; P_2 = 3200 \text{ Kg} ; P_3 = 2000 \text{ Kg} ; P_4 = 600 \text{ Kg} ; P_5 = 800 \text{ Kg}$$

$$P_6 = 1250 \text{ Kg} ; P_7 = 750 \text{ Kg} ; P_8 = 1100 \text{ Kg} ; P_9 = 1000 \text{ Kg} ; P_{10} = 3100 \text{ Kg}$$

Tel que :

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{5} \times 100$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}}{5} \times 1.00 = 2220 \text{ Kg.}$$

$$\text{Avec : } S = 1.85 \times 3.70 = 6.845 \text{ m}^2.$$

Donc :

- Poids de la machine =  $\frac{22200}{6.845} = 3243.24 \text{ Kg/m}^2$ .
- Poids de la dalle en béton armé :  $0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$ .
- Poids du revêtement en béton ( $e = 2 \text{ cm}$ ) :  $0.02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$ .

$$G = 3243.24 + 625 + 44 = 3908.24 \text{ Kg/m}^2 = 39.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{G = 39.08 \text{ KN/m}^2}$$

**B. Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2 = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

**C. Combinaison de charges :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 60.12 \text{ KN/m}.$$

$$\text{ELS} : q_{\text{ser}} = G + Q = 40.08 \text{ KN/m}.$$

**D. Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ **Calcul de «  $\rho$  » :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.85}{3.70} = 0.5 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ **Calcule les moments :****a ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q_u (Lx)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\vartheta; \rho) \rightarrow \begin{cases} \text{ELS } \vartheta = 0.2 \\ \text{ELU } \vartheta = 0 \end{cases}$$

**a ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times (Lx)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

**Tableau III-13:** tableau de calcul a ELU et ELS.

|       |       |        | ELU     |         |                 |                 | ELS     |         |                 |                 |
|-------|-------|--------|---------|---------|-----------------|-----------------|---------|---------|-----------------|-----------------|
| $L_x$ | $L_y$ | $\rho$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $M_x$<br>(KN.m) | $M_y$<br>(KN.m) | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $M_x$<br>(KN.m) | $M_y$<br>(KN.m) |
| 1.85  | 3.70  | 0.5    | 0.0966  | 0.2500  | 19.87           | 4.96            | 0.1000  | 0.3671  | 13.71           | 5.032           |

✓ **Moments en travées**

$$M_{t_{x;y}} = 0,85 M_{x;y}$$

✓ **Moments sur Appuis**

$$M_{a_{x;y}} = 0,3 M_{x;y}$$

Tableau III-14: calcul les moments Travée et Appui.

|        | ELU                    |                        | ELS                    |                        |
|--------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
|        | Mt <sub>x</sub> (KN.m) | Mt <sub>y</sub> (KN.m) | Mt <sub>x</sub> (KN.m) | Mt <sub>y</sub> (KN.m) |
| Travée | 16.88                  | 4.21                   | 11.65                  | 4.277                  |
| Appui  | 5.96                   | 1.48                   | 4.113                  | 1.761                  |

#### III.4.4. Le ferrailage de la dalle machine :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1 m) de largeur qui travaille en flexion simple

Données :

- ✓ Largeur de la poutre  $b = 100$  cm.
- ✓ Hauteur de la section  $h = 25$  cm.
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9 h = 22,5$  cm.

#### ➤ A l'ELU :

Dans les deux sens «  $L_x$  et  $L_y$  » :

On a :

- $b = 100$  cm;  $h = 25$  cm;  $d = 0,9 h = 22,5$  cm.
- $\sigma_{bc} = 14,20$  MPa;  $\sigma_s = 348$  Mpa.
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392$ .
- $\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ .
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$ .
- $z = d (1 - 0,4\alpha)$ .
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s}$ ,  $A_{min} \geq 0,23 b.d.\frac{F_{t28}}{F_e}$  et  $A_{adop} = \text{Max}(A_{calculé}; A_{min})$ .

Tableau III- 15: Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en  $l_x$ .

|        | M <sub>x</sub><br>(kN.m) | b<br>(cm) | d<br>(cm) | μ     | α <sub>u</sub> | z<br>(cm) | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> | A <sub>s adop</sub>                |
|--------|--------------------------|-----------|-----------|-------|----------------|-----------|--------------------------------------|------------------|------------------------------------|
| Travée | 16.88                    | 100       | 22,5      | 0.023 | 0.029          | 22.239    | 2.18                                 | 2.71             | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |
| Appui  | 5.96                     | 100       | 22,5      | 0.008 | 0.010          | 22.41     | 1.18                                 | 2.71             | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |

**Tableau III- 16:** Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui en  $l_y$ .

|        | $M_y$<br>(kN.m) | $b$<br>(cm) | $d$<br>(cm) | $\mu$ | $\alpha_u$ | $Z$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ | $A_s$ adop                         |
|--------|-----------------|-------------|-------------|-------|------------|-------------|-----------------------------|-----------|------------------------------------|
| Travée | 4.21            | 100         | 22,5        | 0.005 | 0.006      | 22.44       | 0.53                        | 2.71      | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |
| Appui  | 1.48            | 100         | 22,5        | 0.002 | 0.002      | 22.48       | 0.18                        | 2.71      | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

- $\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ .
- $T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 36.09 \text{ KN}$ .
- $T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 37.07 \text{ KN}$ .
- $T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = 37.07 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{b \times d} = \frac{37.07 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification à ELS :**

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 :

$$\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \delta = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau III- 17 :** tableau de Vérification à ELS : le BAEL 93

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_s}$ | $\alpha_{cal}$ | $\alpha \leq \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison   |
|---------|----------------------------|----------------|--|---------------|
| Travée  | 1.44                       | 0.006          | 0.47   | 0.006 < 0.47. |
| Appui   | 1.44                       | 0.002          | 0.47   | 0.002 < 0.47. |

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

### ✚ Schéma de ferrailage :

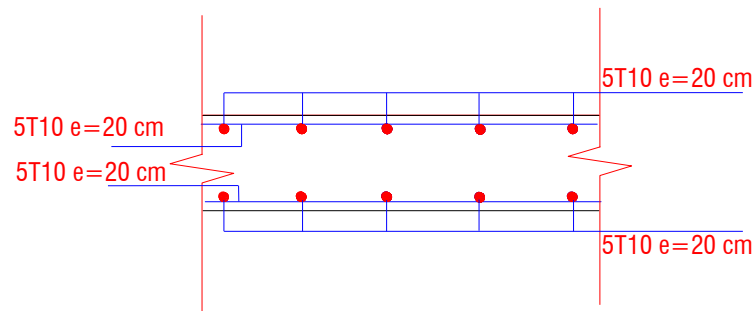


Figure III-38 : Schéma de ferrailage de la dalle machine.

### III.5. Etude des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans 3 appui

#### III.5.1. Caractéristique de la dalle :

- $L_x$  : distance minimal entre nus d'appui ( $L_x = 1,20$  m)
- $L_y$  : distance maximal entre nus d'appui ( $L_y = 3,70$  m)
- $h = 14$  cm.
- $d = 0,9 \times h = 12,6$  cm.

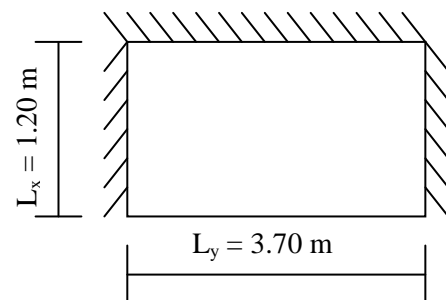
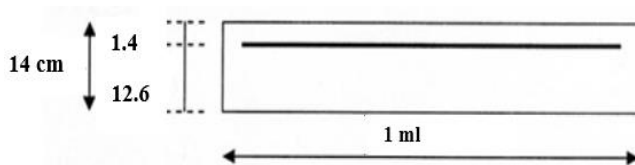


Figure III-39 : Schéma du balcon.

#### III.5.2. Calcul de ferrailage :

##### III.5.2.1. Calcul des sollicitations :

- $G = 5,60$  KN/m<sup>2</sup>.
- $Q = 3,5$  KN/m<sup>2</sup>.

#### ➤ ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 (5.60) + 1.50 (3.50).$$

$$P_u = 12.81 \text{ KN/ml.}$$

➤ ELS :

$$P_s = G + Q = 5.60 + 3.50.$$

$$P_s = 9.10 \text{ KN/ml.}$$

III.5.2.2. Calcul des moments d'encastremets :

$l_y = 3,7 \text{ m} < \frac{L_x}{2} = \frac{12}{2} = 0,6 \text{ m}$ . Donc les moments d'encastremets sont les suivants :

➤ ELU :

- $M_x = \frac{q_u L_x^2}{8} \left( L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{q_u L_x^3}{48} = \frac{12810 \times 1.20^2}{8} \left( 3.70 - \frac{1.20}{2} \right) + \frac{12810 \times 1.20^3}{48} = 7609.14 \text{ N.m}$

$$M_x = 7609.14 \text{ N.m}$$

- $M_y = \frac{q_u L_x^3}{24} = \frac{12810 \times 1.20^3}{24} = 922.32 \text{ N.m}$

$$M_y = 922.32 \text{ N.m}$$

➤ ELS :

- $M_x = \frac{q_s L_x^2}{8} \left( L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{q_s L_x^3}{48} = \frac{9100 \times 1.20^2}{8} \left( 3.70 - \frac{1.20}{2} \right) + \frac{9100 \times 1.20^3}{48} = 5405.4 \text{ N.m.}$

$$M_x = 5405.4 \text{ N.m.}$$

- $M_y = \frac{q_s L_x^3}{24} = \frac{9100 \times 1.20^3}{24} = 655.2 \text{ N.m.}$

$$M_y = 655.2 \text{ N.m.}$$

III.5.2.3. Calcul des armatures :

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration est donc préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. Considérons une bande de 1 m de largeur.

Dans les deux sens «  $L_x$  et  $L_y$  » :

On a :

- $b = 100 \text{ cm}; \quad h = 14 \text{ cm}; \quad d = 0,9 h = 12.6 \text{ cm}.$
- $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}.$
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392.$
- $\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}).$



- $z = d (1 - 0,4\alpha)$ .
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s}$ ,  $A_{\min} \geq 0,23 b.d. \frac{F_{t28}}{F_e}$  et  $A_{\text{adop}} = \text{Max} (A_{\text{calculé}} ; A_{\min})$

**Tableau III-18** : Tableau des résultats de ferrailage en  $l_x$  et  $l_y$

|            | $M_u$<br>(N.m) | $b$<br>(cm) | $d$<br>(cm) | $\mu$ | $\alpha_u$ | $z$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$ | $A_{s \text{ adop}}$               |
|------------|----------------|-------------|-------------|-------|------------|-------------|-----------------------------|------------|------------------------------------|
| Sens $l_x$ | 7609.14        | 100         | 12.6        | 0.033 | 0.041      | 12.39       | 1.76                        | 1.52       | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |
| Sens $l_y$ | 922.32         | 100         | 12.6        | 0.004 | 0.005      | 12.57       | 2.10                        | 1.52       | <b>5HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup></b> |

➤ **Calcul d'espacement :**

$$S_t = \min (1,5 d ; 40 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 12,6 ; 40 \text{ cm}) = 18,9 \text{ cm.}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm.}$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

- $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$
- $T_x = p_u \times L_x = 12,81 \times 10^3 \times 1,20 = 15372 \text{ N.}$
- $T_y = \frac{p_u \times L_y}{2} = \frac{12,81 \times 10^3 \times 3,70}{2} = 23698,5 \text{ N.}$
- $T_{u \max} = \max (T_x ; T_y) = 23698,5 \text{ N.}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{23698,5}{1000 \times 126} = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Conditions à respecter :**

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6 mm**, donc **condition vérifiée.**

➤ **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm} \quad \text{donc Condition vérifiée.}$$

✚ Schéma de ferrailage :

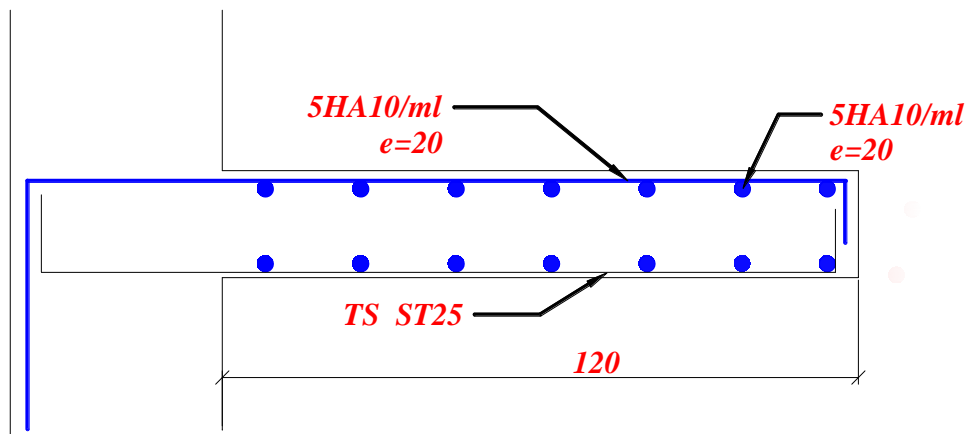


Figure III-40: Schéma de ferrailage de balcon.

### III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition à donner naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

On a aussi étudié les balcons qui sont en dalle pleine, l'acrotère et l'escalier, avec un ferrillage adéquat a été adopté.

le ferrillage des éléments secondaire :

- ✓ Acrotère :
  - Armature principale :  $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .
  - Armature de répartition :  $A_r = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$ .
- ✓ L'escalier :
  - Palier et La paillasse :
    - Travée :  $A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$ .
    - Appui :  $A_a = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
    - Armature de répartition :  $A_{tr} = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .
  - La poutre palière :
    - Travée :  $3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$ .

- Appui :  $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .
  - Les armatures transversales (cader) :  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Les planchers :
- ❖ Les poutrelles :
  - Ferrailage longitudinale
    - Travée :  $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$ .
    - Appui :  $1HA12 + 1HA10 = 1.916 \text{ cm}^2$ .
  - Ferrailage transversale : Épingle  $\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .
    - ❖ La dalle de compression :
      - Armature principale :  $5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .
      - Armatures de répartitions :  $5HA6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .
- ✓ La dalle machine :
- sens  $l_x$  :
    - Travée :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
    - Appui :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
  - sens  $l_y$  :
    - Travée :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
    - Appui :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
- ✓ Les balcons :
- Sens  $l_x$  :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .
  - Sens  $l_y$  :  $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ .

# Chapitre IV :

*Etudes sismique et modélisation.*

## Chapitre IV : Etudes sismique et modélisation.

### IV. 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.1. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « Autodesk ROBOT » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Autodesk ROBOT du présente plus de facilité d'exécution.

#### IV.2. Méthodes de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIa groupe d'usage 2**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectacle du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le RPA 99 / version 2003, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure :  $H = 35.30 \text{ m} > 23 \text{ m}$

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2010**.

#### IV.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

##### IV.2.1.1. Domaine d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

##### IV.2.1.2. 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.

##### IV.2.1.3. 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times \left( 2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[ (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

#### IV.2.1.4. Classification de site :

Selon le **RPA 99/version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est en présence d'un **sol meuble (Catégorie S 3)**.

#### IV.2.1.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

##### A) Coefficient d'accélération $A$ :

- **Zone (IIa)** D'après la classification sismique de wilaya d'Annaba (RPA 99/V 2003).
- **Groupe d'usage 2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas **48 m**. (article 3.2 de RPA 99/V 2003).

Alors d'après les deux critères précédents on obtient  $A = 0.15$  (**tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003**)

##### B) Coefficient de comportement global de la structure $R$ :

La valeur de  $R$  est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A 99/V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du [R.P.A 99/V 2003]

Dans notre structure le catégorie **4a** ; le système mixte portique /voiles avec interaction en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à :  $R = 5$ .

##### C) Facteur de qualité $Q$ :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et Conditions minimales sur les files de contreventement.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

##### 1. Condition minimale sur les files de contreventement :

$$\text{Sens longitudinal : } \begin{cases} 7 \text{ travée} > 3 \text{ travée} & \text{vérifier} \\ \frac{3.7}{3.7} = 1 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow P_q = 0$$

$$\text{Sens transversal : } \begin{cases} 3 \text{ travée} = 3 \text{ travée} & \text{vérifier} \\ \frac{4.4}{3.3} = 1.33 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow P_q = 0$$

## 2. Redondance en plan :

$$\text{Sens longitudinal: } \begin{cases} 4 \text{ fils} = 4 \text{ fils} & \text{vérifier} \\ \text{Sémétrique} & \text{vérifier} \\ \frac{3.7}{3.7} = 1 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow Pq = 0$$

$$\text{Sens transversal: } \begin{cases} 8 \text{ fils} > 4 & \text{vérifier} \\ \text{Non sémétrique} & \text{non vérifier} \\ \frac{4.4}{3.3} = 1.33 < 1.5 & \text{vérifier} \end{cases} \rightarrow Pq = 0.05$$

## 3. Régularité en plan :

- La structure présente une configuration sensiblement symétrique dans sens longitudinal et non symétrique dans sens transversal.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{26.20}{12.00} = 2,18 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

- L'excentricité ne dépasse pas 15 % de la dimension de la structure mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

## ➤ Calcul du centre de torsion :

$$\checkmark X_{CT} = \frac{\sum \lambda_{xi} EI_{xi}}{\sum EI_{xi}} = \frac{4 \times (0.15 + 3.85 + 7.55 + 11.25 + 14.95 + 18.65 + 22.35 + 26.05)}{32} = 13.10 \text{ m.}$$

$$X_{CT} = 13.10 \text{ m.}$$

$$\checkmark Y_{CT} = \frac{\sum \lambda_{yi} EI_{yi}}{\sum EI_{yi}} = \frac{8 \times (0.2 + 4.1 + 7.4 + 11.8)}{32} = 6 \text{ m.}$$

$$Y_{CT} = 6 \text{ m.}$$

## ➤ Centre de gravité :

$$\checkmark X_{CDG} = 13.10 \text{ m.}$$

$$\checkmark Y_{CDG} = 6 \text{ m.}$$

## ➤ Vérification :

$$\begin{cases} 15\% l_x = 15\% \times 26.20 = 3.93 \\ 15\% l_y = 15\% \times 12 = 1.8 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} = 0 \text{ m.} \\ Y_{CDG} - Y_{CT} = 0 \text{ m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_{CDG} - X_{CT} < 15\% l_x. \\ Y_{CDG} - Y_{CT} < 15\% l_y. \end{cases} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$\text{Sens longitudinal : } \rightarrow Pq = 0$$

$$\text{Sens transversal : } \rightarrow Pq = 0.05$$



## 4. 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 reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la Tour.

→ Condition vérifiée.

Sens longitudinal : →  $P_q = 0$

Sens transversal : →  $P_q = 0$

## 5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Généralement non observé →  $P_q = 0.05$

## 6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

→  $P_q = 0.10$

Tableau IV-1 : valeurs des pénalités.

| Critère q  | P <sub>q</sub> |             |
|--|----------------|-------------|
|  | Sens-X         | Sens-Y      |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0              | 0           |
| 2. Redondance en plan                                    | 0              | 0.05        |
| 3. Régularité en plan                                    | 0              | 0.05        |
| 4. Régularité en élévation                               | 0              | 0           |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | 0.05           | 0.05        |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | 0.1            | 0.1         |
| <b>La somme</b>  | <b>0.15</b>    | <b>0.25</b> |

- Sens longitudinal :  $Q_x = 1 + 0.15 = 1.15$ .
- Sens transversal :  $Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$ .

#### D) Coefficient de correction d'amortissement $\eta$ :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882\dots (\xi = 7\%)$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0.882$ ). (Tab 4.2)

#### E) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (d'après l'article 4.2 de l'RPA 99 / version 2003)

avec :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

##### ➤ Périodes caractéristiques T1 ; T2 :

$$\text{Pour notre site type : S3} \quad \begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases} \quad (\text{tab 4.7})$$

##### ➤ 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (f 4.6) \\ T = 0,09 \times hN / \sqrt{L} \dots\dots\dots (f 4.7) \end{array} \right\} T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times hN / \sqrt{L})$$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure :

$$h_N = 35.30 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99/version 2003 (tableau 4.6).

Dans notre structure :  $C_T = 0.05$ .

L : étant de dimension du **Tour** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où :

- $T = 0.09 \times h_N / \sqrt{Lx}$  avec :  $Lx = 26.20 \text{ m}$  →  $T_x = 0.620 \text{ sec}$ .
- $T = 0.09 \times h_N / \sqrt{Ly}$  avec :  $Ly = 12.00 \text{ m}$  →  $T_y = 0.917 \text{ sec}$ .

**On a :**  $T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_x = 0.620 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$ .

$$T_2 = 0,50 \text{ sec} \leq T_y = 0.917 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}.$$

**On a :**  $T = C_N \times (h_N)^{3/4} = 0.05 \times (35.30)^{3/4} = 0.724 \text{ sec}$

En prend :  **$T = 0.620 \text{ sec}$** .

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^2 = 2.5 \times 0.882 \left( \frac{0.50}{0.620} \right)^2 = 1.91 \quad \rightarrow \quad \mathbf{D = 1.91}$$

#### IV.2.1.6. Nombre de mode à considérer :

Selon l'**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.

#### 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. Modélisation :

- L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles : (vent, extrême, explosion...).
- **Robot 2010** permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

#### IV.3.1. Présentation du logiciel "ROBOT 2010" :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSES PROFESSIONAL 2010 est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) et permet de :

- Modéliser des structures, Les calculer.
- Vérifier les résultats obtenus.
- Dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

C'est un logiciel qui permet de modéliser tous types de structures en génie civil (portiques, treillis soudés, bâtiments, coques, plaques etc.). Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que le calcul des efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans la structure seront ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant les différentes réglementations Algériennes en vigueur à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA 99" et les Règles "CBA 93".

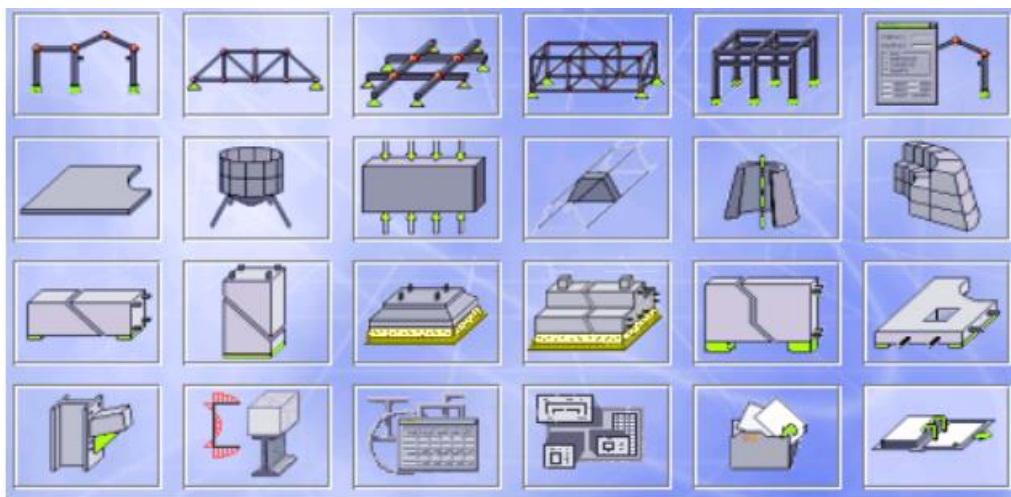


Figure IV-1 : Les différents types de structures dans Robot Structural Analyses Professional 2010.

➤ *Model de la structure 3D :*

La figure ci-dessous présente la modélisation tridimensionnelle de la tour qui fait l'objet de notre présente étude. Cette modélisation est beaucoup plus proche de la réalité que les modélisations bidimensionnelles.

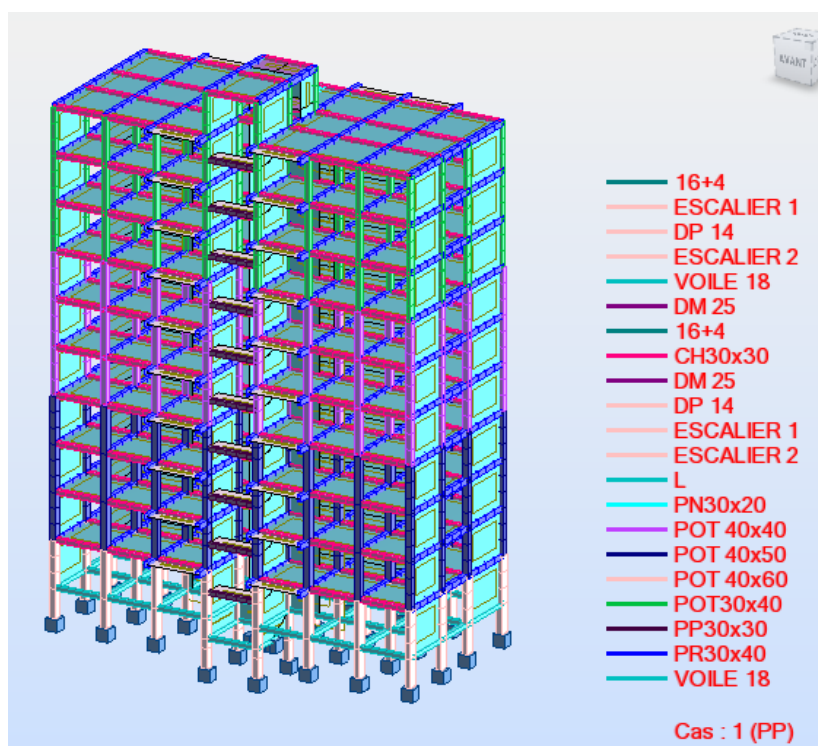


Figure IV-2 : Model de la structure 3D.

➤ La disposition des voiles :

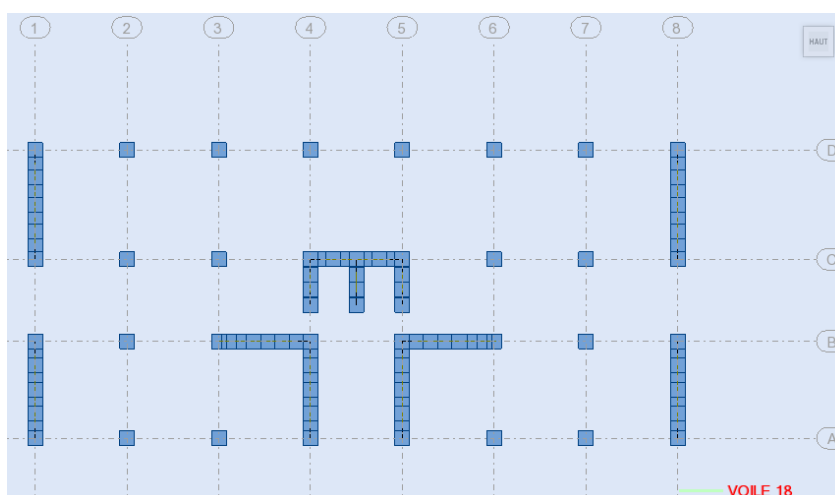


Figure IV-3 : La disposition des murs voiles et poteaux.

### IV.3.2. Résultats :

#### IV.3.2.1. Vérification le Période :

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 4.2.4.4) : la valeur de  $T$  calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

Tableau IV-2 : Périodes et facteurs de participation modale.

| 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     | 1.29           | 0.78          | 69.57                  | 0.00                   | 0.00                   | 69.57               | 0.00                | 0.00                |
| 4/ 2     | 1.54           | 0.65          | 69.57                  | 66.24                  | 0.00                   | 0.00                | 66.24               | 0.00                |
| 4/ 3     | 1.73           | 0.58          | 69.96                  | 66.25                  | 0.00                   | 0.38                | 0.00                | 0.00                |
| 4/ 4     | 4.55           | 0.22          | 86.91                  | 66.25                  | 0.00                   | 16.95               | 0.00                | 0.00                |
| 4/ 5     | 6.20           | 0.16          | 86.91                  | 84.52                  | 0.00                   | 0.00                | 18.27               | 0.00                |
| 4/ 6     | 7.20           | 0.14          | 86.92                  | 84.52                  | 0.00                   | 0.01                | 0.00                | 0.00                |
| 4/ 7     | 8.94           | 0.11          | 92.70                  | 84.52                  | 0.00                   | 5.78                | 0.00                | 0.00                |
| 4/ 8     | 9.65           | 0.10          | 92.70                  | 84.54                  | 30.64                  | 0.00                | 0.02                | 30.64               |
| 4/ 9     | 9.86           | 0.10          | 92.71                  | 84.54                  | 30.74                  | 0.01                | 0.00                | 0.10                |
| 4/ 10    | 10.80          | 0.09          | 92.71                  | 84.61                  | 32.76                  | 0.00                | 0.06                | 2.02                |

D'après les résultats de tableau IV.2, on constate que :

- La période dynamique  $T_{dy} = 0.78$  s, par contre  $T = 1.3T_e = 1.3 \times 0.620 = 0.806$  s

Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ( $1.3T_e > T_{dy}$ ).

### IV.3.2.2. 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.
- ✓  $W_G$  : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- ✓  $W_{Qi}$  : charges d'exploitations.
- ✓  $\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Pour notre type de Tour (bâtiment d'habitation) :  $\beta = 0.20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010.

Tableau IV-3 : Tableau des masses.

| Cas/Etage | Nom      | Masse [t] |
|-----------|----------|-----------|
| 4/ 1      | Etage 1  | 426,39    |
| 4/ 2      | Etage 2  | 420,16    |
| 4/ 3      | Etage 3  | 420,16    |
| 4/ 4      | Etage 4  | 420,16    |
| 4/ 5      | Etage 5  | 409,82    |
| 4/ 6      | Etage 6  | 409,82    |
| 4/ 7      | Etage 7  | 409,82    |
| 4/ 8      | Etage 8  | 399,47    |
| 4/ 9      | Etage 9  | 399,47    |
| 4/ 10     | Etage 10 | 380,87    |
| 4/ 11     | Etage 11 | 116,95    |

- ✓  $W$  : Poids total de la structure
- ✓  $W = \sum \text{masse} = 4213.09 \text{ t} = 42130.9 \text{ KN}$ .

IV.3.2.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[ (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients A, η, R, T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>, Q (déjà déterminés plus haut)

Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

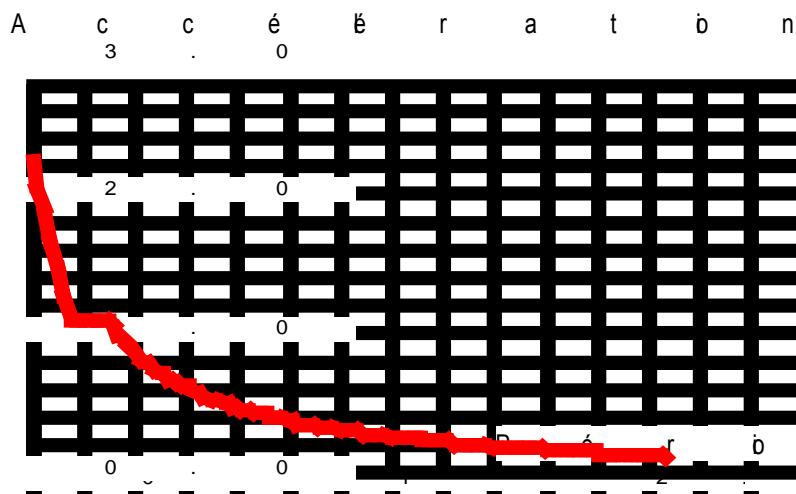


Figure VI.4 : Schéma du spectre de réponse suivant X.

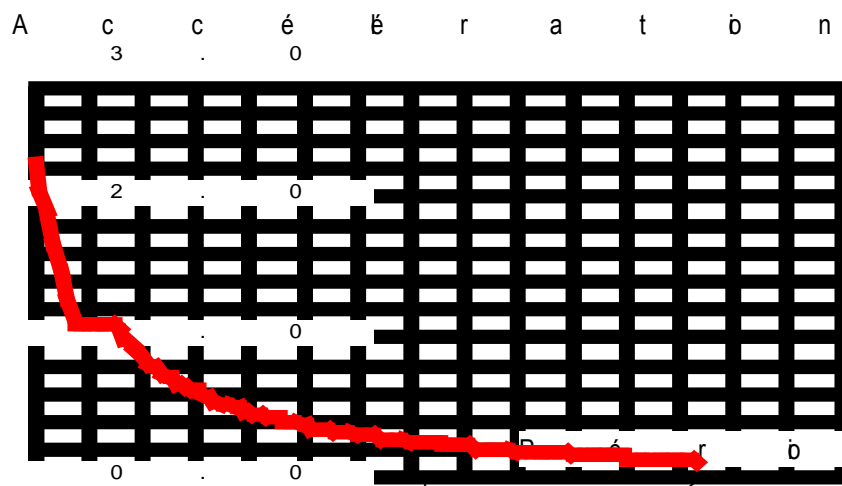


Figure VI.5: Schéma du spectre de réponse suivant Y.



➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par logiciel "ROBOT 2010".

✚ 1<sup>er</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe X) :

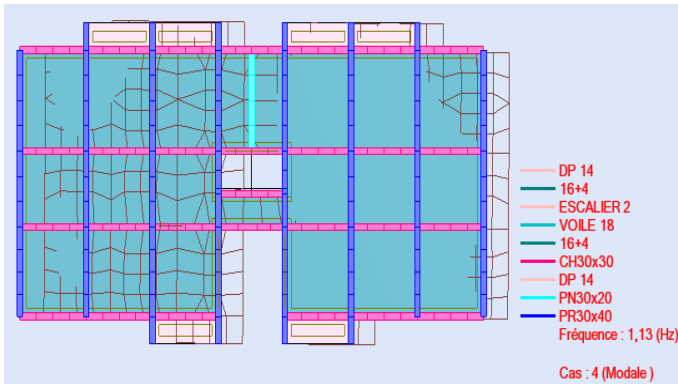


Figure IV- 6 : 1er mode de déformation selon X (2D-X-Y)

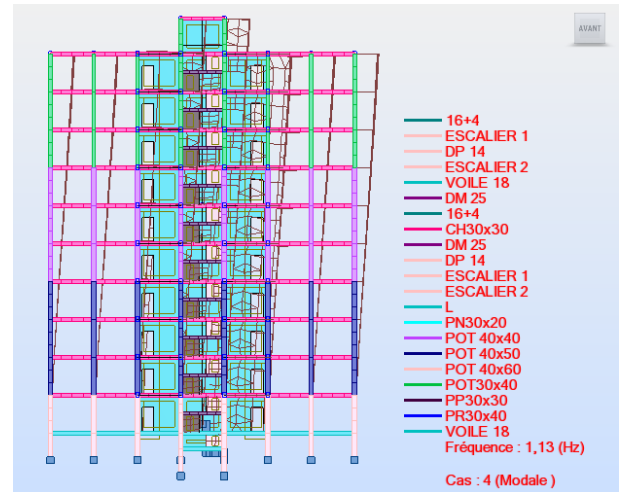


Figure IV- 7 : 1er mode de déformation selon X (3D)

✚ 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure (translation selon l'axe Y) :

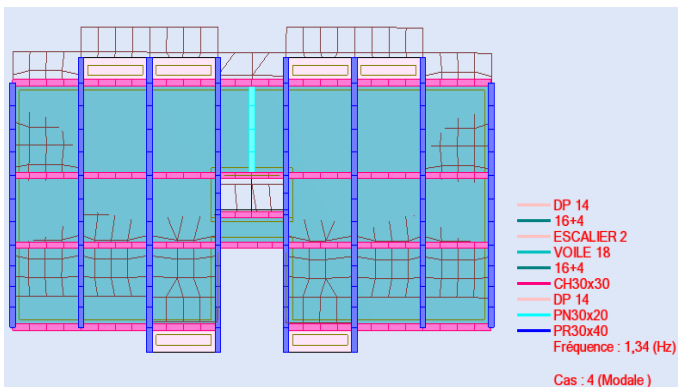


Figure IV-8 : 2ème mode de déformation selon Y (2D-X-Y)

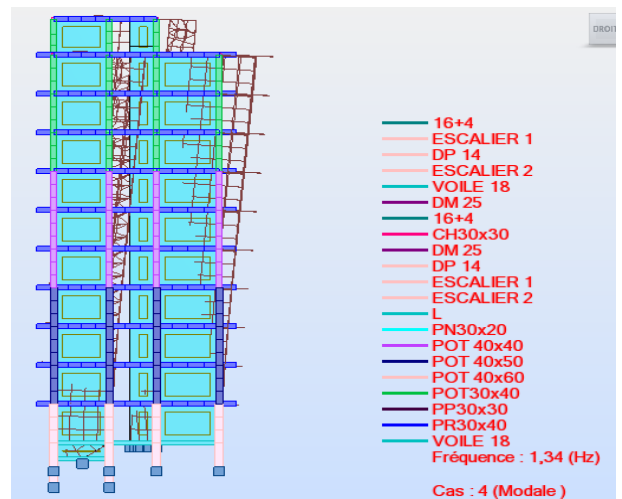


Figure IV-9 : 2ème mode de déformation selon Y (3D)

### 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure (rotation autour de l'axe Z) :

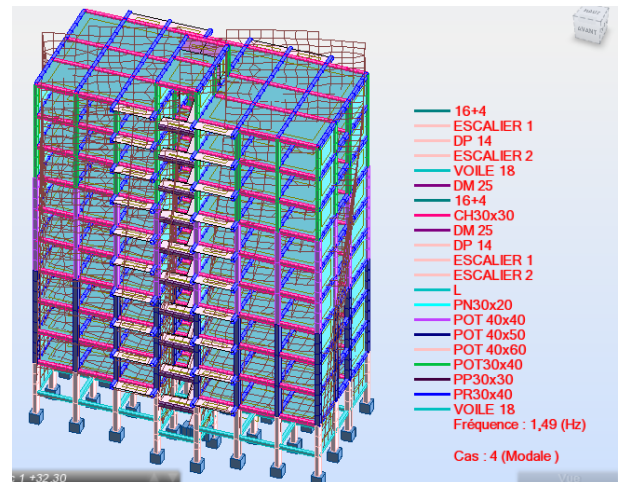
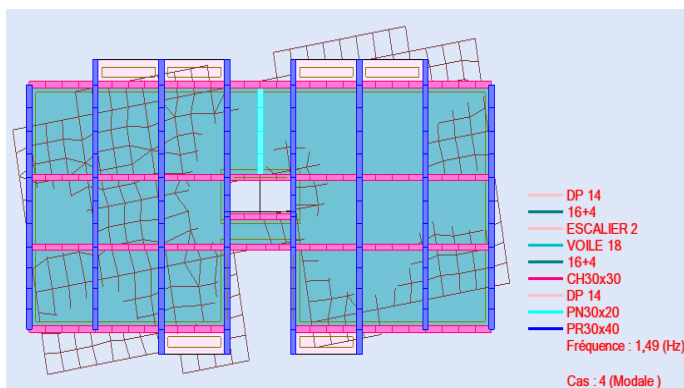


Figure IV-10 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation selon Z (2D-X-Y)    Figure IV-11 : 3<sup>ème</sup> mode de déformation selon Z (3D)

#### IV.3.2.4. Calcul de 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 :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- $V_x = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.15}{5} 42130.9 = 2776.21 \text{ KN}$        $V_x = 2776.21 \text{ KN}.$
- $V_y = \frac{0.15 \times 1.91 \times 1.25}{5} 42130.9 = 3017.62 \text{ KN}$        $V_y = 3017.62 \text{ KN}.$

#### IV.3.2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente Selon le RPA

##### 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Déplacements, moments,.....) dans le rapport  $0.8 V_{sta} / V_{dyn}$ .

Tableau IV- 4: Les réactions à la base.

|    | $\sum F_X$ (KN) | $\sum F_Y$ (KN) |
|----|-----------------|-----------------|
| EX | 3024.3          | 8.8             |
| EY | 9.6             | 3434.9          |

$$V_X \text{ dynamique} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = 3024.31 \text{ KN.}$$

$$V_Y \text{ dynamique} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = 3434.91 \text{ KN.}$$

Tableau IV- 5: Vérification de la résultante des forces sismique.

|    | V dynamique (KN) | 80% V <sub>statique</sub> (KN) | 80% V <sub>statique</sub> < V <sub>dynamique</sub> |
|----|------------------|--------------------------------|--|
| EX | 3024.31          | 2776.21 × 0.8 = 2220.96        | Condition vérifié                                  |
| EY | 3434.91          | 3017.62 × 0.8 = 2414.09        | Condition vérifié                                  |

#### IV.3.2.6. 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 2010** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV-6 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons Sismiques.

|         | MAX UX [cm]                            | Noeud | MAX UY [cm] | Noeud | dr UX [cm] | dr UY [cm] | MIN UX [cm] | Noeud | MIN UY [cm] | Noeud |
|---------|--|-------|-------------|-------|------------|------------|-------------|-------|-------------|-------|
| Cas 5   | Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses X |       |             |       |            |            |             |       |             |       |
| Etage 1 | 0,0668                                 | 40    | 0,0137      | 3216  | 0,0668     | 0,0137     | 0,0         | 53    | 0,0         | 53    |
| Etage 2 | 0,1902                                 | 130   | 0,0231      | 50    | 0,1297     | 0,0227     | 0,0605      | 9     | 0,0004      | 30    |
| Etage 3 | 0,3466                                 | 178   | 0,0463      | 133   | 0,1780     | 0,0450     | 0,1686      | 99    | 0,0013      | 3612  |
| Etage 4 | 0,5238                                 | 226   | 0,0745      | 181   | 0,2209     | 0,0729     | 0,3029      | 169   | 0,0016      | 3613  |
| Etage 5 | 0,7158                                 | 258   | 0,1065      | 229   | 0,2620     | 0,1045     | 0,4539      | 217   | 0,0020      | 3853  |
| Etage 6 | 0,9126                                 | 306   | 0,1409      | 297   | 0,2968     | 0,1374     | 0,6159      | 265   | 0,0035      | 4093  |
| Etage 7 | 1,1052                                 | 354   | 0,1762      | 2032  | 0,3242     | 0,1712     | 0,7810      | 313   | 0,0051      | 4711  |

|          |        |   |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|--------|---|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 8  | 1,2999 | 402   | 0,2118  | 2197 | 0,3571 | 0,2069 | 0,9428  | 331  | 0,0049  | 413  |
| Etage 9  | 1,4828 | 450   | 0,2467  | 2362 | 0,3780 | 0,2424 | 1,1048  | 409  | 0,0042  | 461  |
| Etage 10 | 1,6502 | 502   | 0,2805  | 7756 | 0,3953 | 0,2775 | 1,2549  | 457  | 0,0030  | 5493 |
| Etage 11 | 1,6857 | 517   | 0,0393  | 496  | 0,2947 | 0,0366 | 1,3910  | 498  | 0,0027  | 2620 |
| Cas 6    |        | Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses <sub>Y</sub> |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0041 | 85  | 0,0367  | 33   | 0,0041 | 0,0367 | 0,0     | 53   | 0,0     | 53   |
| Etage 2  | 0,0122 | 5832  | 0,1169  | 49   | 0,0121 | 0,0923 | 0,0002  | 2455 | 0,0246  | 1038 |
| Etage 3  | 0,0229 | 5892  | 0,2325  | 132  | 0,0223 | 0,1508 | 0,0005  | 2776 | 0,0816  | 1203 |
| Etage 4  | 0,0351 | 5952  | 0,3731  | 180  | 0,0341 | 0,2095 | 0,0010  | 2686 | 0,1636  | 1373 |
| Etage 5  | 0,0490 | 6012  | 0,5318  | 228  | 0,0476 | 0,2687 | 0,0014  | 2702 | 0,2631  | 1537 |
| Etage 6  | 0,0636 | 6072  | 0,7018  | 276  | 0,0617 | 0,3261 | 0,0019  | 4456 | 0,3757  | 1703 |
| Etage 7  | 0,0782 | 6132  | 0,8766  | 324  | 0,0761 | 0,3804 | 0,0022  | 4695 | 0,4961  | 1868 |
| Etage 8  | 0,0931 | 6192  | 1,0520  | 4798 | 0,0906 | 0,4319 | 0,0026  | 4935 | 0,6201  | 2032 |
| Etage 9  | 0,1072 | 6252  | 1,2245  | 5039 | 0,1041 | 0,4799 | 0,0031  | 5176 | 0,7446  | 2198 |
| Etage 10 | 0,1196 | 502   | 1,3928  | 468  | 0,1158 | 0,5256 | 0,0038  | 2763 | 0,8671  | 440  |
| Etage 11 | 0,0899 | 503   | 1,3462  | 521  | 0,0859 | 0,1857 | 0,0040  | 500  | 1,1605  | 499  |
| Cas 7    |        | 1.35 G + 1.5 Q <sub>u</sub>                       |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0101 | 7782  | 0,0114  | 5606 | 0,0199 | 0,0182 | -0,0098 | 7582 | -0,0068 | 36   |
| Etage 2  | 0,0121 | 7062  | 0,0074  | 5618 | 0,0198 | 0,0199 | -0,0077 | 783  | -0,0125 | 5485 |
| Etage 3  | 0,0130 | 7084  | 0,0052  | 5630 | 0,0202 | 0,0187 | -0,0072 | 805  | -0,0135 | 5509 |
| Etage 4  | 0,0138 | 7106  | 0,0038  | 7838 | 0,0207 | 0,0184 | -0,0069 | 7642 | -0,0146 | 5521 |
| Etage 5  | 0,0148 | 7128  | 0,0025  | 7858 | 0,0221 | 0,0180 | -0,0073 | 7662 | -0,0155 | 5533 |
| Etage 6  | 0,0153 | 7150  | 0,0014  | 7878 | 0,0221 | 0,0176 | -0,0068 | 7682 | -0,0162 | 5545 |
| Etage 7  | 0,0159 | 7172  | 0,0004  | 7898 | 0,0233 | 0,0170 | -0,0073 | 7696 | -0,0166 | 5557 |
| Etage 8  | 0,0180 | 7194  | -0,0006 | 324  | 0,0291 | 0,0163 | -0,0112 | 7716 | -0,0168 | 5569 |
| Etage 9  | 0,0186 | 7216  | -0,0012 | 7938 | 0,0281 | 0,0166 | -0,0094 | 7938 | -0,0178 | 5581 |
| Etage 10 | 0,0317 | 7011  | -0,0002 | 470  | 0,0597 | 0,0201 | -0,0280 | 6811 | -0,0202 | 5593 |
| Etage 11 | 0,0331 | 7256  | -0,0104 | 496  | 0,0732 | 0,0111 | -0,0401 | 504  | -0,0215 | 516  |
| Cas 8    |        | G + Q <sub>u</sub>                                |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0073 | 7782  | 0,0083  | 5606 | 0,0144 | 0,0132 | -0,0071 | 7582 | -0,0049 | 36   |
| Etage 2  | 0,0087 | 7062  | 0,0053  | 5618 | 0,0144 | 0,0144 | -0,0057 | 783  | -0,0091 | 5485 |
| Etage 3  | 0,0094 | 7084  | 0,0037  | 5630 | 0,0146 | 0,0135 | -0,0053 | 805  | -0,0098 | 5509 |

|          |         |                       |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|---------|-----------------------|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 4  | 0,0100  | 7106                  | 0,0027  | 7838 | 0,0150 | 0,0134 | -0,0050 | 7642 | -0,0107 | 5521 |
| Etage 5  | 0,0107  | 7128                  | 0,0017  | 7858 | 0,0160 | 0,0131 | -0,0053 | 7662 | -0,0113 | 5533 |
| Etage 6  | 0,0111  | 7150                  | 0,0009  | 7878 | 0,0160 | 0,0128 | -0,0049 | 7682 | -0,0119 | 5545 |
| Etage 7  | 0,0115  | 7172                  | 0,0000  | 7898 | 0,0168 | 0,0124 | -0,0053 | 7696 | -0,0123 | 5557 |
| Etage 8  | 0,0130  | 7194                  | -0,0007 | 324  | 0,0211 | 0,0118 | -0,0081 | 7716 | -0,0125 | 5569 |
| Etage 9  | 0,0134  | 7216                  | -0,0013 | 7938 | 0,0203 | 0,0120 | -0,0069 | 7938 | -0,0133 | 5581 |
| Etage 10 | 0,0230  | 7011                  | -0,0006 | 470  | 0,0433 | 0,0145 | -0,0204 | 6811 | -0,0152 | 5593 |
| Etage 11 | 0,0241  | 7256                  | -0,0081 | 496  | 0,0533 | 0,0081 | -0,0292 | 504  | -0,0162 | 516  |
| Cas 9    |         | G + Q <sub>+</sub> EX |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0676  | 41                    | 0,0175  | 5606 | 0,0676 | 0,0209 | 0,0     | 53   | -0,0035 | 7039 |
| Etage 2  | 0,1909  | 130                   | 0,0260  | 49   | 0,1310 | 0,0298 | 0,0599  | 771  | -0,0038 | 35   |
| Etage 3  | 0,3471  | 178                   | 0,0487  | 132  | 0,1755 | 0,0522 | 0,1716  | 88   | -0,0035 | 5401 |
| Etage 4  | 0,5241  | 226                   | 0,0762  | 180  | 0,2174 | 0,0812 | 0,3067  | 135  | -0,0051 | 5413 |
| Etage 5  | 0,7161  | 274                   | 0,1072  | 228  | 0,2582 | 0,1124 | 0,4579  | 183  | -0,0052 | 5430 |
| Etage 6  | 0,9129  | 322                   | 0,1405  | 276  | 0,2922 | 0,1446 | 0,6206  | 231  | -0,0040 | 5442 |
| Etage 7  | 1,1049  | 370                   | 0,1748  | 324  | 0,3192 | 0,1764 | 0,7857  | 295  | -0,0015 | 5454 |
| Etage 8  | 1,2997  | 418                   | 0,2094  | 392  | 0,3528 | 0,2101 | 0,9469  | 339  | -0,0007 | 413  |
| Etage 9  | 1,4825  | 450                   | 0,2438  | 440  | 0,3741 | 0,2466 | 1,1084  | 391  | -0,0027 | 5477 |
| Etage 10 | 1,6533  | 502                   | 0,2780  | 6813 | 0,3963 | 0,2848 | 1,2570  | 443  | -0,0068 | 5493 |
| Etage 11 | 1,6866  | 517                   | 0,0312  | 496  | 0,2975 | 0,0441 | 1,3891  | 499  | -0,0129 | 2614 |
| Cas 10   |         | G + Q <sub>-</sub> EX |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0     | 53                    | 0,0027  | 5605 | 0,0669 | 0,0137 | -0,0669 | 5773 | -0,0109 | 3216 |
| Etage 2  | -0,0579 | 36                    | 0,0011  | 5    | 0,1318 | 0,0274 | -0,1898 | 48   | -0,0263 | 112  |
| Etage 3  | -0,1641 | 99                    | -0,0013 | 3373 | 0,1823 | 0,0485 | -0,3464 | 162  | -0,0497 | 155  |
| Etage 4  | -0,2979 | 169                   | -0,0026 | 3613 | 0,2260 | 0,0757 | -0,5239 | 210  | -0,0783 | 203  |
| Etage 5  | -0,4483 | 217                   | -0,0043 | 6439 | 0,2677 | 0,1064 | -0,7160 | 258  | -0,1106 | 251  |
| Etage 6  | -0,6103 | 265                   | -0,0068 | 6461 | 0,3025 | 0,1385 | -0,9127 | 306  | -0,1453 | 299  |
| Etage 7  | -0,7751 | 313                   | -0,0097 | 365  | 0,3307 | 0,1711 | -1,1058 | 354  | -0,1807 | 347  |
| Etage 8  | -0,9362 | 361                   | -0,0106 | 413  | 0,3640 | 0,2054 | -1,3003 | 402  | -0,2160 | 395  |
| Etage 9  | -1,0984 | 409                   | -0,0110 | 461  | 0,3847 | 0,2391 | -1,4831 | 450  | -0,2501 | 443  |
| Etage 10 | -1,2474 | 457                   | -0,0093 | 5497 | 0,4040 | 0,2747 | -1,6514 | 6279 | -0,2839 | 7755 |
| Etage 11 | -1,3820 | 498                   | -0,0118 | 515  | 0,3033 | 0,0365 | -1,6853 | 516  | -0,0483 | 520  |

| Cas 11   |         | G + Q <sub>+</sub> EY     |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|---------|---------------------------|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 1  | 0,0082  | 6840                      | 0,0397  | 33   | 0,0140 | 0,0397 | -0,0059 | 6640 | 0,0     | 53   |
| Etage 2  | 0,0128  | 123                       | 0,1200  | 49   | 0,0171 | 0,0974 | -0,0043 | 783  | 0,0226  | 2    |
| Etage 3  | 0,0221  | 5892                      | 0,2350  | 132  | 0,0262 | 0,1562 | -0,0041 | 805  | 0,0788  | 112  |
| Etage 4  | 0,0347  | 5952                      | 0,3748  | 180  | 0,0357 | 0,2145 | -0,0010 | 827  | 0,1603  | 155  |
| Etage 5  | 0,0488  | 6012                      | 0,5326  | 228  | 0,0488 | 0,2731 | 0,0001  | 2703 | 0,2595  | 203  |
| Etage 6  | 0,0635  | 6072                      | 0,7017  | 276  | 0,0629 | 0,3301 | 0,0006  | 2719 | 0,3717  | 251  |
| Etage 7  | 0,0789  | 6132                      | 0,8758  | 324  | 0,0777 | 0,3840 | 0,0012  | 2735 | 0,4918  | 299  |
| Etage 8  | 0,0938  | 6192                      | 1,0506  | 372  | 0,0921 | 0,4349 | 0,0017  | 2751 | 0,6157  | 347  |
| Etage 9  | 0,1081  | 454                       | 1,2225  | 420  | 0,1059 | 0,4822 | 0,0021  | 2767 | 0,7403  | 395  |
| Etage 10 | 0,1228  | 6312                      | 1,3916  | 471  | 0,1219 | 0,5282 | 0,0009  | 6811 | 0,8634  | 443  |
| Etage 11 | 0,1134  | 503                       | 1,3301  | 521  | 0,1112 | 0,1789 | 0,0022  | 2975 | 1,1512  | 499  |
| Cas 12   |         | G + Q <sub>-</sub> EY     |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0068  | 7782                      | 0,0     | 53   | 0,0152 | 0,0407 | -0,0085 | 7582 | -0,0407 | 36   |
| Etage 2  | 0,0065  | 7062                      | -0,0231 | 26   | 0,0197 | 0,0962 | -0,0132 | 5832 | -0,1193 | 88   |
| Etage 3  | 0,0035  | 7085                      | -0,0800 | 109  | 0,0271 | 0,1551 | -0,0236 | 5892 | -0,2351 | 135  |
| Etage 4  | 0,0024  | 6894                      | -0,1623 | 152  | 0,0379 | 0,2136 | -0,0355 | 214  | -0,3759 | 183  |
| Etage 5  | 0,0015  | 6914                      | -0,2627 | 200  | 0,0507 | 0,2722 | -0,0492 | 6012 | -0,5349 | 231  |
| Etage 6  | 0,0012  | 2863                      | -0,3760 | 248  | 0,0649 | 0,3289 | -0,0637 | 6072 | -0,7049 | 279  |
| Etage 7  | 0,0009  | 2879                      | -0,4973 | 296  | 0,0785 | 0,3824 | -0,0776 | 358  | -0,8797 | 327  |
| Etage 8  | 0,0004  | 2895                      | -0,6220 | 344  | 0,0929 | 0,4328 | -0,0925 | 6192 | -1,0548 | 375  |
| Etage 9  | 0,0002  | 2911                      | -0,7470 | 392  | 0,1065 | 0,4797 | -0,1064 | 6252 | -1,2267 | 5039 |
| Etage 10 | 0,0053  | 7011                      | -0,8699 | 440  | 0,1275 | 0,5252 | -0,1222 | 6280 | -1,3951 | 7956 |
| Etage 11 | -0,0029 | 500                       | -1,1694 | 2921 | 0,1078 | 0,1929 | -0,1107 | 504  | -1,3623 | 521  |
| Cas 13   |         | G + Q <sub>+</sub> 1.2 EX |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0810  | 41                        | 0,0193  | 5606 | 0,0810 | 0,0226 | 0,0     | 53   | -0,0033 | 14   |
| Etage 2  | 0,2290  | 130                       | 0,0306  | 49   | 0,1566 | 0,0338 | 0,0723  | 771  | -0,0032 | 35   |
| Etage 3  | 0,4165  | 178                       | 0,0579  | 132  | 0,2111 | 0,0608 | 0,2054  | 88   | -0,0029 | 5401 |
| Etage 4  | 0,6288  | 226                       | 0,0911  | 180  | 0,2615 | 0,0956 | 0,3673  | 135  | -0,0046 | 5413 |
| Etage 5  | 0,8592  | 274                       | 0,1285  | 228  | 0,3105 | 0,1331 | 0,5487  | 183  | -0,0046 | 5430 |
| Etage 6  | 1,0954  | 322                       | 0,1687  | 276  | 0,3515 | 0,1717 | 0,7438  | 231  | -0,0031 | 5442 |
| Etage 7  | 1,3259  | 370                       | 0,2099  | 324  | 0,3834 | 0,2103 | 0,9426  | 279  | -0,0003 | 4711 |

|          |         |                           |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|---------|---------------------------|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 8  | 1,5597  | 418                       | 0,2518  | 392  | 0,4235 | 0,2515 | 1,1361  | 339  | 0,0003  | 413  |
| Etage 9  | 1,7790  | 450                       | 0,2931  | 440  | 0,4491 | 0,2949 | 1,3299  | 391  | -0,0017 | 461  |
| Etage 10 | 1,9834  | 502                       | 0,3341  | 6814 | 0,4747 | 0,3403 | 1,5086  | 443  | -0,0062 | 5493 |
| Etage 11 | 2,0237  | 517                       | 0,0391  | 496  | 0,3560 | 0,0514 | 1,6677  | 499  | -0,0123 | 2614 |
| Cas 14   |         | G + Q <sub>-</sub> 1.2 EX |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0     | 53                        | 0,0021  | 853  | 0,0800 | 0,0157 | -0,0800 | 5773 | -0,0137 | 3216 |
| Etage 2  | -0,0702 | 7                         | 0,0008  | 7309 | 0,1575 | 0,0317 | -0,2278 | 48   | -0,0309 | 112  |
| Etage 3  | -0,1978 | 99                        | -0,0016 | 3373 | 0,2179 | 0,0573 | -0,4157 | 162  | -0,0589 | 155  |
| Etage 4  | -0,3584 | 169                       | -0,0029 | 3613 | 0,2702 | 0,0902 | -0,6287 | 210  | -0,0931 | 203  |
| Etage 5  | -0,5391 | 217                       | -0,0047 | 6439 | 0,3201 | 0,1272 | -0,8592 | 258  | -0,1319 | 251  |
| Etage 6  | -0,7334 | 265                       | -0,0075 | 6461 | 0,3618 | 0,1659 | -1,0953 | 306  | -0,1734 | 299  |
| Etage 7  | -0,9314 | 313                       | -0,0107 | 365  | 0,3955 | 0,2053 | -1,3268 | 354  | -0,2159 | 347  |
| Etage 8  | -1,1248 | 361                       | -0,0116 | 413  | 0,4354 | 0,2467 | -1,5602 | 402  | -0,2583 | 395  |
| Etage 9  | -1,3194 | 409                       | -0,0119 | 461  | 0,4603 | 0,2875 | -1,7797 | 450  | -0,2994 | 441  |
| Etage 10 | -1,4983 | 457                       | -0,0102 | 5497 | 0,4827 | 0,3298 | -1,9810 | 6279 | -0,3400 | 7755 |
| Etage 11 | -1,6602 | 498                       | -0,0124 | 515  | 0,3623 | 0,0428 | -2,0225 | 516  | -0,0553 | 496  |
| Cas 15   |         | G + Q <sub>+</sub> 1.2 EY |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0083  | 6840                      | 0,0470  | 33   | 0,0141 | 0,0470 | -0,0058 | 6640 | 0,0     | 53   |
| Etage 2  | 0,0141  | 123                       | 0,1433  | 49   | 0,0181 | 0,1157 | -0,0040 | 783  | 0,0277  | 2    |
| Etage 3  | 0,0267  | 5892                      | 0,2815  | 132  | 0,0306 | 0,1862 | -0,0039 | 805  | 0,0953  | 112  |
| Etage 4  | 0,0417  | 5952                      | 0,4494  | 180  | 0,0420 | 0,2563 | -0,0003 | 2687 | 0,1931  | 155  |
| Etage 5  | 0,0586  | 6012                      | 0,6390  | 228  | 0,0581 | 0,3267 | 0,0005  | 2703 | 0,3123  | 203  |
| Etage 6  | 0,0762  | 6072                      | 0,8421  | 276  | 0,0750 | 0,3952 | 0,0012  | 2719 | 0,4469  | 251  |
| Etage 7  | 0,0945  | 6132                      | 1,0511  | 324  | 0,0928 | 0,4600 | 0,0018  | 2735 | 0,5911  | 299  |
| Etage 8  | 0,1124  | 6192                      | 1,2610  | 372  | 0,1100 | 0,5212 | 0,0024  | 2751 | 0,7398  | 347  |
| Etage 9  | 0,1295  | 454                       | 1,4674  | 5038 | 0,1266 | 0,5781 | 0,0029  | 2767 | 0,8893  | 395  |
| Etage 10 | 0,1467  | 6312                      | 1,6701  | 471  | 0,1439 | 0,6332 | 0,0028  | 2927 | 1,0369  | 443  |
| Etage 11 | 0,1314  | 503                       | 1,5993  | 521  | 0,1283 | 0,2160 | 0,0031  | 2975 | 1,3833  | 499  |
| Cas 16   |         | G + Q <sub>-</sub> 1.2 EY |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0067  | 7782                      | 0,0     | 53   | 0,0154 | 0,0478 | -0,0087 | 7582 | -0,0478 | 36   |
| Etage 2  | 0,0061  | 7062                      | -0,0283 | 26   | 0,0218 | 0,1143 | -0,0157 | 5832 | -0,1426 | 88   |
| Etage 3  | 0,0028  | 6874                      | -0,0965 | 109  | 0,0309 | 0,1851 | -0,0281 | 5892 | -0,2816 | 135  |

|          |         |                   |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|---------|-------------------|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 4  | 0,0018  | 6894              | -0,1951 | 152  | 0,0444 | 0,2553 | -0,0426 | 214  | -0,4505 | 183  |
| Etage 5  | 0,0012  | 2847              | -0,3154 | 200  | 0,0602 | 0,3258 | -0,0590 | 6012 | -0,6412 | 231  |
| Etage 6  | 0,0008  | 2863              | -0,4512 | 248  | 0,0772 | 0,3940 | -0,0764 | 6072 | -0,8453 | 279  |
| Etage 7  | 0,0004  | 2879              | -0,5966 | 296  | 0,0936 | 0,4584 | -0,0932 | 358  | -1,0550 | 327  |
| Etage 8  | -0,0002 | 2895              | -0,7460 | 344  | 0,1109 | 0,5192 | -0,1111 | 6192 | -1,2652 | 375  |
| Etage 9  | -0,0006 | 2911              | -0,8959 | 392  | 0,1272 | 0,5757 | -0,1278 | 6252 | -1,4716 | 5039 |
| Etage 10 | 0,0018  | 7011              | -1,0434 | 440  | 0,1478 | 0,6303 | -0,1460 | 6280 | -1,6736 | 7956 |
| Etage 11 | -0,0037 | 500               | -1,4016 | 2921 | 0,1233 | 0,2299 | -0,1270 | 504  | -1,6315 | 521  |
| Cas 17   |         | <b>0.8 G + EX</b> |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0540  | 41                | 0,0127  | 3216 | 0,0540 | 0,0150 | 0,0     | 53   | -0,0023 | 14   |
| Etage 2  | 0,1526  | 130               | 0,0204  | 49   | 0,1045 | 0,0226 | 0,0481  | 771  | -0,0023 | 35   |
| Etage 3  | 0,2776  | 178               | 0,0383  | 132  | 0,1409 | 0,0406 | 0,1368  | 88   | -0,0023 | 5401 |
| Etage 4  | 0,4192  | 226               | 0,0600  | 180  | 0,1745 | 0,0638 | 0,2447  | 135  | -0,0037 | 5413 |
| Etage 5  | 0,5728  | 274               | 0,0846  | 228  | 0,2072 | 0,0887 | 0,3656  | 183  | -0,0041 | 5430 |
| Etage 6  | 0,7302  | 322               | 0,1108  | 276  | 0,2345 | 0,1144 | 0,4957  | 231  | -0,0035 | 5442 |
| Etage 7  | 0,8839  | 370               | 0,1378  | 324  | 0,2557 | 0,1402 | 0,6281  | 279  | -0,0024 | 4711 |
| Etage 8  | 1,0396  | 418               | 0,1652  | 392  | 0,2825 | 0,1677 | 0,7571  | 339  | -0,0025 | 413  |
| Etage 9  | 1,1859  | 450               | 0,1922  | 440  | 0,2996 | 0,1965 | 0,8863  | 391  | -0,0044 | 461  |
| Etage 10 | 1,3220  | 502               | 0,2188  | 6813 | 0,3165 | 0,2266 | 1,0055  | 439  | -0,0078 | 5493 |
| Etage 11 | 1,3490  | 517               | 0,0222  | 496  | 0,2375 | 0,0349 | 1,1115  | 499  | -0,0127 | 2614 |
| Cas 18   |         | <b>0.8 G - EX</b> |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0     | 53                | 0,0014  | 853  | 0,0534 | 0,0105 | -0,0534 | 5773 | -0,0091 | 3216 |
| Etage 2  | -0,0469 | 7                 | 0,0004  | 5    | 0,1049 | 0,0214 | -0,1518 | 48   | -0,0210 | 112  |
| Etage 3  | -0,1320 | 99                | -0,0012 | 3373 | 0,1451 | 0,0387 | -0,2771 | 162  | -0,0399 | 155  |
| Etage 4  | -0,2391 | 169               | -0,0023 | 3613 | 0,1800 | 0,0607 | -0,4191 | 210  | -0,0630 | 203  |
| Etage 5  | -0,3596 | 217               | -0,0039 | 3853 | 0,2132 | 0,0854 | -0,5728 | 258  | -0,0892 | 251  |
| Etage 6  | -0,4892 | 265               | -0,0063 | 6461 | 0,2410 | 0,1111 | -0,7302 | 306  | -0,1174 | 299  |
| Etage 7  | -0,6212 | 313               | -0,0091 | 6483 | 0,2635 | 0,1371 | -0,8847 | 354  | -0,1462 | 347  |
| Etage 8  | -0,7502 | 361               | -0,0104 | 413  | 0,2901 | 0,1646 | -1,0403 | 402  | -0,1750 | 395  |
| Etage 9  | -0,8799 | 409               | -0,0111 | 461  | 0,3067 | 0,1918 | -1,1866 | 450  | -0,2029 | 441  |
| Etage 10 | -0,9992 | 457               | -0,0108 | 5497 | 0,3216 | 0,2197 | -1,3208 | 6279 | -0,2305 | 7755 |
| Etage 11 | -1,1070 | 498               | -0,0119 | 515  | 0,2415 | 0,0293 | -1,3486 | 516  | -0,0412 | 520  |



| Cas 19   | 0.8 G + EY |      |         |      |        |        |         |      |         |      |
|----------|------------|------|---------|------|--------|--------|---------|------|---------|------|
| Etage 1  | 0,0054     | 6840 | 0,0315  | 33   | 0,0091 | 0,0315 | -0,0037 | 6640 | 0,0     | 53   |
| Etage 2  | 0,0093     | 123  | 0,0955  | 49   | 0,0122 | 0,0773 | -0,0029 | 783  | 0,0182  | 2    |
| Etage 3  | 0,0178     | 5892 | 0,1874  | 132  | 0,0206 | 0,1242 | -0,0028 | 805  | 0,0631  | 112  |
| Etage 4  | 0,0278     | 5952 | 0,2989  | 180  | 0,0282 | 0,1708 | -0,0004 | 827  | 0,1281  | 155  |
| Etage 5  | 0,0390     | 6012 | 0,4249  | 228  | 0,0386 | 0,2177 | 0,0005  | 2703 | 0,2072  | 203  |
| Etage 6  | 0,0507     | 6072 | 0,5598  | 276  | 0,0498 | 0,2632 | 0,0009  | 2719 | 0,2966  | 251  |
| Etage 7  | 0,0629     | 6132 | 0,6986  | 324  | 0,0616 | 0,3063 | 0,0013  | 2735 | 0,3923  | 299  |
| Etage 8  | 0,0748     | 6192 | 0,8379  | 372  | 0,0731 | 0,3470 | 0,0018  | 2751 | 0,4910  | 347  |
| Etage 9  | 0,0862     | 454  | 0,9750  | 420  | 0,0841 | 0,3849 | 0,0020  | 2767 | 0,5901  | 395  |
| Etage 10 | 0,0976     | 6312 | 1,1095  | 7014 | 0,0954 | 0,4216 | 0,0022  | 2927 | 0,6879  | 443  |
| Etage 11 | 0,0881     | 503  | 1,0619  | 521  | 0,0863 | 0,1436 | 0,0018  | 2975 | 0,9182  | 499  |
| Cas 20   | 0.8 G - EY |      |         |      |        |        |         |      |         |      |
| Etage 1  | 0,0043     | 7782 | 0,0     | 53   | 0,0099 | 0,0319 | -0,0056 | 7582 | -0,0319 | 36   |
| Etage 2  | 0,0037     | 7062 | -0,0187 | 26   | 0,0141 | 0,0768 | -0,0104 | 5832 | -0,0955 | 88   |
| Etage 3  | 0,0017     | 6874 | -0,0643 | 109  | 0,0205 | 0,1240 | -0,0188 | 5892 | -0,1884 | 135  |
| Etage 4  | 0,0010     | 6894 | -0,1304 | 152  | 0,0294 | 0,1709 | -0,0284 | 214  | -0,3013 | 183  |
| Etage 5  | 0,0005     | 2847 | -0,2109 | 200  | 0,0398 | 0,2180 | -0,0394 | 6012 | -0,4289 | 231  |
| Etage 6  | 0,0002     | 2863 | -0,3019 | 248  | 0,0512 | 0,2634 | -0,0510 | 6072 | -0,5653 | 279  |
| Etage 7  | -0,0001    | 2879 | -0,3993 | 296  | 0,0621 | 0,3064 | -0,0623 | 358  | -0,7056 | 327  |
| Etage 8  | -0,0005    | 2895 | -0,4994 | 344  | 0,0736 | 0,3468 | -0,0742 | 6192 | -0,8463 | 375  |
| Etage 9  | -0,0007    | 5038 | -0,6000 | 392  | 0,0847 | 0,3844 | -0,0854 | 6252 | -0,9844 | 5039 |
| Etage 10 | 0,0006     | 7011 | -0,6988 | 440  | 0,0981 | 0,4208 | -0,0975 | 6280 | -1,1196 | 7956 |
| Etage 11 | -0,0027    | 500  | -0,9383 | 2921 | 0,0827 | 0,1538 | -0,0853 | 504  | -1,0920 | 521  |

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée  $dU_x < 3.23 \text{ cm}$  et  $dU_y < 3.23 \text{ cm}$

## IV.3.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

Selon l'RPA99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec :

- $P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_K = \sum (W_{GI} + 0,2 W_{QI})$$

- $V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- $\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- $h_K$  : Hauteur de l'étage « k ».

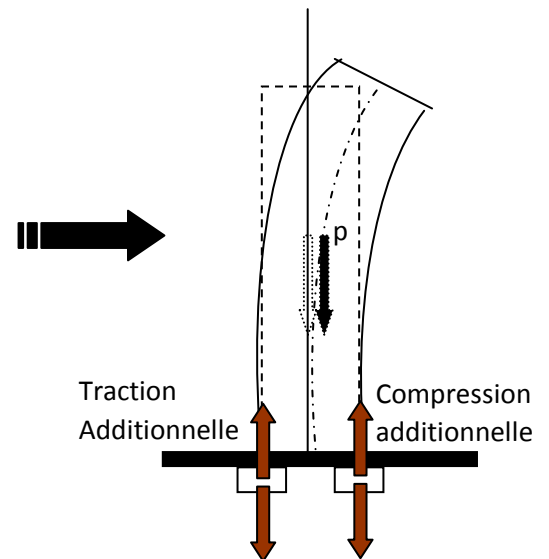


Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison Ex)

| Niveau   | $P_k$ (t) | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (t) | $h_k$ (cm) | $\Theta$ |
|----------|-----------|-----------------|-----------|------------|----------|
| RDC      | 426,39    | 0,0668          | 173,51    | 323        | 0.0005   |
| Etage 1  | 420,16    | 0,1297          | 166,76    | 323        | 0.001    |
| Etage 2  | 420,16    | 0,1780          | 139,56    | 323        | 0.001    |
| Etage 3  | 420,16    | 0,2209          | 114,31    | 323        | 0.002    |
| Etage 4  | 409,82    | 0,2620          | 98,37     | 323        | 0.003    |
| Etage 5  | 409,82    | 0,2968          | 77,13     | 323        | 0.004    |
| Etage 6  | 409,82    | 0,3242          | 49,96     | 323        | 0.008    |
| Etage 7  | 399,47    | 0,3571          | 59,41     | 323        | 0.007    |
| Etage 8  | 399,47    | 0,3780          | 34,37     | 323        | 0.013    |
| Etage 9  | 380,87    | 0,3953          | 7,38      | 323        | 0.063    |
| Etage 10 | 116,95    | 0,2947          | 6,86      | 323        | 0.015    |

Tableau IV-8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y (Combinaison Ey)

| Niveau   | $P_k$ (t) | $\Delta_k$ (cm) | $V_k$ (t) | $h_k$ (cm) | $\Theta$ |
|----------|-----------|-----------------|-----------|------------|----------|
| RDC      | 426,39    | 0,0367          | 183,41    | 323        | 0.0002   |
| Etage 1  | 420,16    | 0,0923          | 176,27    | 323        | 0.0006   |
| Etage 2  | 420,16    | 0,1508          | 149,04    | 323        | 0.001    |
| Etage 3  | 420,16    | 0,2095          | 111,99    | 323        | 0.002    |
| Etage 4  | 409,82    | 0,2687          | 109,85    | 323        | 0.003    |
| Etage 5  | 409,82    | 0,3261          | 85,18     | 323        | 0.004    |
| Etage 6  | 409,82    | 0,3804          | 61,87     | 323        | 0.007    |
| Etage 7  | 399,47    | 0,4319          | 52,04     | 323        | 0.010    |
| Etage 8  | 399,47    | 0,4799          | 27,24     | 323        | 0.021    |
| Etage 9  | 380,87    | 0,5256          | 10,92     | 323        | 0.056    |
| Etage 10 | 116,95    | 0,1857          | 7,51      | 323        | 0.008    |

Donc Les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P- $\Delta$  est négligé.

#### IV.4. Conclusion :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

# Chapitre V :

*Etude du vent*

## Chapitre V : Etude du vent

### V. Introduction :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région.
- Le site.
- L'altitude.
- Les dimensions de l'ouvrage.

#### V.1. Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions Perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

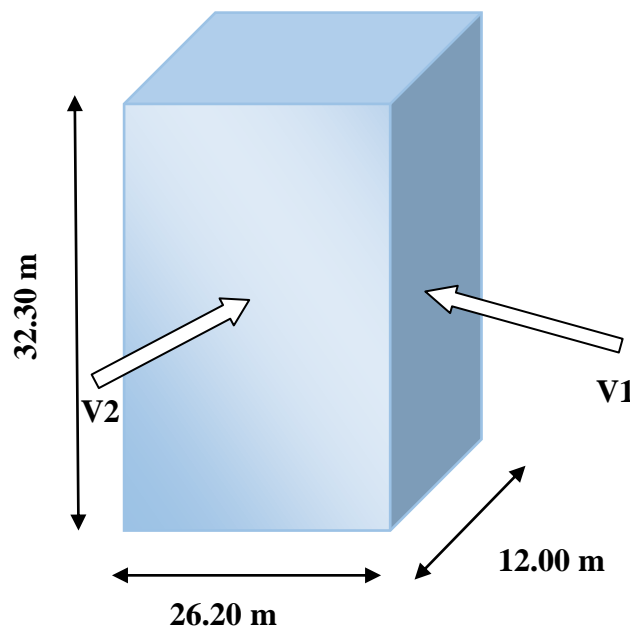


Figure V-1 : Action du vent

$V_1$  : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX.

$V_2$  : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

## V.2. Application de RNV 99 :

### Vérification à la stabilité d'ensemble :

Le RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

#### V.2.1. Effet de la région : $q_{ref}$

Notre structure est située dans la **zone II** dont la pression de référence est donnée par le tableau (2.3 RNV 99) par

$$q_{ref} = 470 \text{ N/m}^2$$

#### V.2.2. Effet de site :

Terrain de **catégorie IV** (Art 4.1 RNV 99).

D'après le tableau (2.4 RNV 99) on a :

- ✓ Le facteur de terrain  $K_T = 0,24$
- ✓ Le paramètre de rugosité  $z_0 = 1 \text{ m}$
- ✓ La hauteur minimale  $z_{min} = 16 \text{ m}$ .
- ✓  $\epsilon = 0,46$  : coefficient utilisé pour le calcul de  $C_d$

#### V.2.3. Détermination de la pression dynamique de vent $q_{dyn}$ :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface  $j$  horizontaux selon la procédure donnée à **article .3.1.1 des RNV 99**.

La procédure qui nous convient pour notre cas est :

- Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surfaces, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction.

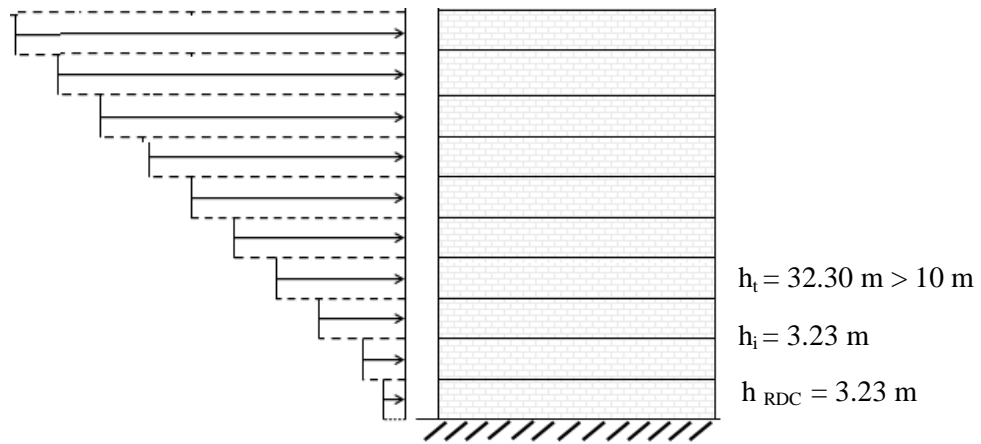


Figure V-2 : Répartition de la pression dynamique

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule (2.12 RNV. 99)

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j).$$

#### V.2.4. Coefficient de topographie : $C_T(z)$ :

Le coefficient de topographies  $C_T(z)$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées...etc.

D'après le tableau (2.5 RNV 99) on a :  $C_T(z) = 1$  (site plat)

#### V.2.5. Détermination du coefficient de la rugosité $C_r$ :

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. il définit par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\checkmark C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\min} = 16 \text{ m} \leq z \leq 200 \text{ m.}$$

$$\checkmark C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{\min} = 16 \text{ m}$$

Tel que :  $Z_0 = 1 \text{ m}$ ,  $Z_{\min} = 16 \text{ m}$

#### V.2.6. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$ :

le coefficient d'exposition au vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$  est donnée par la formule (2.13 RNV 99).

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right].$$

Tableau V-1 : Valeurs des  $q_{dyn}$  appliquées de chaque niveau.

| $Z_j$        | $C_r$ | $C_e$ | $q_{dyn} (N/m^2)$ |
|--------------|-------|-------|-------------------|
| <b>3.23</b>  | 0.281 | 0.551 | 258.97            |
| <b>6.46</b>  | 0.447 | 0.950 | 446.5             |
| <b>9.69</b>  | 0.545 | 1.212 | 569.64            |
| <b>12.92</b> | 0.614 | 1.408 | 661.76            |
| <b>16.15</b> | 0.667 | 1.565 | 735.55            |
| <b>19.38</b> | 0.711 | 1.700 | 799               |
| <b>22.61</b> | 0.748 | 1.816 | 853.52            |
| <b>25.84</b> | 0.780 | 1.918 | 901.46            |
| <b>29.07</b> | 0.808 | 2.010 | 944.70            |
| <b>32.30</b> | 0.834 | 2.096 | 985.12            |
| <b>32.90</b> | 0.838 | 2.110 | 991.70            |

### V.2.7. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois que des effets d'amplification dus à la partie de structure ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

- Sens x :

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise la figure 3.1 donnée au chapitre 3 de RNV 99 la lecture pour  $h = 32.30$  m et  $b = 26.20$  m.

Après interpolation :  $C_d \approx 0,95$

- Sens y :

Pour  $h = 32.30$  m et  $b = 12.00$  m.

Après interpolation :  $C_d \approx 0,95$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### V.2.8. Détermination des coefficients de pression extérieure $C_{pe}$ :

Les coefficients de pression externe  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

$C_{pe}$  s'obtient à partir de la formule suivante :

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe_1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe_1} + (C_{pe_{10}} + C_{pe_1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe_{10}} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

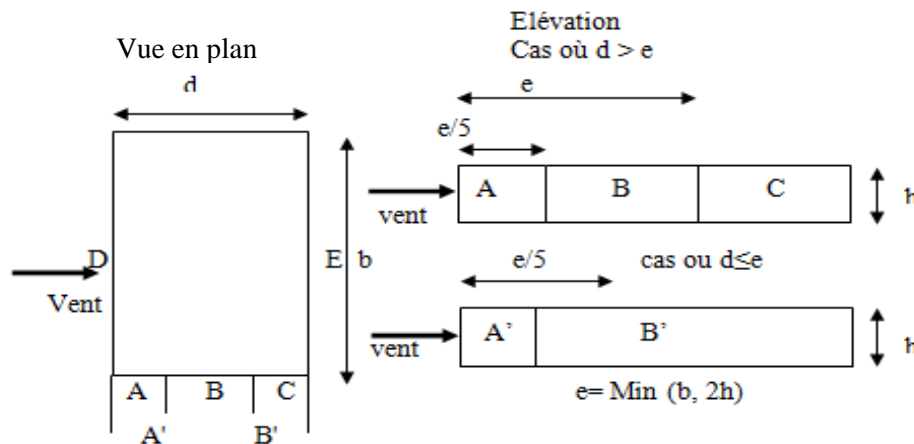


S: la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2$  donc  $C_{pe} = C_{pe,10}$

**a) Parois verticales :**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure (5.1), les valeurs de  $C_{pe,10}$  et  $C_{pe,1}$  . Sont données par le **Tableau 5-1. (RNV 99)**



**Figure V-3:** Legend pour les parois verticales

**Tableau V-2 :**  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

| AA'         |            | BB'         |            | C           |            | D           |            | E           |            |
|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
| $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| -1.0        | -1.3       | -1.08       | -1.0       | -0.5        | -0.5       | +0.8        | +1.0       | -0.3        | -0.3       |

✓ Sens x :

$h = 32.30 \text{ m}$ ;  $b = 26.20 \text{ m}$ ;  $d = 12.00 \text{ m}$ .

$$e = \text{Min} (b, 2h) \rightarrow e = \text{Min} (26.20, 2 \times 32.30).$$

Donc  $e = 26.20 \text{ m} > d = 12.00 \text{ m}$ .

$b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.  $b = 26.20 \text{ m}$

$h$  : La hauteur total de la construction.

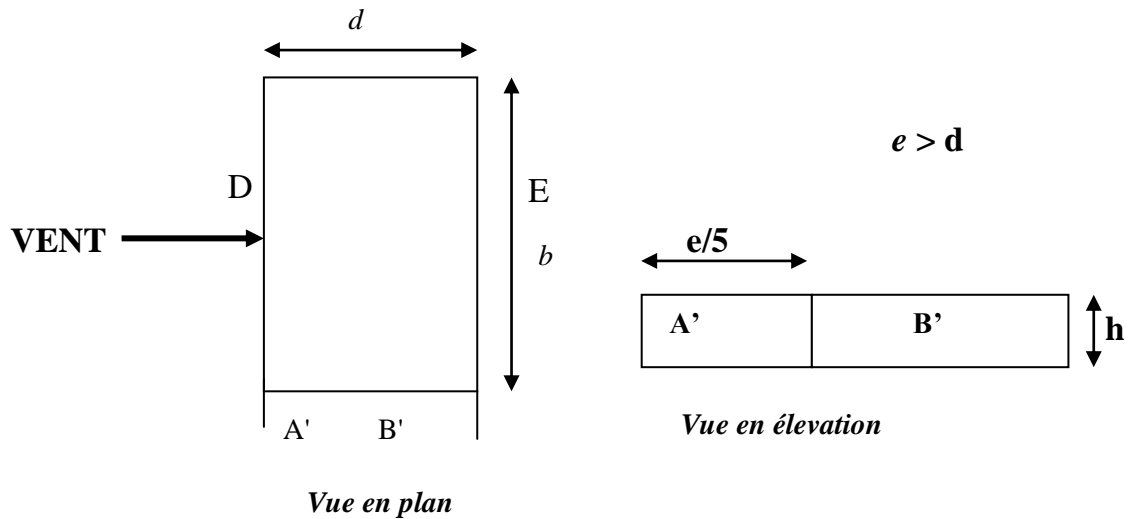


Figure V-4 : légende relative aux murs verticaux V2

- D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau V-3 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales -Direction du vent V2.

| A'          | B'          | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0        | -0,8        | +0,8        | -0,3        |

- Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

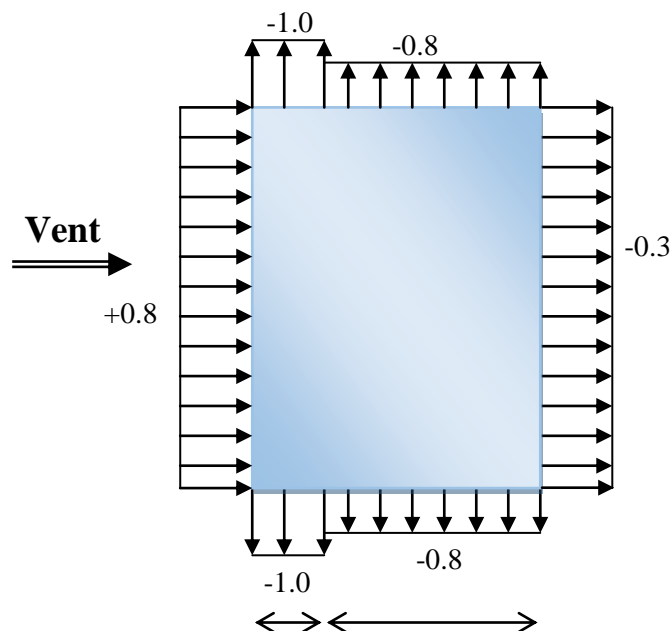


Figure V-5 : Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2.

✓ Sensy :

$h = 32.30 \text{ m}; b = 12.00 \text{ m}; d = 26.20 \text{ m}.$

$e = \text{Min}(b, 2h) \rightarrow e = \text{Min}(12.00, 2 \times 32.30).$

Donc  $e = 12.00 \text{ m} < d = 26.20 \text{ m}.$

- $b$  : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.  $b = 12.00 \text{ m}$
- $h$  : La hauteur total de la construction.

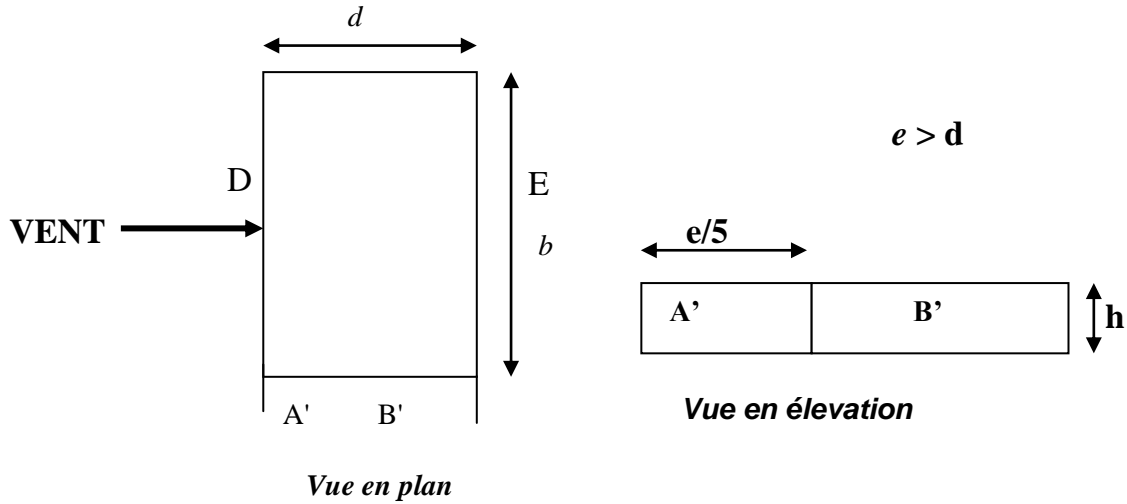


Figure V-6 : légende relative aux murs verticaux V1.

- D'après le tableau 5.1 (RNV P.65) on a :

Tableau V-4 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales -Direction du vent V1.

| A           | B           | C           | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1,0        | -0,8        | -0,5        | +0,8        | -0,3        |

- Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure suivante :

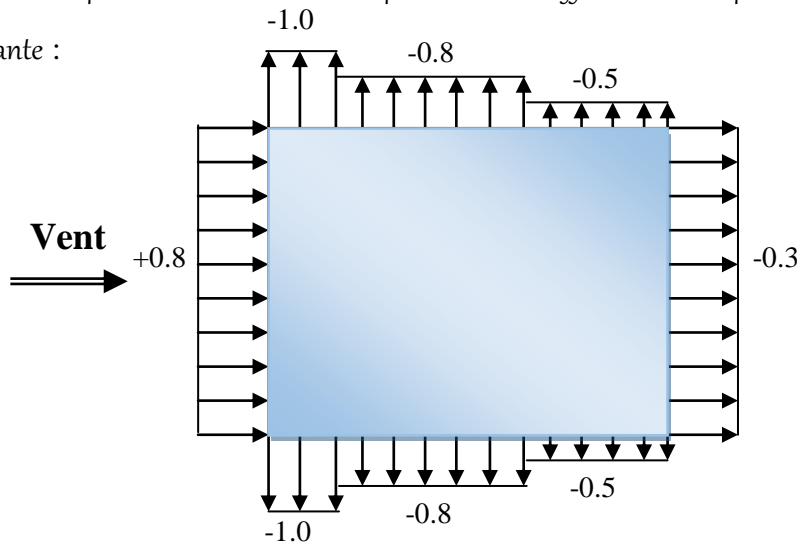


Figure V-7 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les parois verticales - Direction du vent V1.

## b) Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$$e = \text{Min} [b ; 2h]$$

b: dimension du coté perpendiculaire au vent

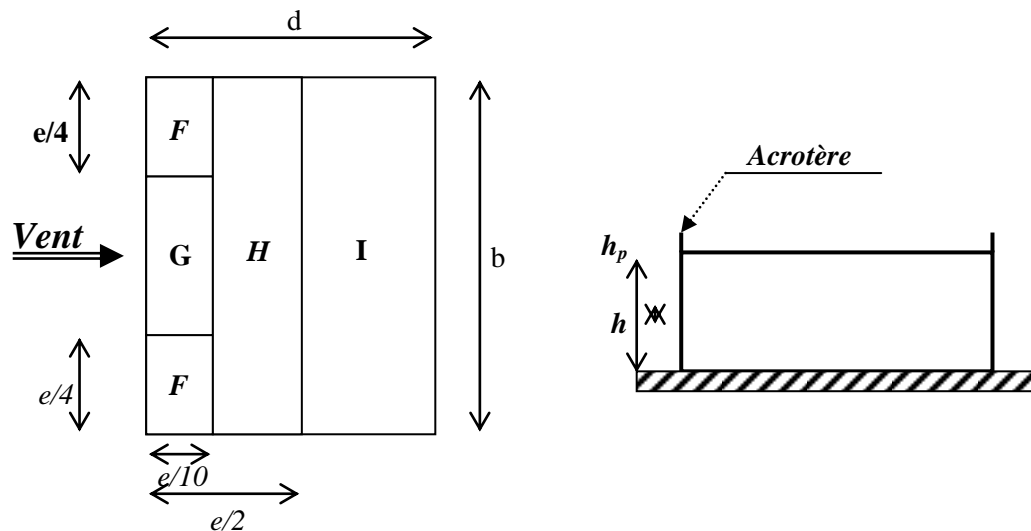


Figure V-8 : Répartition de  $C_{pe}$  sur les toitures plates

Tableau V-5 :  $C_{pe}$  pour les les toitures plates de bâtiment

|                 | F           |            | G           |            | H           |            | I           |            |
|-----------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|-------------|------------|
|                 | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ | $C_{pe,10}$ | $C_{pe,1}$ |
| avec acrotère   |             |            |             |            |             |            |             |            |
| $H_p/h = 0.025$ | -1.6        | -2.2       | -1.1        | -1.8       | -0.7        | -1.2       | $\pm 0.2$   |            |
| $H_p/h = 0.05$  | -1.4        | -2.0       | -0.9        | -1.6       | -0.7        | -1.2       | $\pm 0.2$   |            |
| $H_p/h = 0.1$   | -1.2        | -1.8       | -0.8        | -1.4       | -0.7        | -1.2       | $\pm 0.2$   |            |

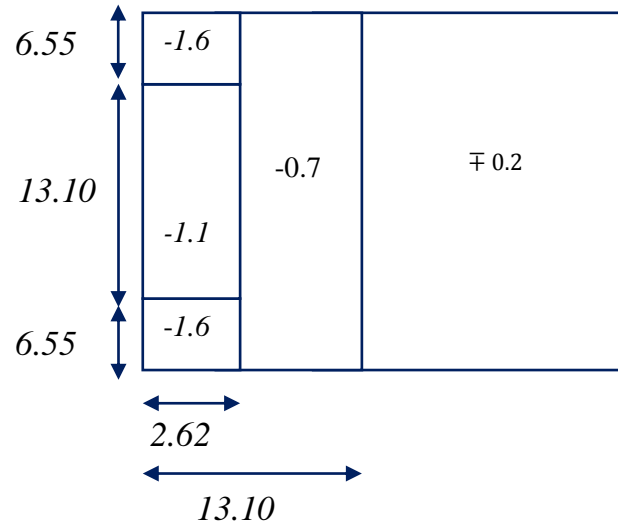
Dans notre cas  $h_p/h = 0.6/32.30 = 0.018$

✓ Sens x :  $b = 26.20 \text{ m}$  :

$$e = \text{Min} (b, 2h) \rightarrow e = \text{Min} (26.20, 2 \times 32.30).$$

$$e = 26.20 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :



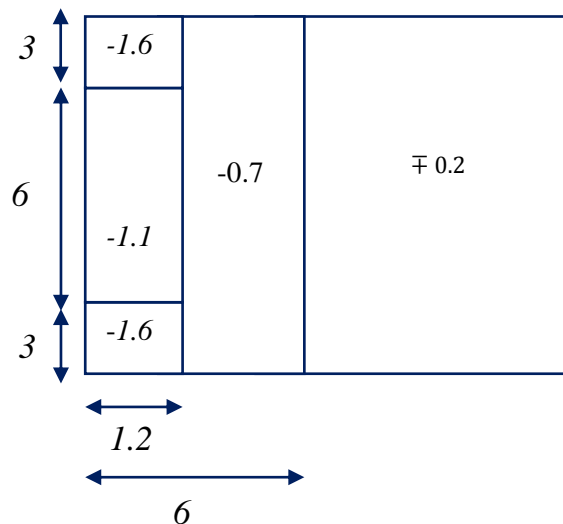
**Figure V-9** : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 26.20 m.

✓ Sens y : b = 12.00 m :

$$e = \text{Min}(b, 2h) \rightarrow e = \text{Min}(12.00, 2 \times 32.30).$$

$$e = 12.00 \text{ m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :



**Figure V-10** : Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones pour Sens x : b = 12.00 m.

### V.2.9. Détermination des coefficients de pression intérieure $C_{pi}$ :

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (art 2.2 P78).

### V.2.10. Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ :

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Tableau V-6 : résultat de coefficient de pression de vent  $C_p$

| Zone | $C_{pi1}$ | $C_{pi2}$ | $C_{pe} = C_{pi0}$ | $C_{p1}$ | $C_{p2}$ |
|------|-----------|-----------|--------------------|----------|----------|
| AA'  | 0,8       | -0,5      | -1                 | -1,8     | -0,5     |
| BB'  | 0,8       | -0,5      | -0,8               | -1,6     | 0,3      |
| C    | 0,8       | -0,5      | -0,5               | -1,3     | 0        |
| D    | 0,8       | -0,5      | 0,8                | 0        | 1,3      |
| E    | 0,8       | -0,5      | -0,3               | -1,1     | 0,2      |
| F    | 0,8       | -0,5      | -1,6               | -2,4     | -1,1     |
| G    | 0,8       | -0,5      | -1,1               | -1,9     | -0,6     |
| H    | 0,8       | -0,5      | -0,7               | -1,5     | -0,2     |

### V.2.11. Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j).$$

- $C_d$  : Coefficient dynamique.
- $W$  : est la pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface
- $W(z_j)$  : est donnée par de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) (C_{pe} - C_{pi}) \quad \text{en [N/m}^2\text{]}$$

D'où :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times C_p$$

On prend par exemple  $Z_j = 32,30 \text{ m}$   $q_{dyn} = 985,12 \text{ N/m}^2$

➤ Pour  $C_{pi} = 0,8$  :

✓ Sens x :

| ZONE | $C_p$ | $q_{dyn}(Z_j)$ | $W_j$    | $C_d$ | $q_j$    |
|------|-------|----------------|----------|-------|----------|
| A'   | -1,8  | 985.12         | -1773.21 | 0,95  | -1684.54 |
| B'   | -1,6  | 985.12         | -1576.19 | 0,95  | -1497.38 |
| D    | 0     | 985.12         | 0        | 0,95  | 0        |
| E    | -1,1  | 985.12         | -1083.63 | 0,95  | -1029.45 |

✓ Sens y :

| ZONE | $C_p$ | $q_{dyn}(Z_j)$ | $W_j$    | $C_d$ | $q_j$    |
|------|-------|----------------|----------|-------|----------|
| A'   | -1,8  | 985.12         | -1773.21 | 0,95  | -1684.54 |
| B'   | -1,6  | 985.12         | -1576.19 | 0,95  | -1497.38 |
| C    | -1,3  | 985.12         | -1280.65 | 0,95  | -1216.61 |
| D    | 0     | 985.12         | 0        | 0,95  | 0        |
| E    | -1,1  | 985.12         | -1083.63 | 0,95  | -1029.44 |

➤ Pour  $C_{pi} = -0,5$

✓ Sens x :

| ZONE | $C_p$ | $q_{dyn}(Z_j)$ | $W_j$   | $C_d$ | $q_j$   |
|------|-------|----------------|---------|-------|---------|
| A'   | -0,5  | 985.12         | -492.56 | 0,95  | -467.93 |
| B'   | 0,3   | 985.12         | 295.53  | 0,95  | 280.75  |
| D    | 1,3   | 985.12         | 1280.65 | 0,95  | 1216.61 |
| E    | 0,2   | 985.12         | 197.02  | 0,95  | 187.17  |

✓ Sens y :

| ZONE | $C_p$ | $q_{dyn}(Z_j)$ | $W_j$   | $C_d$ | $q_j$   |
|------|-------|----------------|---------|-------|---------|
| A'   | -0,5  | 985.12         | -492.56 | 0,95  | -467.93 |
| B'   | 0,3   | 985.12         | 295.53  | 0,95  | 280.75  |
| C    | 0     | 985.12         | 0       | 0,95  | 0       |
| D    | 1,3   | 985.12         | 1280.65 | 0,95  | 1216.61 |
| E    | 0,2   | 985.12         | 197.02  | 0,95  | 187.17  |

### V.2.12. Calcul des forces de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du Vent.

La force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fj} \times S_{fj})$$

- $J$  : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- $Z_j$  : La hauteur du centre de l'élément  $j$ .
- $S_{fj}$  : Aire de l'élément de surface  $j$ .
- $C_{fj}$  : Coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

D'après le tableau (2.1 RNV99).

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $(d / b \geq 3)$ , et le rapport  $(d / h \geq 3)$ , soient vérifiés ; ou  $b$  la dimension de la construction Perpendiculaire à la direction du vent,  $h$  la hauteur de la construction, et  $d$  la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

- **Sens x :**  $b = 26.20$  m;  $d = 12.00$  m;  $h = 32.30$  m.

$$(d / b) = (12.00 / 26.20) = 0.45 < 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(d / h) = (12.00 / 32.30) = 0.37 < 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

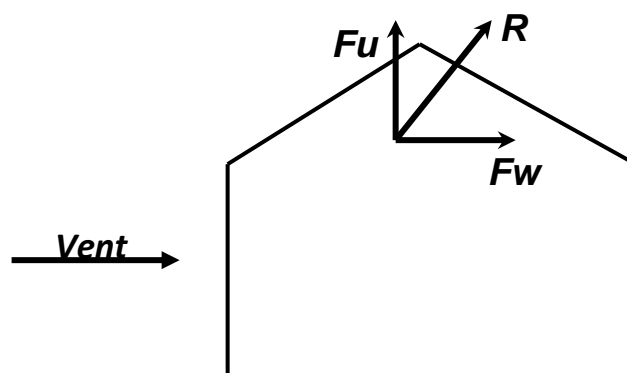
- **Sens y :**  $b = 12.00$  m;  $d = 26.20$  m;  $h = 32.30$  m

$$(d / b) = (26.20 / 12.00) = 2.18 < 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$(d / h) = (26.20 / 32.30) = 0.81 < 3 \quad \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

### V.2.13. Détermination de la force résultante :

La force résultant  $R$  se décompose en deux forces ; horizontales et verticale (voir la figure ci –après) :





- $F_w$  : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale appliquée à la toiture.
- $F_u$  : composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante  $R$  est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_j \times S_j) + \sum F_{fj}$$

- $\sum$  : La somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)
- $q_j$  : (daN / m<sup>2</sup>) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface  $j$ .
- $S_j$  : (m<sup>2</sup>) est l'aire de l'élément de surface  $j$ .
- $F_{fj}$  : (daN) désigne les forces de frottement éventuelles.

**Tableau V-7** : Résultats des efforts appliqués à la Tour de chaque niveau.

| Zj<br>(m)     | Zone | S (X)<br>(m <sup>2</sup> ) | S (Y)<br>(m <sup>2</sup> ) | $q_{dyn}$<br>(N/m <sup>2</sup> ) | $q_{j(x)}$ | $q_{j(y)}$ | R(X)<br>(N)       | R(Y)<br>(N)        |
|---------------|------|----------------------------|----------------------------|----------------------------------|------------|------------|-------------------|--------------------|
| 3.23          | -1.1 | 84.626                     | 38.76                      | 258.97                           | -270.623   | -270.623   | -22901.742        | -10489.347         |
| 6.46          |      |                            |                            | 446.50                           | -466.592   | -466.592   | -39485.814        | -18085.105         |
| 9.69          |      |                            |                            | 569.64                           | -595.273   | -595.273   | -50375.572        | -23072.781         |
| 12.92         |      |                            |                            | 661.76                           | -691.539   | -691.539   | -58522.179        | -26804.051         |
| 16.15         |      |                            |                            | 735.55                           | -768.649   | -768.649   | -65047.690        | -29792.835         |
| 19.38         |      |                            |                            | 799.00                           | -834.955   | -834.955   | -70658.901        | -32362.855         |
| 22.61         |      |                            |                            | 853.52                           | -891.928   | -891.928   | -75480.298        | -34571.129         |
| 25.84         |      |                            |                            | 901.46                           | -942.025   | -942.025   | -79719.807        | -36512.889         |
| 29.07         |      |                            |                            | 944.70                           | -987.211   | -987.211   | -83543.718        | -38264.298         |
| 32.30         |      |                            |                            | 985.12                           | -1029.450  | -1029.450  | -87118.235        | -39901.482         |
| 32.90         | -2,4 | 15.72                      | 7.2                        | 991.70                           | -2261.076  | -2261.076  | -35544.114        | -16279.747         |
|               | -1,9 |                            |                            |                                  | -1790.018  | -1790.018  | -28139.082        | -12888.129         |
|               | -1,5 |                            |                            |                                  | 1413.172   | 1413.172   | -22215.063        | -10174.838         |
|               | -1,0 |                            |                            |                                  | -942.115   | -942.115   | -14810.047        | -6783.228          |
|               | -0,6 |                            |                            |                                  | -565.269   | -565.269   | -8886.028         | -4069.936          |
| <b>Sommes</b> |      |                            |                            |                                  |            |            | <b>-742448.29</b> | <b>-340052.641</b> |

Tableau V-8 : Résultats des efforts de vent appliqués à la base de la Tour

| $R_x$        | $R_y$         |
|--------------|---------------|
| -742448.29 N | -340052.641 N |

➤ **Excentricité de la force globale horizontale :**

Une excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être introduite pour les constructions autres que révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale  $F_w$  doit être prise égale à:

$$e = \pm \frac{b}{10}$$

Avec :  $b$  est la dimension à la base du maître couple. (Ch. 2 Paragraph 2.2.2)

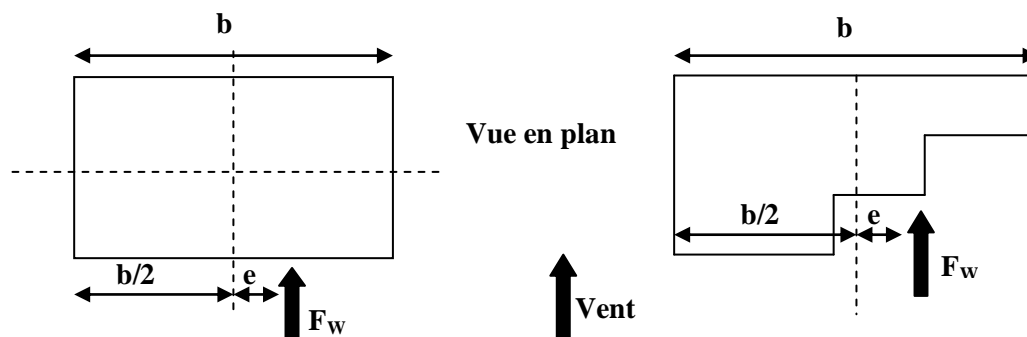


Figure V-10 : Excentricité de la force globale

**Excentricité de la force globale :**

✓ Sens X :

$$L_x = b = 26.20 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = \pm 2.620 \text{ m}$$

✓ Sens Y :

$$L_y = b = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e = \pm 1.2 \text{ m}$$

➤ **Vérification de la stabilité:**

La force résultante  $R$  dans chaque direction est négligeable devant le poids du bâtiment donc il n'y a pas risque de soulèvement ou de renversement.

### V.3. Conclusion :

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques.

$$R_{x(\text{vent})} = 742.448 \text{ KN} < R_{x(\text{sismique})} = 2761.43 \text{ KN.}$$

$$R_{y(\text{vent})} = 340.052 \text{ KN} < R_{y(\text{sismique})} = 3001.56 \text{ KN.}$$

# Chapitre VI :

*Ferraillage des éléments Structuraux*

## Chapitre VI : Ferrailage des éléments Structuraux

### VI. 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.

### VI.1. Etude de ferrailage 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.

#### VI.1.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- ✓ Combinaisons fondamentales : « 1 er genre » BAEL 91 révisée 99 :
  - $1,35 \times G + 1,5 \times Q$ ..... (ELU)
  - $G + Q$ ..... (ELS)
- ✓ Combinaisons accidentelles : « 2 ème genre » RPA 99 / version 2003 :
  - $G + Q + 1,2 \times E$  .....(ACC)

### VI.1.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Leur pourcentage minimal sera de 0,8 % (zone II).

- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  (zone II)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

Le ferrailage sera calculer l'aide d'**Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010** et on compare avec le minimum du RPA 99 / version 2003 ( $A_{\min}$ ).

➤ Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1,21)** :

- ✓  $A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P)$
- ✓  $A_u(\max) = 5\%B$

Avec : B : section de béton.

P : périmètre de la section en mètre.

➤ Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2)** :

- ✓  $A_u(\min) = 0,8 \%B$ .
- ✓  $A_u(\max) = 4 \%B$  en zone courant.
- ✓  $A_u(\max) = 6 \%B$  en zone de recouvrement.

**Tableau VI-1** :  $A_u(\min)$  et  $A_u(\max)$  Selon le RPA 99 et BAEL 91 des sections des poteaux.

| Section du poteau | B (cm <sup>2</sup> ) | P(cm) | BAEL 91 révisée 99                |                     | RPA 99 / version 2003   |                     |                     |
|-------------------|----------------------|-------|-----------------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|
|                   |                      |       | $A_u(\min) = \max(0,2\%B ; 4\%P)$ | $A_u(\max) = 5\%B$  | $A_u(\min) = 0,8 \%B$ . | $A_u(\max) = 4 \%B$ | $A_u(\max) = 6 \%B$ |
| Poteau (30×40)    | 1200                 | 140   | 5,6 cm <sup>2</sup>               | 60 cm <sup>2</sup>  | 9.6 cm <sup>2</sup>     | 48 cm <sup>2</sup>  | 72 cm <sup>2</sup>  |
| Poteau (40×40)    | 1600                 | 160   | 6,4 cm <sup>2</sup>               | 80 cm <sup>2</sup>  | 12.8 cm <sup>2</sup>    | 46 cm <sup>2</sup>  | 96 cm <sup>2</sup>  |
| Poteau (40×50)    | 2000                 | 180   | 7.2 cm <sup>2</sup>               | 100 cm <sup>2</sup> | 16 cm <sup>2</sup>      | 80 cm <sup>2</sup>  | 120 cm <sup>2</sup> |
| Poteau (40×60)    | 2400                 | 200   | 8 cm <sup>2</sup>                 | 120 cm <sup>2</sup> | 19.2 cm <sup>2</sup>    | 96 cm <sup>2</sup>  | 144 cm <sup>2</sup> |

La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser :

- ✓ 25 cm en zone II.
- ✓  $\varnothing_{\min} = 12$  mm.

$$A_u (\min) = \max (0,2\%B ; 4\%P ; 0,8\%B).$$

**Tableau VI-2** :  $A_u (\min)$  de chaque section du poteau.

| Section du poteau | $A_u (\min) = \max$<br>(0,2%B ; 4%P ; 0,8%B) |
|-------------------|--|
| Poteau (30×40)    | 9.6 cm <sup>2</sup>                          |
| Poteau (40×40)    | 12.8 cm <sup>2</sup>                         |
| Poteau (40×50)    | 16 cm <sup>2</sup>                           |
| Poteau (40×60)    | 19.2 cm <sup>2</sup>                         |

➤ **Méthode de calcul du ferrailage longitudinal :**

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenu par flexion composée à partir des sollicitations suivantes :

- ✓ Le moment de flexion maximal  $M_y$  et l'effort normal correspondant d'une part.
- ✓ L'effort normal minimal  $N$  et le moment de flexion correspondant.

**Tableau VI - 3** : Résultats des efforts correspondant à chaque poteau.

| Section       | $M_{y\max}$ (KN.m) | $F_{\text{corr}}$ (KN) | $M_{z\max}$<br>(KN.m) | $F_{\text{corr}}$ (KN) | $F_{\min}$ (KN) | $M_{y\text{corr}}$<br>(KN.m) | $M_{z\text{corr}}$<br>(KN.m) |
|---------------|--------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------|------------------------------|------------------------------|
| Pot (30 × 40) | 54.3               | 147.3                  | 42.3                  | 147.3                  | -123.4          | -27.1                        | - 7.5                        |
| Pot (40 × 40) | 53.5               | 541.4                  | 56.6                  | 463.0                  | -218.3          | -23.5                        | -51.0                        |
| Pot (40 × 50) | 53.3               | 966.7                  | 61.1                  | 1483.5                 | -692.5          | -20.1                        | -57.6                        |
| Pot (40 × 60) | 67.3               | 1930.6                 | 80.9                  | 2355.7                 | -907.7          | -27.7                        | -82.9                        |

Tableau VI-4 : Résultats du ferrailage longitudinal par niveau.

| Etage | Section (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Section (cm <sup>2</sup> ) | Choix           |
|-------|----------------------------|--|---|----------------------------|-----------------|
| RDC   | 40 × 60                    | 19.2   | 16                                      | 28.40                      | 8 HA16 + 8 HA14 |
| 01    | 40 × 50                    | 16   | 14.4                                    | 25.32                      | 8 HA16 + 6 HA14 |
| 02    | 40 × 50                    | 16   | 14.4                                    | 25.32                      | 8 HA16 + 6 HA14 |
| 03    | 40 × 50                    | 16   | 14.4                                    | 25.32                      | 8 HA16 + 6 HA14 |
| 04    | 40 × 40                    | 12.8   | 12.8                                    | 18.47                      | 8 HA14 + 4 HA14 |
| 05    | 40 × 40                    | 12.8   | 12.8                                    | 18.47                      | 8 HA14 + 4 HA14 |
| 06    | 40 × 40                    | 12.8   | 12.8                                    | 18.47                      | 8 HA14 + 4 HA14 |
| 07    | 30 × 40                    | 9.6  | 11.2                                    | 13.75                      | 12 HA12         |
| 08    | 30 × 40                    | 9.6  | 11.2                                    | 13.75                      | 12 HA12         |
| 09    | 30 × 40                    | 9.6  | 11.2                                    | 13.75                      | 12 HA12         |

### VI.1.3. Calcul des armatures transversales :

Selon le RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- $v_u$  : effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur total de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400$  Mpa.
- $\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ Si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5.$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

- $t \leq \text{Min}(10 \Phi_1; 15 \text{ cm})$  en zone nodal (zone II) .....RPA 99 / version 2003.
- $t \leq 15 \Phi_1$  en zone courante.....RPA 99 / version 2003.

Avec :  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.



Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \Phi_t$  minimum (voir Figure).

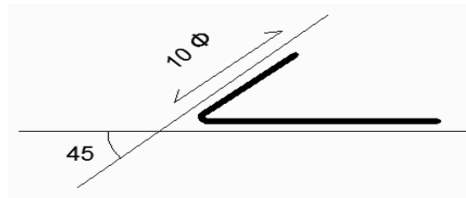


Figure VI-1 : Les crochets des barres horizontales.

➤ **Longueur de recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 est de :  $40 \Phi$  en zone II.

- $\Phi = 1.4 \text{ cm}$      $L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$  ,    Alors **On adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$**
- $\Phi = 1.6 \text{ cm}$      $L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$  ,    Alors **On adopte :  $L_r = 70 \text{ cm}$**
- $\Phi = 1.2 \text{ cm}$      $L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}$  ,    Alors **On adopte :  $L_r = 50 \text{ cm}$**

➤ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003}$$

On prend comme exemple le poteau de RDC (40×60) :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{323}{6}; 40; 60; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm} \quad \text{On adopte : } h' = 60 \text{ cm}$$

Tableau VI-5 : Résultats du ferraillage transversal par niveau.

| Niveau   | $\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$ |        |          |          | Espacement de ferraillage transversal |                 |
|--|---|--------|----------|----------|---------------------------------------|-----------------|
|  | $h/35$  | $b/10$ | $\Phi_1$ | Choix    | $t(\text{cm})$                        | $t'(\text{cm})$ |
| RDC  | 1.71  | 4      | 1.6      | $\Phi 8$ | 10                                    | 15              |
| 1 <sup>er</sup> + 2 <sup>ème</sup> + 3 <sup>ème</sup>  | 1.42  | 4      | 1.4      | $\Phi 8$ | 10                                    | 15              |
| 4 <sup>ème</sup> + 5 <sup>ème</sup> + 6 <sup>ème</sup> | 1.14  | 4      | 1.4      | $\Phi 8$ | 10                                    | 15              |
| 7 <sup>ème</sup> + 8 <sup>ème</sup> + 9 <sup>ème</sup> | 0.85  | 3      | 1.4      | $\Phi 8$ | 10                                    | 15              |

VI.1.4. Schéma de ferraillage :

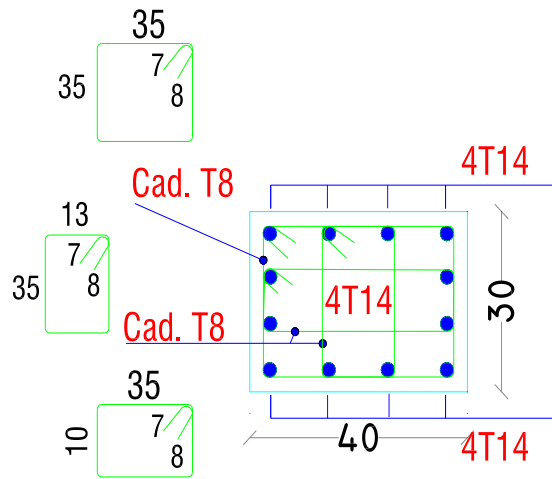


Figure VI-2 : Ferraillage des poteaux (40×30) cm<sup>2</sup>.

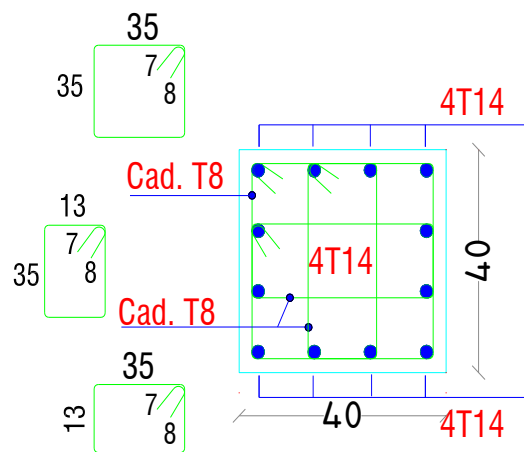


Figure VI-3 : coupe Ferraillage des poteaux (40×40) cm<sup>2</sup>.

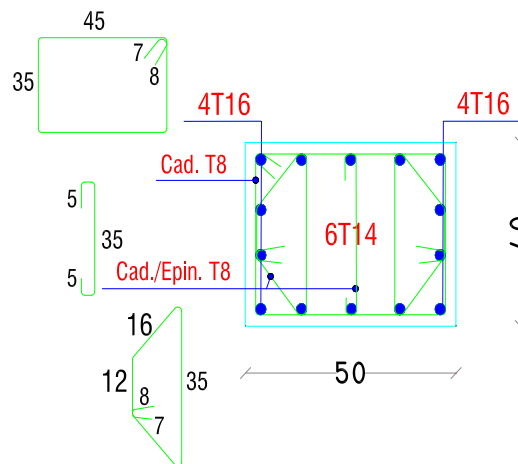


Figure VI-4 : coupe Ferraillage des poteaux (50×40) cm<sup>2</sup>.

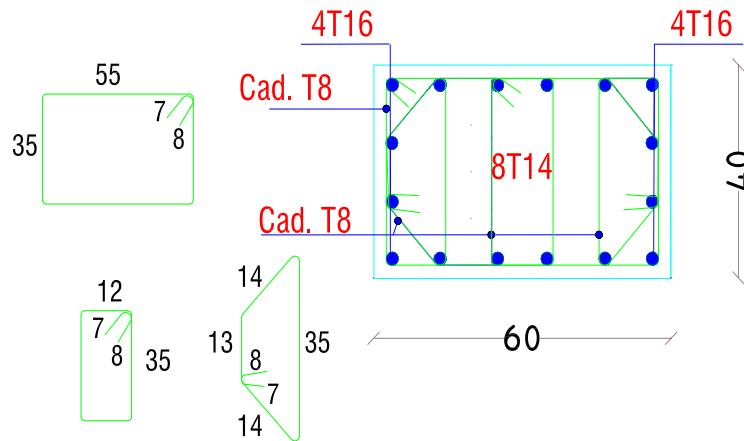


Figure VI-5 : coupe Ferrailage des poteaux (60×40) cm<sup>2</sup>.

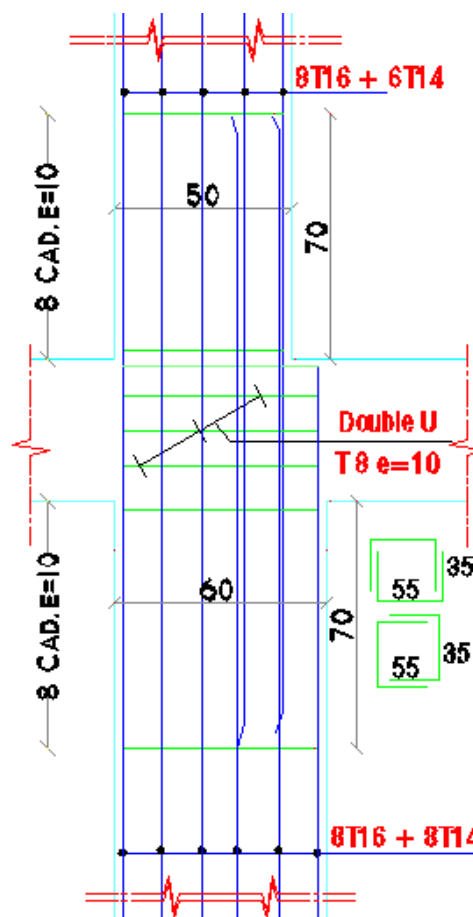


Figure VI-6 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (60×40) cm<sup>2</sup> et (50×40) cm<sup>2</sup>.

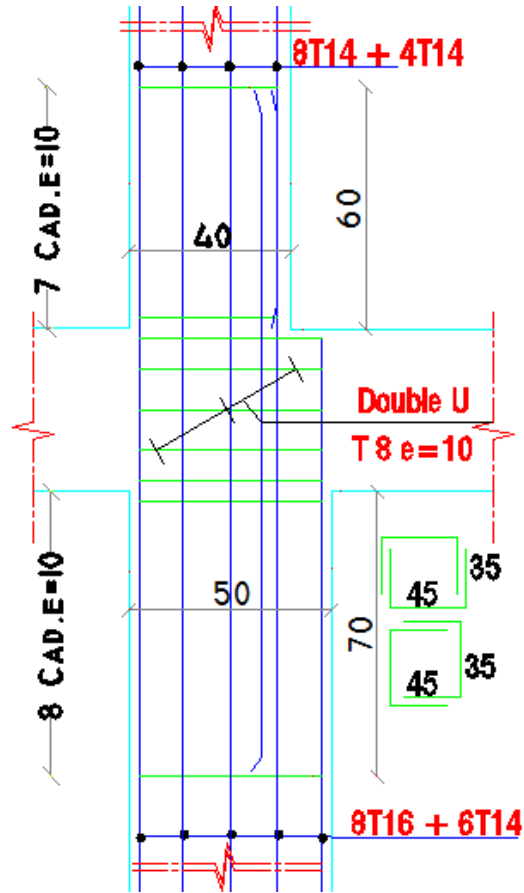


Figure VI-7 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (50x40) cm<sup>2</sup> et (40x40) cm<sup>2</sup>.

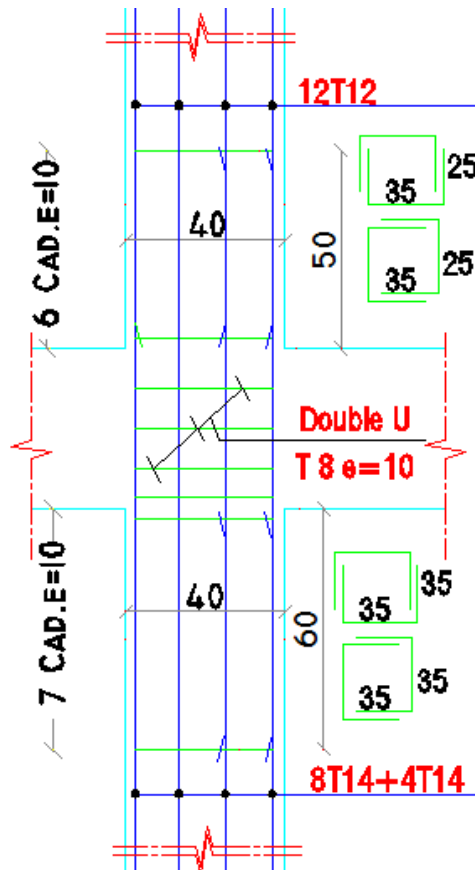


Figure VI-8 : Ferrailage de recouvrement des poteaux (40x40) cm<sup>2</sup> et (40x30) cm<sup>2</sup>.

## VI.2. Etude de Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des Armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures Transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les Prescriptions données par le logiciel ROBOT 2010, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA 99/version 2003 suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

✓  $1,35 G + 1,50 Q$ .....(ELU)

✓  $G + Q$ .....(ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

➤ Pour les poutres dans le sens X

✓  $G + Q \pm Ex$

✓  $0,8 G \pm Ex$

➤ Pour les poutres dans le sens Y

✓  $G + Q \pm Ey$

✓  $0,8 G \pm Ey$

### VI.2.1. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

➤ 4 % en zone courante.

➤ 6 % en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \phi$  en zone II.

### VI.2.2. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de  $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé,

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### ➤ Détermination de l'armature transversale :

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

- Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A 5.1.2.2)

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

- Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min(h/35, b_0/10)$  d'après le **BAEL A 7.2.2**.
- ✓  $h$  : hauteur totale de la poutre.
- ✓  $b_0$  : largeur de l'âme.

Condition d'après le BAEL

Ferrailage minimal : (Condition de non Fragilité)

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 * b_o d f_{t28}}{f_e}$$

## VI.2.3. Etude des poutres Principales :

Le ferrailage des poutres Principales sont calculées à partir de logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.

## VI.2.3.1. Calcul des armateurs longitudinales :

Tableau VI- 6 : calcul des armatures longitudinales des poutres Principales.

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | ELU                          |                              | ELS                          |                              | ACC                         |                             |
|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
|                               | Mut <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mua <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mst <sub>max</sub><br>(KN.m) | Msa <sub>max</sub><br>(KN.m) | Mt <sub>max</sub><br>(KN.m) | Ma <sub>max</sub><br>(KN.m) |
| Etage 9                       | 41.70                        | -107.9                       | 30.3                         | -78.5                        | 71.7                        | -106.1                      |
| Etage 8                       | 41.4                         | -105.40                      | 30.10                        | -76.60                       | 86.20                       | -109.10                     |
| Etage 7                       | 41.5                         | -103.3                       | 30.20                        | -75.20                       | 98.70                       | -108.10                     |
| Etage 6                       | 41.40                        | -100.20                      | 30.10                        | -72.90                       | 106.70                      | -106.60                     |
| Etage 5                       | 41.2                         | -96.50                       | 30.00                        | -70.20                       | 103.00                      | -103.20                     |
| Etage 4                       | 41.3                         | -92.00                       | 30.00                        | -66.90                       | 103.60                      | -98.10                      |
| Etage 3                       | 40.80                        | -86.50                       | 29.70                        | -62.90                       | 98.9                        | -92.2                       |
| Etage 2                       | 40.50                        | -80.7                        | 29.4                         | -58.70                       | 91.5                        | -84.30                      |
| Etage 1                       | 40.50                        | -74.10                       | 29.40                        | -53.90                       | 74.60                       | -73.70                      |
| RDC                           | 40.01                        | -66.50                       | 29.20                        | -48.30                       | 46.30                       | -60.30                      |

Tableau V- 7 : Ferrailage des poutres principales.

| Type de Poutre | Travée |          | Appui |          | Choix des armatures |               |
|----------------|--------|----------|-------|----------|---------------------|---------------|
|                | A cal  | A choisi | A cal | A choisi | Travée              | Appuis        |
| Etage 9        | 5.0    | 6.03     | 9.2   | 9.70     | 3HA16               | 3HA16 + 2HA16 |
| Etage 8        | 6.0    | 6.03     | 8.9   | 9.11     | 3HA16               | 3HA16 + 2HA14 |
| Etage 7        | 6.9    | 9.11     | 8.6   | 9.11     | 3HA16 + 2HA14       | 3HA16 + 2HA14 |
| Etage 6        | 7.5    | 7.70     | 8.3   | 9.11     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA16 + 2HA14 |
| Etage 5        | 7.3    | 7.70     | 8.0   | 9.11     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA16 + 2HA14 |
| Etage 4        | 7.3    | 7.70     | 7.6   | 9.11     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA16 + 2HA14 |
| Etage 3        | 7.0    | 7.70     | 7.1   | 7.70     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA14 + 2HA14 |
| Etage 2        | 6.4    | 7.70     | 6.6   | 7.70     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA14 + 2HA14 |
| Etage 1        | 6.1    | 7.70     | 5.1   | 7.70     | 3HA14 + 2HA14       | 3HA14 + 2HA14 |
| RDC            | 3.2    | 6.03     | 5.4   | 6.03     | 3HA16               | 3HA16         |

## VI.2.3.2. Armature transversale :

➔ Vérification selon le CBA/93 :

✓ Effort tranchant ultime :

On a :  $V_u = 8.21 \text{ t}$ .

✓ la contrainte de cisaillement ultime :

On a :  $b_o = 30 \text{ cm}$ .     $d = 37.5 \text{ cm}$ .

Fissuration peu nuisible :

$$\bullet \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\bullet \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{8.21 \times 10^4}{300 \times 375} = 0.729 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.729 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les armature transversal seront des armatures droit. Le diamètre des barres transversal est directement lié au diameter des barres longitudinale selon l'expression:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.}$$

$$\rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 14 \right)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < \min \left( \frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right) = 11.42 \text{ mm.}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

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

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

✓ Calcul de l'espacement des cadres :

$$\bullet \quad S_t \leq \min ( 15 \phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ) = 21 \text{ cm.}$$

$$\bullet \quad S_t \leq \min ( 0.9 d ; 40 \text{ cm} ) = 33.75 \text{ cm.}$$



On adoptant un espacement fixe de 10 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t f_t}{b_0 s_t} = \frac{201 \times 400}{375 \times 100} = 2.14 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➔ **Vérification** selon le RPA 99/V 2003 :

D'après le RPA 99/ version 2003 (art 7.5.2.2) on a :

✓ **Calcul de l'espacement des cadres :**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_l \right)$

$$S_t \leq \min (10 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}) \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm.}$

✓ **La section d'armatures transversales :**

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$A_t (\text{adoptée}) = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2.$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99/ version 2003 (art 7.5.2.1) est de :  $40 \phi$  en zone II.

$$\phi_l = 14 \text{ mm} \quad L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}; \text{ alors on adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

✓ **Longueur de la zone nodale :**

La longueur de la zone nodale:  $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.} \rightarrow L' = 80 \text{ cm.}$

**VI.2.3.2. Schéma de ferrailage :**

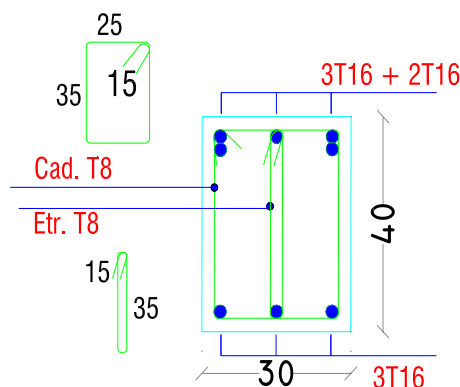


Figure VI-9 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 9.

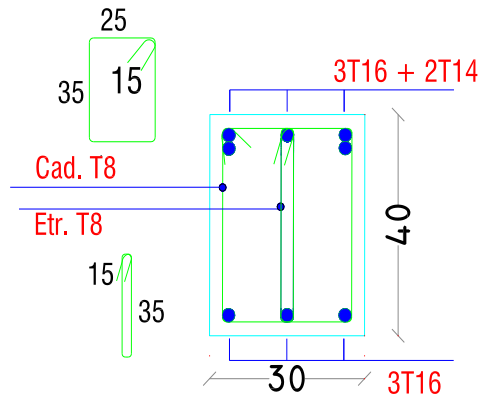


Figure VI-10 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 8.

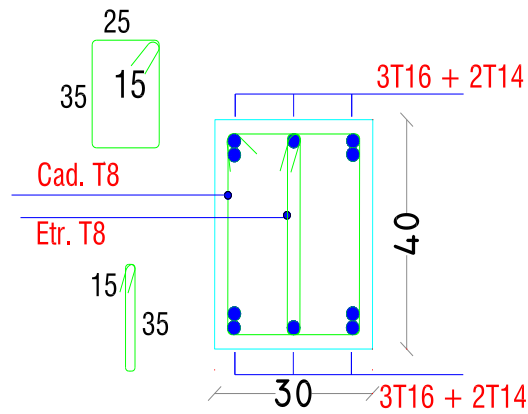


Figure VI-11 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 7.

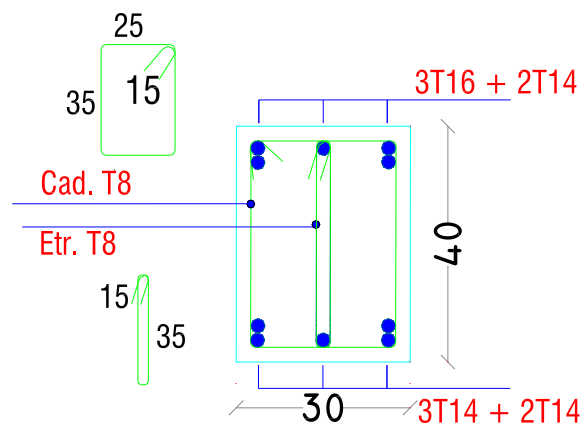


Figure VI-12 : Ferrailage des poutres principales pour Etage 4,5 et 6.

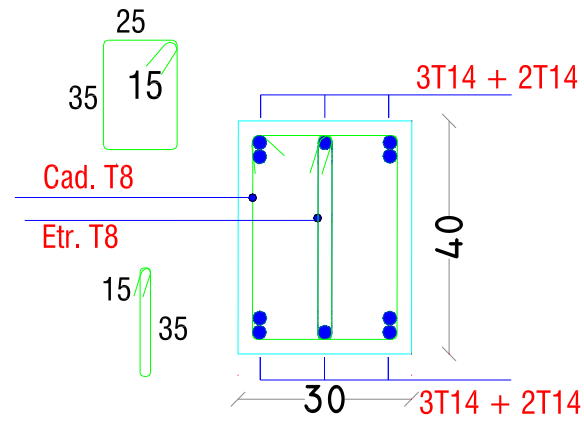


Figure VI-13 : Ferraillage des poutres principales pour Etage 1,2 et 3.

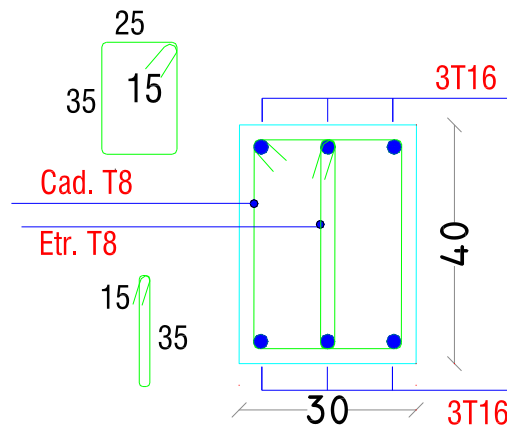


Figure VI-14 : Ferraillage des poutres principales pour RDC.

## VI.2.4. Etude des poutres secondaires :

Le ferrailage des poutres Principales sont calculées à partir de logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010.

## VI.2.4.1. Calcul des armateurs longitudinales :

Tableau VI- 8 : calcul des armatures longitudinales des poutres secondaires.

| Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | ELU                                     |   | ELS                                     |   | ACC                                    |  |
|-------------------------------|---|---|---|---|--|--|
|                               | M <sub>ut<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) | M <sub>ua<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) | M <sub>st<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) | M <sub>sa<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) | M <sub>t<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) | M <sub>a<sub>max</sub></sub><br>(KN.m) |
| Etage 9                       | 13.40                                   | -22.00                                  | 9.80                                    | -16.10                                  | 9.80                                   | -25.50                                 |
| Etage 8                       | 14.60                                   | -38.00                                  | 10.80                                   | -27.80                                  | 14.30                                  | -42.00                                 |
| Etage 7                       | 14.60                                   | -34.90                                  | 10.70                                   | -25.50                                  | 13.50                                  | -40.30                                 |
| Etage 6                       | 14.80                                   | -36.20                                  | 10.90                                   | -26.50                                  | 16.30                                  | -43.40                                 |
| Etage 5                       | 15.10                                   | -36.00                                  | 11.10                                   | -26.40                                  | 17.90                                  | -44.80                                 |
| Etage 4                       | 15.10                                   | -33.00                                  | 11.10                                   | -24.10                                  | 16.00                                  | 42.30                                  |
| Etage 3                       | 15.30                                   | -30.20                                  | 11.20                                   | -22.10                                  | 14.40                                  | -39.60                                 |
| Etage 2                       | 15.40                                   | -27.5                                   | 11.30                                   | -20.20                                  | 12.70                                  | -36.30                                 |
| Etage 1                       | 15.50                                   | -25.00                                  | 11.40                                   | -18.40                                  | 11.90                                  | -31.00                                 |
| RDC                           | 15.60                                   | -25.00                                  | 11.50                                   | -18.40                                  | 11.80                                  | 27.10                                  |

Tableau VI- 9 : Ferrailage des poutres secondaires.

| Type de<br>Poutre | Travée           |                     | Appui            |                     | Choix des armatures |        |
|-------------------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|---------------------|--------|
|                   | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | Travée              | Appuis |
| Etage 9           | 1.4              | 3.39                | 2.4              | 3.39                | 3HA12               | 3HA12  |
| Etage 8           | 1.6              | 3.39                | 4.2              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 7           | 1.6              | 3.39                | 3.9              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 6           | 1.6              | 3.39                | 4.2              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 5           | 1.7              | 3.39                | 4.3              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 4           | 1.6              | 3.39                | 4.1              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 3           | 1.6              | 3.39                | 3.8              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 2           | 1.7              | 3.39                | 3.5              | 4.62                | 3HA12               | 3HA14  |
| Etage 1           | 1.7              | 3.39                | 2.9              | 3.39                | 3HA12               | 3HA12  |
| RDC               | 1.7              | 3.39                | 2.7              | 3.39                | 3HA12               | 3HA12  |

## VI.2.4.2. Armature transversale :

➔ Vérification selon le CBA/93 :

✓ Effort tranchant ultime :

On a:  $V_u = 3.93 \text{ t.}$

✓ la contrainte de cisaillement ultime :

On a:  $b_0 = 30 \text{ cm.} \quad d = 27.5 \text{ cm.}$

Fissuration peu nuisible :

- $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 ; 5 \}$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$

- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3.93 \times 10^4}{300 \times 275} = 0.47 \text{ MPa.}$

$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Les armature transversal seront des armatures droit. Le diamètre des barres transversal est directement lié au diameter des barres longitudinale selon l'expression:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm.}$$

$\rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 12 \right)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < \min \left( \frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 8.57 \text{ mm.}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

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

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

✓ Calcul de l'espacement des cadres :

- $S_t \leq \min ( 15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ) = 18 \text{ cm.}$

- $S_t \leq \min ( 0.9 d ; 40 \text{ cm} ) = 24.75 \text{ cm.}$

On adoptant un espacement fixe de 10 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t f_t}{b_0 S_t} = \frac{201 \times 400}{275 \times 100} = 2.92 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➔ **Vérification** selon le RPA 99/V 2003 :

D'après le RPA 99/ version 2003 (art 7.5.2.2) on a :

✓ **Calcul de l'espacement des cadres :**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right)$

$$S_t \leq \min (7.5 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm}) \quad \text{on prend } S_t = 5 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 10 \text{ cm.}$

✓ **La section d'armatures transversales :**

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante:

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

La section d'armatures transversales adoptée vérifie cette condition:

$$A_t (\text{adoptée}) = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.9 \text{ cm}^2.$$

✓ **Longueur de recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99/ version 2003 (art 7.5.2.1) est de : **40  $\Phi$  en zone II.**

$$\Phi_1 = 12 \text{ mm} \quad L_r = 1.2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ alors on adopte : } L_r = 50 \text{ cm.}$$

✓ **Longueur de la zone nodale :**

La longueur de la zone nodale:  $L' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.} \quad \rightarrow L' = 60 \text{ cm.}$

VI.2.4.3. **Schéma de ferrailage :**

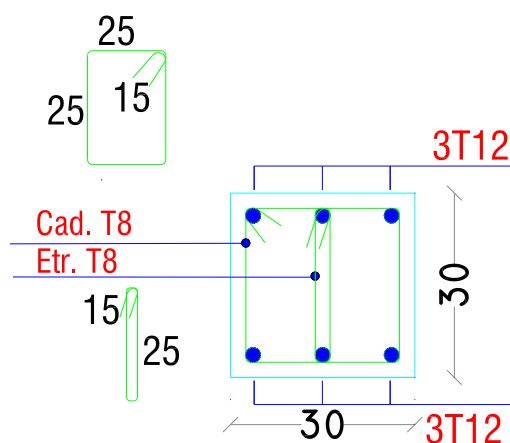


Figure VI-15 : Ferrailage des poutres secondaires pour RDC, 1<sup>er</sup> Etage et 9<sup>ème</sup> Etage.

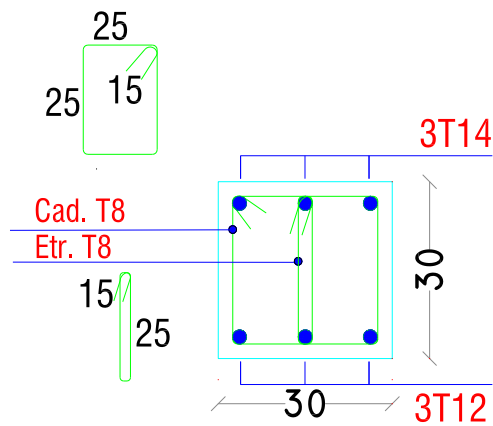


Figure VI-16 : Ferrailage des poutres secondaire pour Etage 2,3,4,5,6,7 et 8.

### VI.3. Etude de Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Le RPA 99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

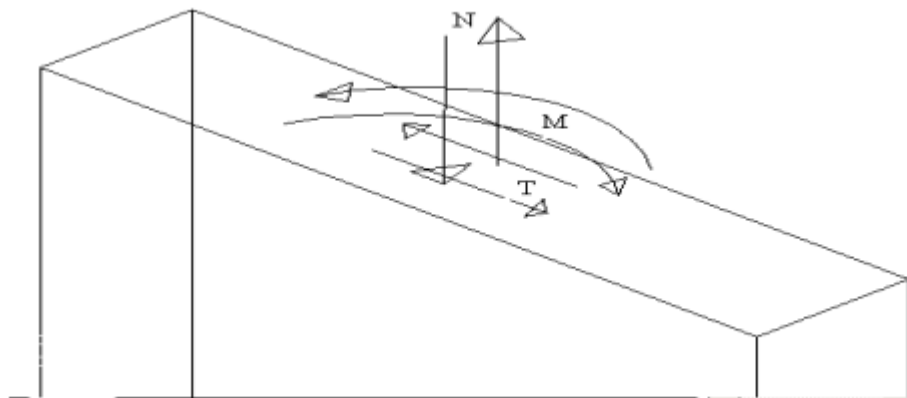


Figure VI-17 : Voile soumis à la flexion composée.

### VI.3.1. Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### VI.3.2. Rôle de contreventement:

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### VI.3.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VI-10 : Pré dimensionnement des voiles :

| Voiles                | Hauteur | Epaisseur |
|-----------------------|---------|-----------|
| 1 ,2 ,3... et 9 étage | 3,23 m  | 18 cm     |

### VI.3.4. Calcul des armatures du voile :

#### VI.3.4.1. Les armatures horizontales :

D'après le RPA 99/V 2003 On a :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $L/10$  de l'épaisseur du voile.

Chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

#### VI.3.4.2. Les armatures transversales : (Disposées perpendiculairement aux armatures verticales)

D'après le RPA 99/V 2003, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.



### VI.3.4.3. L'espacement des armatures verticales et horizontales :

Selon le RPA 99/version 2003 on a :

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 15a. \\ St \leq 30 \text{ cm.} \\ St = S/2 \dots\dots \text{Pour la zone nodale.} \end{array} \right.$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

On choisit :

$$\left\{ \begin{array}{l} St = 10 \text{ cm} \dots\dots \text{en zone nodale.} \\ St = 20 \text{ cm} \dots\dots \text{en zone courant.} \end{array} \right.$$

### VI.3.4.4. Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA 99 est de :  $40 \Phi$  en zone II.

•  $\Phi = 1.4 \text{ cm}$      $L_r = 1.4 \times 40 = 56 \text{ cm}$  ,    Alors **On adopte :  $L_r = 60 \text{ cm}$**

### VI.3.4.5. Ferrailage des voiles:

#### A. Combinaison:

Selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots (ELU).$
- ✓  $G + Q \mp E \dots\dots\dots (ACC).$
- ✓  $0.8 G \mp E \dots\dots\dots (ACC).$

#### B. Les résultats des sollicitations des voiles :

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Tableau VI -11 : Résultats des efforts des voiles longitudinales.

| Etage  |                      | RDC     | 1 <sup>ère</sup> à 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> à 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> à 9 <sup>ème</sup> |
|--|----------------------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| <b>Trumeaux <math>T_{L1}</math></b>            |                      |         |                                     |                                     |                                     |
| ACC  | $M_{z \max}$         | 393.8   | 310.00                              | 246.4                               | 126.4                               |
|  | $N_{\text{corr}}$    | 163.5   | -15.1                               | -2.4                                | 7.4                                 |
| ELU  | $N_{\min}$           | -738.4  | -1155.01                            | -1160.2                             | -646.6                              |
|  | $M_{z \text{ corr}}$ | -492.3  | 22.10                               | -19.20                              | -14.00                              |
| ACC  | T                    | 568.1   | 565.9                               | 390.1                               | 290.2                               |
| <b>Voiles longitudinal <math>V_{L2}</math></b> |                      |         |                                     |                                     |                                     |
| ACC  | $M_{z \max}$         | 1624.5  | 1263.3                              | 459.2                               | 282.9                               |
|  | $N_{\text{corr}}$    | -107.0  | -29.6                               | -35.7                               | -17.0                               |
| ELU  | $N_{\min}$           | -2440.4 | -2297.7                             | -1757.2                             | -1107.4                             |
|  | $M_{z \text{ corr}}$ | 07.9    | -13.7                               | -19.1                               | -25.4                               |
| ACC  | T                    | 803.8   | 805.8                               | 507.0                               | 319.1                               |

Tableau VI -12: Résultats des efforts des voiles transversales.

| Etage   |                      | RDC     | 1 <sup>ère</sup> à 3 <sup>ème</sup> | 4 <sup>ème</sup> à 6 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> à 9 <sup>ème</sup> |
|---|----------------------|---------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| <b>Voile transversale <math>V_{t1}</math></b> |                      |         |                                     |                                     |                                     |
| ACC   | $M_{z \max}$         | 1429.1  | 1244.3                              | 557.8                               | 181.3                               |
|   | $N_{\text{corr}}$    | -60.7   | -27.1                               | -19.4                               | -9.2                                |
| ELU   | $N_{\min}$           | -2076.3 | -1971.7                             | -1405.2                             | -739.1                              |
|   | $M_{z \text{ corr}}$ | 20.7    | - 3.6                               | -6.8                                | -10.6                               |
| ACC   | T                    | 251.5   | 282.4                               | 184.7                               | 92.5                                |
| <b>Voile transversale <math>V_{t2}</math></b> |                      |         |                                     |                                     |                                     |
| ACC   | $M_{z \max}$         | 1985.4  | 1787.8                              | 809.3                               | 264.6                               |
|   | $N_{\text{corr}}$    | -69.2   | -32.4                               | -20.0                               | -07.9                               |
| ELU   | $N_{\min}$           | -2368.7 | -2244.6                             | -1592.0                             | -831.5                              |
|   | $M_{z \text{ corr}}$ | -06.6   | -03.3                               | -05.6                               | -06.4                               |
| ACC   | T                    | 322.2   | 339.8                               | 240.5                               | 138.5                               |

|     |                      | Voile transversale $V_{t3}$ |         |         |         |
|-----|----------------------|-----------------------------|---------|---------|---------|
| ACC | $M_{z \max}$         | 1301.3                      | 1102.3  | 493.0   | 203.6   |
|     | $N_{\text{corr}}$    | -48.2                       | -26.4   | -23.6   | -13.2   |
| ELU | $N_{\min}$           | -2822.4                     | -2661.4 | -1929.1 | -1093.1 |
|     | $M_{z \text{ corr}}$ | 24.9                        | -5.4    | -8.2    | -8.0    |
| ACC | $T$                  | 326.4                       | 383.0   | 266.6   | 176.3   |
|     |                      | Voile transversale $V_{t4}$ |         |         |         |
| ACC | $M_{z \max}$         | 189.4                       | 150.1   | 111.9   | 84.2    |
|     | $N_{\text{corr}}$    | -49.9                       | -25.2   | -12.1   | 53.3    |
| ELU | $N_{\min}$           | -1245.2                     | -1183.6 | -889.5  | -571.1  |
|     | $M_{z \text{ corr}}$ | 05.4                        | -51.9   | -77.20  | -90.7   |
| ACC | $T$                  | 162.0                       | 133.8   | 133.8   | 82.4    |

### C. Ferrailage des Voiles longitudinales et transversales :

Tableau VI -13 : Ferrailage du Voile longitudinal  $V_{L1}$ .

| Etage                                | Section<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{\min \text{RPA}}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{\text{calculé}}$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Ferrailage Trumeaux $TL_1$   |                            |                              |                            |
|--------------------------------------|------------------------------|--|---|------------------------------|----------------------------|------------------------------|----------------------------|
|                                      |                              |  |   | Section<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{s1}$ ( $\text{cm}^2$ ) | Section<br>( $\text{cm}^2$ ) | $A_{s2}$ ( $\text{cm}^2$ ) |
| RDC                                  | 40 x 60                      | 8.37                                       | 16.9                                      | 12HA14                       | 18.47                      | 12HA14                       | 18.47                      |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                      | 8.64                                       | 16.9                                      | 12HA14                       | 18.47                      | 12HA14                       | 18.47                      |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                      | 8.91                                       | 16.9                                      | 12HA14                       | 18.47                      | 12HA14                       | 18.47                      |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                      | 8.91                                       | 9.9                                       | 10HA12                       | 11.31                      | 10HA12                       | 11.31                      |

Tableau VI -14 : Ferrailage du Voile longitudinal  $V_{L2}$ .

| Etage                                | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{minRPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                    |                             |                               |                             |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
|                                      |                               |                                    |                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) |
| RDC                                  | 40 x 60                       | 8.37                               | 35.2                                | 23HA14                        | 35.41                       | 23HA14                        | 35.41                       |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                       | 8.64                               | 33.2                                | 23HA14                        | 35.41                       | 23HA14                        | 35.41                       |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                       | 8.91                               | 25.4                                | 23HA12                        | 26.01                       | 23HA12                        | 26.01                       |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                       | 8.91                               | 16.2                                | 23HA10                        | 18.06                       | 23HA10                        | 18.06                       |

Tableau VI -15 : Ferrailage du Voile transversale  $V_{t1}$ .

| Etage                                | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{minRPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                    |                             |                               |                             |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
|                                      |                               |                                    |                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) |
| RDC                                  | 40 x 60                       | 9.45                               | 30.00                               | 20HA14                        | 30.79                       | 20HA14                        | 30.79                       |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                       | 9.45                               | 28.4                                | 20HA14                        | 30.79                       | 20HA14                        | 30.79                       |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                       | 9.45                               | 20.3                                | 20HA12                        | 22.62                       | 20HA12                        | 22.62                       |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                       | 9.72                               | 15.1                                | 20HA10                        | 15.71                       | 20HA10                        | 15.71                       |

Tableau VI -16 : Ferrailage du Voile transversale  $V_{t2}$ .

| Etage                                | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{minRPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                    |                             |                               |                             |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
|                                      |                               |                                    |                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) |
| RDC                                  | 40 x 60                       | 10.80                              | 34.1                                | 23HA14                        | 35.41                       | 23HA14                        | 35.41                       |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                       | 10.80                              | 32.3                                | 22HA14                        | 33.87                       | 22HA14                        | 33.87                       |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                       | 10.80                              | 22.9                                | 22HA12                        | 24.88                       | 22HA12                        | 24.88                       |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                       | 11.07                              | 17.1                                | 22HA10                        | 17.28                       | 22HA10                        | 17.28                       |

Tableau VI -17 : Ferrailage du Voile transversale  $V_{13}$ .

| Etage                                | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{minRPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                    |                             |                               |                             |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
|                                      |                               |                                    |                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) |
| RDC                                  | 40 x 60                       | 9.45                               | 40.8                                | 28HA14                        | 43.10                       | 28HA14                        | 43.10                       |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                       | 9.45                               | 38.3                                | 25HA14                        | 38.48                       | 25HA14                        | 38.48                       |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                       | 9.45                               | 27.8                                | 25HA12                        | 28.27                       | 25HA12                        | 28.27                       |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                       | 9.72                               | 17.1                                | 22HA10                        | 17.28                       | 22HA10                        | 17.28                       |

Tableau VI -18 : Ferrailage du Voile transversale  $V_{14}$ .

| Etage                                | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{minRPA}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{calculé}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferrailage                    |                             |                               |                             |
|--------------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
|                                      |                               |                                    |                                     | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> ) | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> ) |
| RDC                                  | 40 x 60                       | 4.45                               | 18.0                                | 12HA14                        | 18.47                       | 12HA14                        | 18.47                       |
| 1 <sup>er</sup> et 3 <sup>ème</sup>  | 40 x 50                       | 4.45                               | 18.0                                | 12HA14                        | 18.47                       | 12HA14                        | 18.47                       |
| 4 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> | 40 x 40                       | 4.45                               | 14.2                                | 10HA14                        | 15.39                       | 10HA14                        | 15.39                       |
| 7 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> | 30 x 40                       | 4.59                               | 9.8                                 | 10HA12                        | 11.31                       | 10HA12                        | 11.31                       |

#### D. Conditions sur les armatures verticales :

##### 1. section minimale :

D'après le RPA 99 / version 2003 on a:

$$A_{min} = 0.15 \% \times b \times h.$$

Exemple : le voile longitudinale  $V_{L1}$ .

$$A_{min} = 0,15\% \times 18 \times (370 - 60) = 8.37 \text{ cm}^2.$$

##### 2. L'espacement :

✓ Selon le BAEL 91 révisée 99, on a:

$$St \leq \min \{2 \times a; 33 \text{ cm}\} = \min \{2 \times 18; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{36; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

✓ Selon le **RPA 99 article (7.7.4.3)** on a:

$$St \leq \min \{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\} = \min \{27 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq 27 \text{ cm}$$

Donc :  $St \leq \min \{\text{BAEL 91 révisée 99} ; \text{RPA 99 / version 2003}\} : St \leq 27 \text{ cm}$

### 3. 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  $St = 27 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 13.5 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm} \rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### E. Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des poutres courtes encastées à leur extrémité, reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont sollicités par un effort tranchant et un moment fléchissant, les linteaux sont calculés en flexion simple.

#### ➤ Les sollicitations :

$$M = 66.4 \text{ KN.m} ; V = 637.7 \text{ KN}$$

D'après **l'Article (7.7.3) du RPA 2003**, deux cas possibles peuvent se présenter :

- **1<sup>er</sup> cas :**  $\tau_b < 0.06 f_{c28}$
- **2<sup>ème</sup> cas :**  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

#### ➤ Vérification :

$$\tau_b = \frac{637.7 \times 10^3}{180 \times 927} = 3.82 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa.}$$

→ **2<sup>ème</sup> cas :**  $\tau_b > 0.06 f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau), suivant les minimums réglementaires.

#### a) Armatures longitudinales :

$$A_L, A_L' \geq 0.0015bh = 0.0015 \times 18 \times 103 = 2.78 \text{ cm}^2$$

On adopte →  $A_L, A_L' = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

## b) Armatures transversales :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,0015b.s & \text{si } \tau_b \leq 0,025.f_{c28} \\ A_t \geq 0,0025b.s & \text{si } \tau_b > 0,025.f_{c28} \end{cases}$$

$$\tau_b = 3.82MPa > 0.025f_{c28} = 0.625MPa$$

Donc :  $A_t \geq 0,0025b.s$  .

S : espacement des armatures transversales.

$$s \leq \frac{h}{4} = \frac{103}{4} = 25.75cm . \text{ Soit } \rightarrow S = 15 cm.$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 18 \times 15 = 0.675cm^2$$

On adopte  $\rightarrow A_t = 1HA10 = 0.79 cm^2$ .

## c) Armatures en section courante :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau «  $A_C$  » (2 nappes) doivent être au total d'un minimum de 0.20 %.

$$A_C \geq 0.002bh = 0.002 \times 18 \times 103 = 3.70cm^2$$

On adopte  $\rightarrow A_C = 6HA10 = 4.71 cm^2$ .

## d) Armatures diagonales :

Les efforts ( $M, V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales «  $A_D$  » à disposer obligatoirement.

Le calcul des armatures se fait suivant la formule :

- $A_D = \frac{V}{2.f_c \cdot \sin\alpha}$  . Avec :  $V = V_{calcul}$  (sans majoration).

$$\text{Avec : } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2.d'}{L} = \frac{103 - 2 \times 2.5}{100} = 0.98.$$

Donc :  $\alpha = 44.42^\circ$

- $A_D = \frac{637.7 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 44.42} = 5.6cm^2$  .

- $A_{D,\min} = 0,0015 \times 18 \times 103 = 2.78$  .

On adopte  $\rightarrow A_D = 8HA12 = 9.05 cm^2$ .

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2.f_{c28} = 5MPa .$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$$

- $b_0$  : Épaisseur du linteau égale 18 cm.
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.
- $d$  : Hauteur utile ;  $d = h - d' = 103 - 2.5 = 100.5$  cm.

$$\tau_b = \frac{637.7 \times 10^3}{180 \times 1005} = 3.52 \text{ MPa} \quad \tau_b = 3.52 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

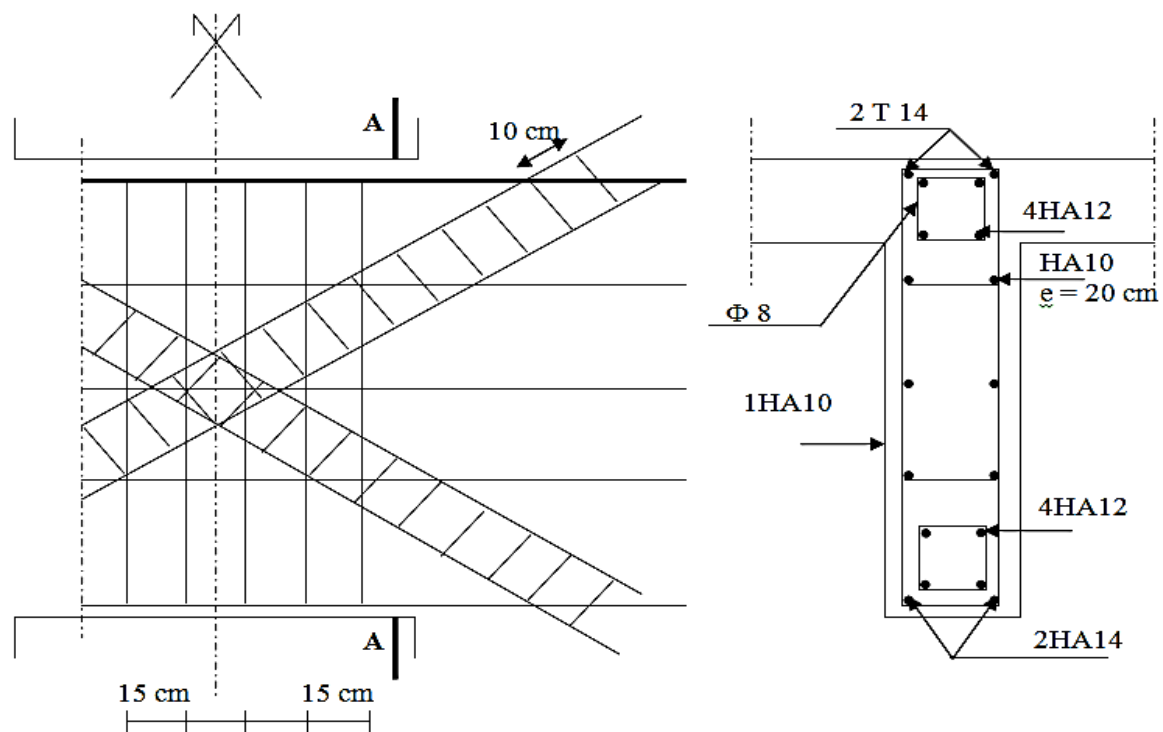


Figure VI-18 : Schéma de ferrailage du linteau.



VI.3.4.6. Schéma de ferraillage :

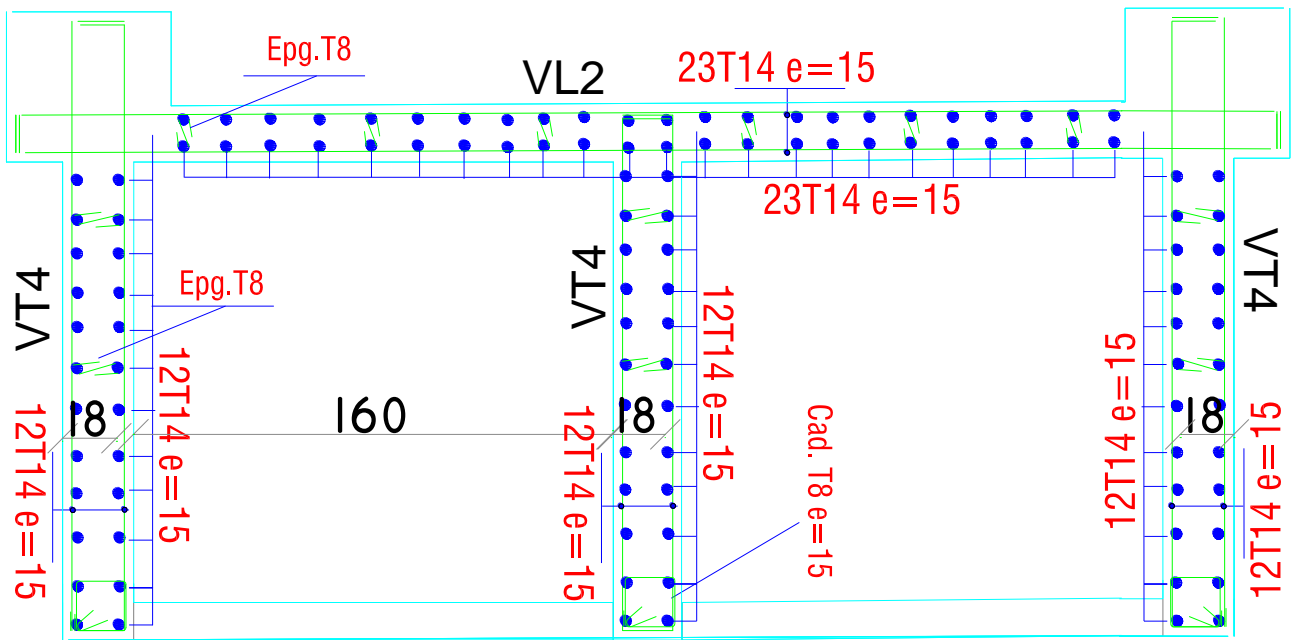


Figure VI-19 : Coupe horizontale de Ferraillage des voiles de l'ascenseur au niveau de RDC.

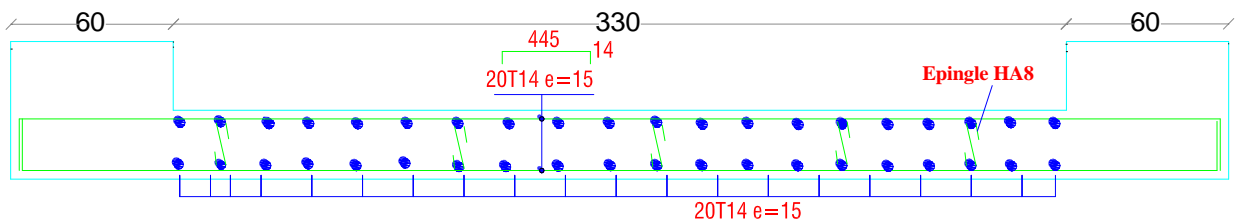


Figure VI-20 : Coupe horizontale de Ferraillage des voiles au niveau de RDC.

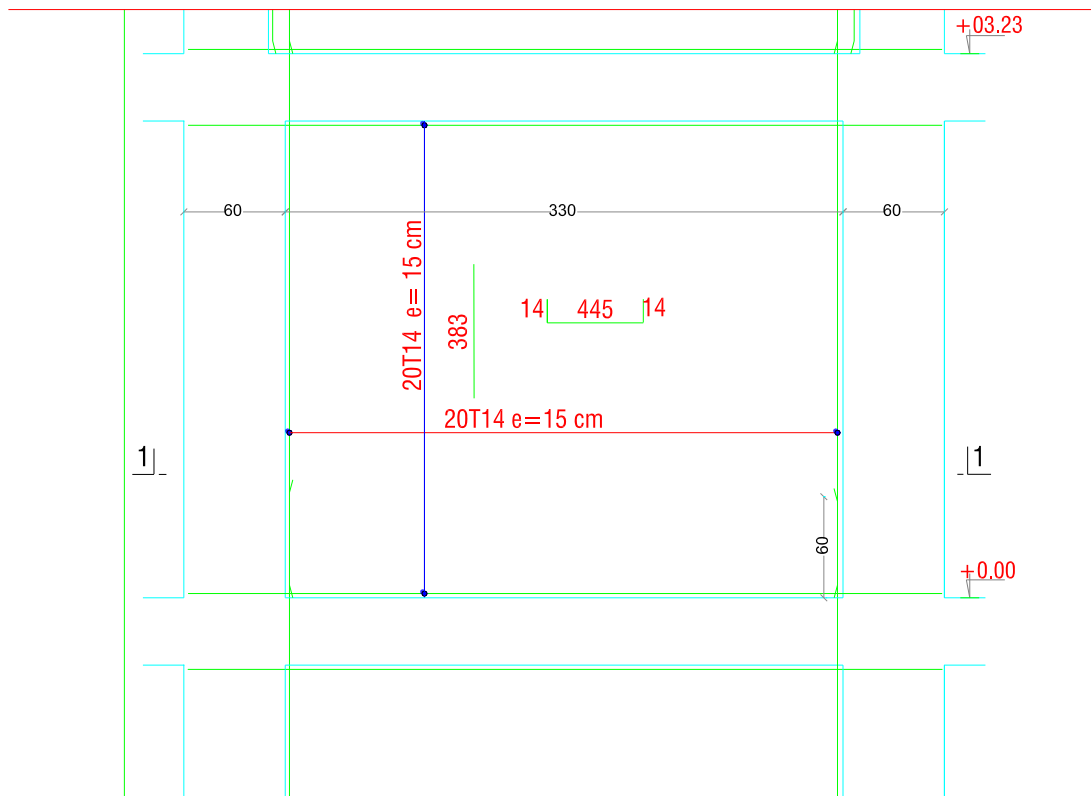


Figure VI-21 : Coupe verticale de Ferrailage des voiles au niveau de RDC.

#### VI.4. Conclusion

Les éléments principaux assurent par définition un contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux, afin qu'il soit répulsif aux différentes sollicitations.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum obtenu par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, et celui donnée par le RPA 99, version 2003.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée d'après les sollicitations données par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations de RPA99/2003 et le BAEL91/99.

# Chapitre VII :

*Etude de l'infrastructure*

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### VII. Introduction :

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmission des différentes charges provenant de la superstructure vers le sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- ✓ Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- ✓ Une bonne limitation des tassements différentiels.

### VII.1. Rôles des fondations :

#### VII.1.1. Définition :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

#### VII.1.2. Rôle principal :

La structure porteuse d'un ouvrage supporte différentes charges telles que :

- ✓ Des charges verticales :
  - Comme les charges permanentes telles que le poids des éléments porteurs, le poids des éléments non porteurs.
  - Comme les charges variables telles que le poids des meubles, le poids des personnes..., le poids de la neige.
- ✓ Des charges horizontales (ou obliques) :
  - Comme les charges permanentes telles que la poussée des terres.
  - Comme les charges variables telles que la poussée de l'eau ou du vent.

### VII.1.3. Rôles secondaires :

- ✓ La fondation doit résister elle-même aux charges et doit être calculée en conséquence.
- ✓ L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement.
  - Pas de glissement horizontal : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales (poussées du vent, des terres...) de pousser l'ouvrage horizontalement.
  - Pas de basculement : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
  - Pas de déplacement vertical : Le sol doit être suffisamment résistant pour éviter l'enfoncement du bâtiment de manière uniforme ou dissymétrique (tassements différentiels entre deux parties solidaires de l'ouvrage) et le bâtiment doit être suffisamment lourd pour éviter les soulèvements dus à l'action de l'eau contenue dans le sol (poussée d'Archimède).
- ✓ Une fondation doit être durable. Toutes les précautions devront être prises dans les dispositions constructives, le choix et l'emplacement des matériaux, ainsi que dans la mise en œuvre.
- ✓ Une fondation doit être économique. Le type de fondation, les matériaux employés et la mise en œuvre doivent être le moins coûteux possible.

### VII.2. Type de fondations :

Les deux types de fondations sont :

- ✓ Les fondations superficielles.
  - Les semelles isolées.
  - Les semelles filantes.
  - Radier générale.

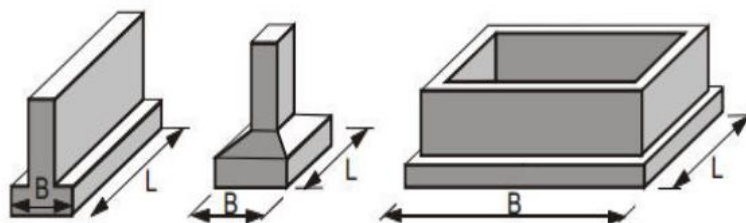


Figure VII-1 : Les différents types de fondations superficielles

- ✓ Les fondations profondes et spéciales.

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée :

$$H/L < 6 \text{ ou } H < 3 \text{ m}$$

Avec  $H$  : profondeur de la fondation et  $L$  : largeur de la fondation

### VII.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  $\phi$ .

Pour notre projet  $\bar{\sigma} = 2$  bars.

$$\text{On a : } H = 2 \text{ m} < 3 \text{ m}$$

Donc : on utilise une fondation superficielle.

Dans notre projet, les charges revenant à la fondation sont très importantes et la hauteur du bâtiment est importante, donc il y a risque de renversement alors il faudra utiliser un radier général.

### VII.4. Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

### VII.4.1. Différents types de radiers :

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable.

- Radier plat d'épaisseur constante.
- Radier nervuré (le plus économique).
- Radier vouté.
- Radier champignon.

### VII.4.2. Pré dimensionnement de radier général :

Le radier général est un plancher renversé qui supporte l'ensemble du bâtiment, il répartit les charges sur une surface importante. Il est constitué d'une dalle ayant une épaisseur uniforme déterminée par les conditions suivantes :

#### VII.4.2.1. Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur ( $h_n$ ) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

##### ➤ Formule empirique :

La nervure doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :  $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$ .

$L_{\max}$  = longueur entre axes maximale des poteaux parallèlement aux nervures.

##### ➤ Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur de la nervure doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ ).

##### ➤ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

On a :  $L_{\max} = 3,70 \text{ m}$  ; donc  $46.25 \text{ cm} \leq h_n \leq 74 \text{ cm}$  :

##### ➤ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $E$  : module d'élasticité.
- $I$  : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- $K$  : coefficient de raideur du sol ; rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40\text{MPa}$ ).

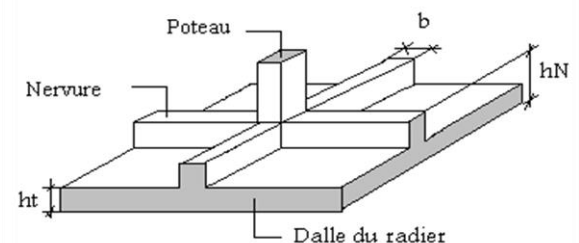


Figure VII-2 : radier générale.



- $b$  : largeur de nervure du radier.

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'où : } hr \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 3.70\right)^4 \frac{40}{10819}} = 48.49 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est :

On a adopté :  $h_r = 90 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$ .

#### VII.4.2.2. Epaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{370}{20} = 18.5 \text{ cm}$

Avec :  $L_{\max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

➤ **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 3.7 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 46.25 \text{ cm} \leq hr \leq 74 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de  $h_d = 50 \text{ cm}$  pour la dalle du radier

#### VII.4.2.3. Calcul de surface minimale du radier :

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$\Sigma \mathbf{Ri}$  : La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$  déduites d'après les résultats obtenu par la modélisation de la structure avec logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$N_{\text{ser}} = 48645.6 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{Radier}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{48645.6}{200} = 243.228 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 314.40 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 243.228 \text{ m}^2.$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement ( $L_d$ ).

#### VII.4.2.4. Calcul du débordement :

Largeur minimale de débord  $L_d \geq (h/2 ; 30 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$ .

Choix :  $L_d = 50 \text{ cm}$  ;  $S_{(\text{radier})} = S_{(\text{bâtiment})} + S_{(\text{débord})}$

$$\text{D'où : } S_{(\text{radier})} = S_{(\text{bâtiment})} + D \times 2 \times (X+Y) = 314.4 + 0.5 \times 2 (26.20+12.00) = 352.6 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow S_{(\text{radier})} = 352.6 \text{ m}^2$$

### VII.4.2.5. Vérification du radier :

#### A) Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S.$$

Avec :

✓  $W$  : poids total du bâtiment à la base du radier.  $W = W_{(\text{bâtiment})} + W_{(\text{radier})} = 53053.1 \text{ KN}$

Avec :  $W_{(\text{radier})} = 0.5 \times 352.6 \times 25 = 4407.5 \text{ KN}$ .

✓  $\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

✓  $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

✓  $h$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 2.00 \text{ m}$ ).

✓  $S$  : surface de radier ( $S = 352.6 \text{ m}^2$ ).

$W = 53053.1 \text{ KN} \geq \alpha \times \gamma \times h \times s = 1.5 \times 10 \times 2 \times 352.6 = 10578 \text{ KN}$ . **Condition vérifiée.**

Donc pas de risque de soulèvement.

#### B) Vérification au poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

✓  $U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

✓  $h$  : Epaisseur du radier.

✓  $U_c = 2(a + b + 2h_r) = 2(40 + 60 + 2 \times 90) = 560 \text{ cm} \rightarrow U_c = 560 \text{ cm}$ .

✓  $N_u$  : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité  $N_u = 1952.51 \text{ KN}$

$N_u = 1952.51 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5.6 \times 0.9 \times 25000 / 1,5 = 3780 \text{ KN}$ . **Condition vérifiée.**

Donc : il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement

#### C) Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante:  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ .

•  $V_u$  : l'effort tranchant ultime :  $V_u = \frac{qu \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$

•  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU.

$N_u = 1,35 \times N_{max} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 48645.6 + 1,35 \times 4407.5 = 71621.68 \text{ KN} \rightarrow N_u = 71621.68 \text{ KN}$

- $L$  : La longueur maximal  $L_{\max} = 3,70 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{71621.68 \times 1}{352.6} \times \frac{3,7}{2} = 375.78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{375.78 \times 10^3}{1000 \times (0.9 \times 500)} = 0.83 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

#### D) 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.

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

- ✓  $M_s$  : Moment stabilisant  $M_s = W.L/2$
- ✓  $M_r$  : Moment de renversement  $M_r = \sum F_i \times h_i$
- ✓  $W$  : Poids du bâtiment.
- ✓  $F$  : Force sismique au niveau  $i$ .

Tableau VII-1 : vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.

| W (KN)  | Lx (m) | Lx / 2 | Ms (KN.m) | Fx      | H     | Mr       | Ms / Mr | Vérification       |
|---------|--------|--------|-----------|---------|-------|----------|---------|--------------------|
| 42130.9 | 26.20  | 13.10  | 551914.79 | 3024.31 | 32.30 | 32561.73 | 16.94   | Condition vérifiée |

Tableau VII-2 : vérification de renversement de la Tour sens transversal.

| W(KN)   | Ly(m) | Ly / 2 | Ms       | Fy      | H     | Mr       | Ms / Mr | vérification       |
|---------|-------|--------|----------|---------|-------|----------|---------|--------------------|
| 42130.9 | 12.00 | 6.00   | 252785.4 | 3434.91 | 32.30 | 36982.53 | 6.83    | Condition vérifiée |

Donc pas de risque de renversement

E) Vérification de la contrainte du sol sous charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible ; donc il faut vérifier :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec : } N_T = N_{ser} + G'$$

- $N_{ser}$ : effort normale du aux charges verticales à L'ELS.
- $G'$ : le poids de l'infrastructure.

$$\sigma = \frac{53053.1}{352.6} = 150.46 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifié.}$$

VII.4.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher inversé à épaisseur constante chargée par les réactions du sol

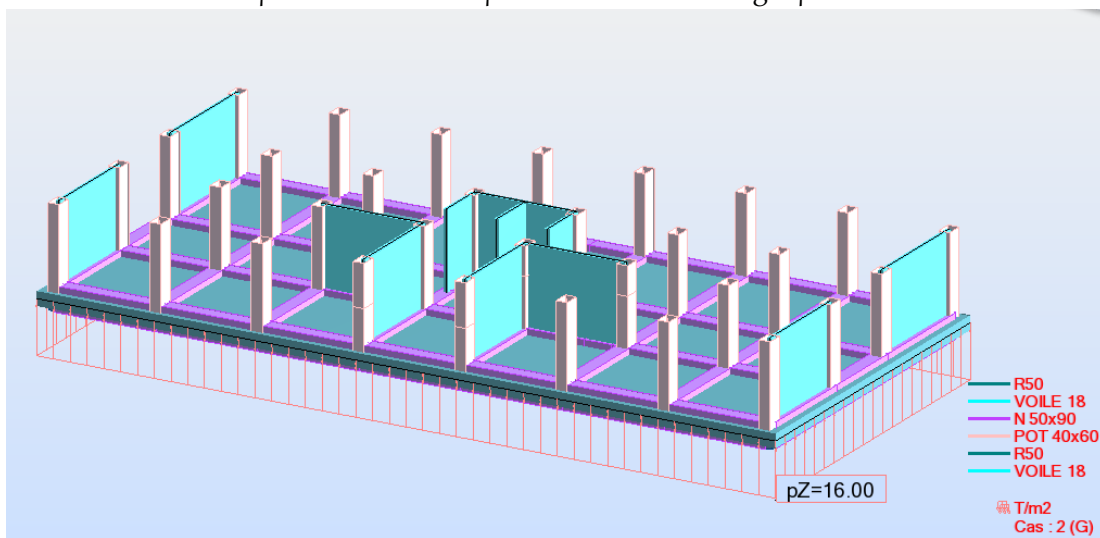


Figure VII-3 : Vue en 3D du radier.

VII.4.3.1. Calcul de ferrailage de la dalle radier :

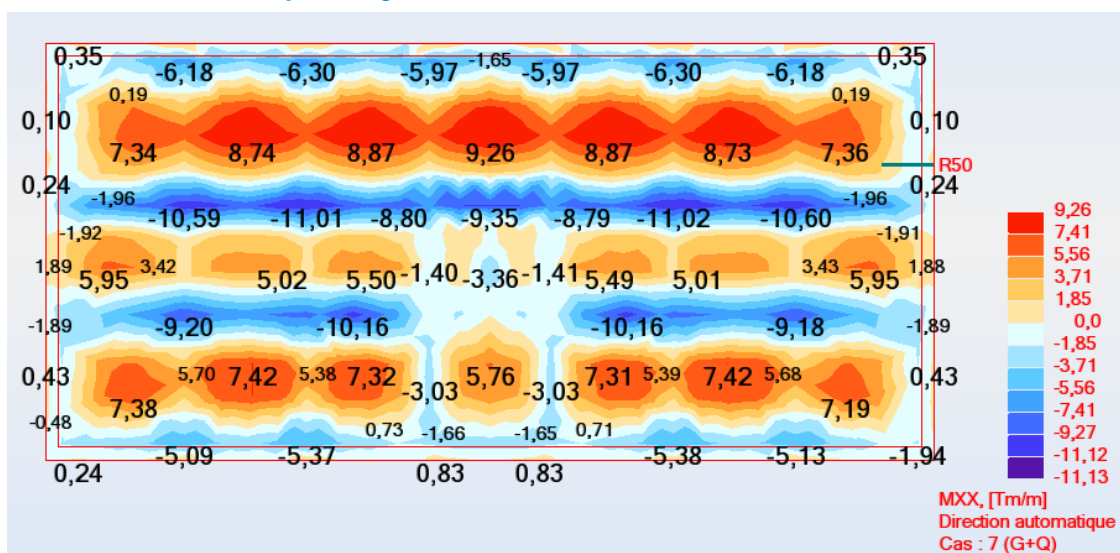


Figure VII-4 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (X.X). (Combinaison ELS)

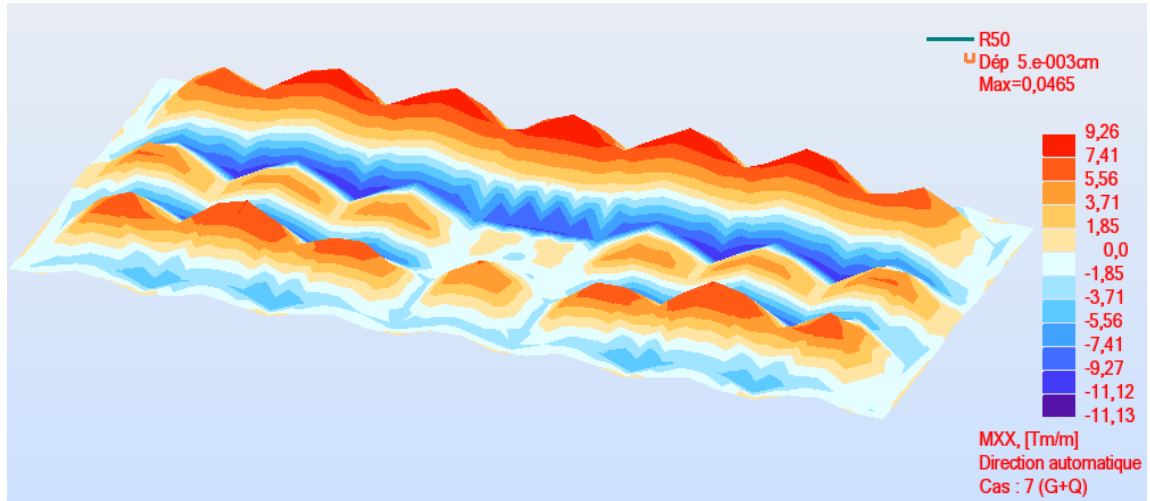


Figure VII-5: Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (X.X) (Combinaison ELS)

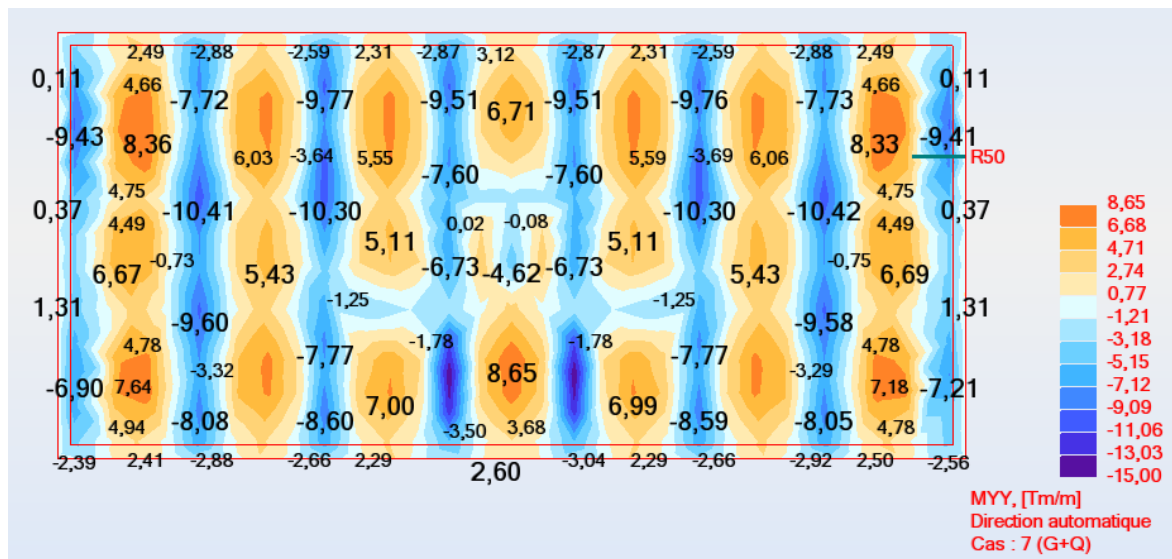


Figure VII-6 : Diagramme des moments du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y). (Combinaison ELS).

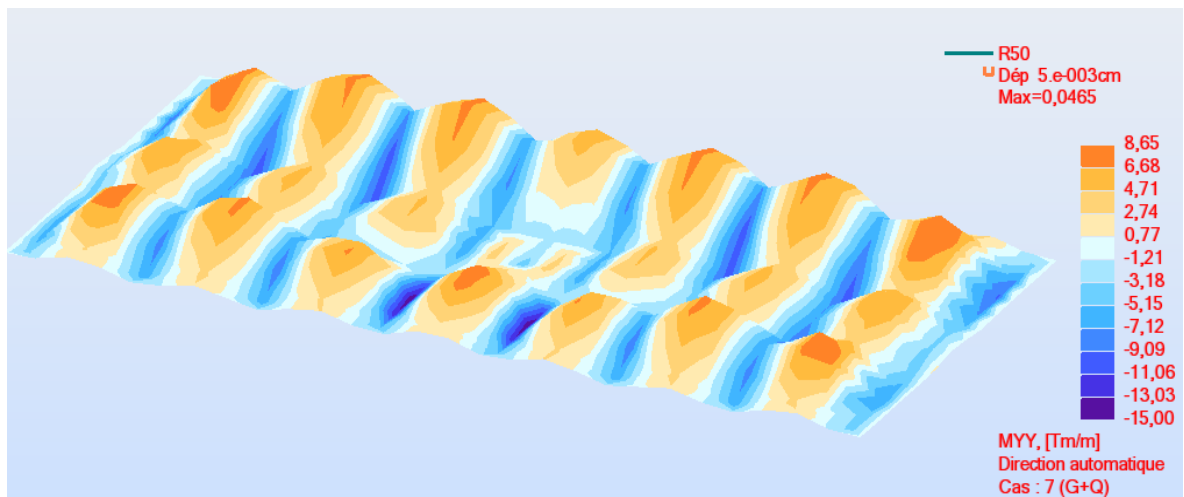


Figure VII-7 : Diagramme de déformation du radier sur appuis et en travée, sens (Y.Y) (Combinaison ELS).

Tableau VII-3 : moment des radier suivant les deux sens.

| $M_{xx}$ (KN.m) |        | $M_{yy}$ (KN.m) |        |
|-----------------|--------|-----------------|--------|
| travée          | appui  | travée          | appuis |
| 92.6            | -111.3 | 86.5            | -150.0 |

Tableau VII-4 : Ferrailage des radier suivant les deux sens.

| Radier   | Travée |         | Appui |         | $A_{st}$ choix des armatures |        |
|----------|--------|---------|-------|---------|------------------------------|--------|
|          | Acal   | Achoisi | Acal  | Achoisi | Travée                       | Appuis |
| Sense XX | 11.1   | 12.32   | 12.8  | 14.07   | 8HA14                        | 7HA16  |
| Sense YY | 10.3   | 12.32   | 17.4  | 18.10   | 8HA14                        | 9HA16  |

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

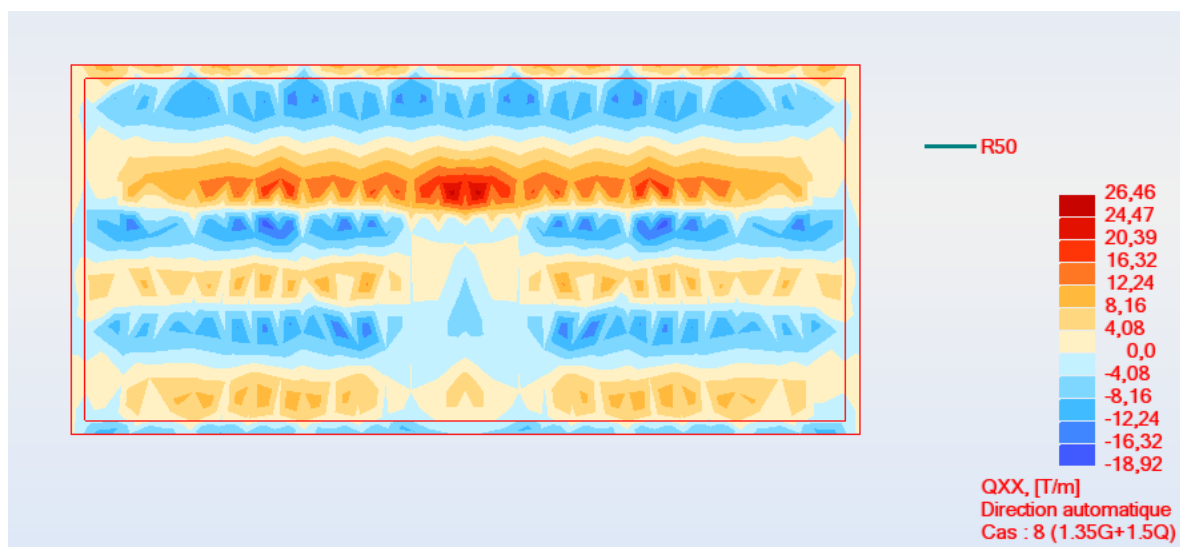


Figure VII-8 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »:  $T_{xx}$  «ELU»

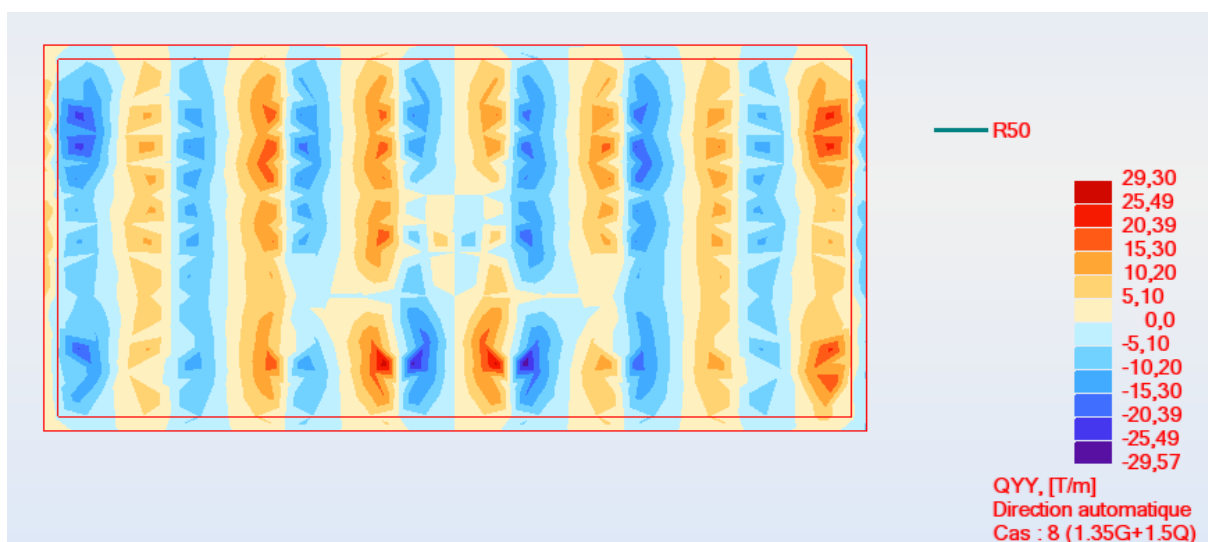


Figure VII-9 : Différentes sollicitations agissantes sur le radier « effort tranchant »:  $T_{yy}$  «ELU»

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

$$\tau_u = \frac{293.00 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.65 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 0.65 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'espacement** : D'après le (BAEL91 révisée 99) :

$$S_t = \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$  des armatures longitudinales.

$S_t = 10 \text{ cm}$  des armatures transversales.

➤ **Longueur de la zone nodale** :

$$h' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)} \rightarrow h' = 100 \text{ cm}$$

✚ **Schéma de ferrailage** :

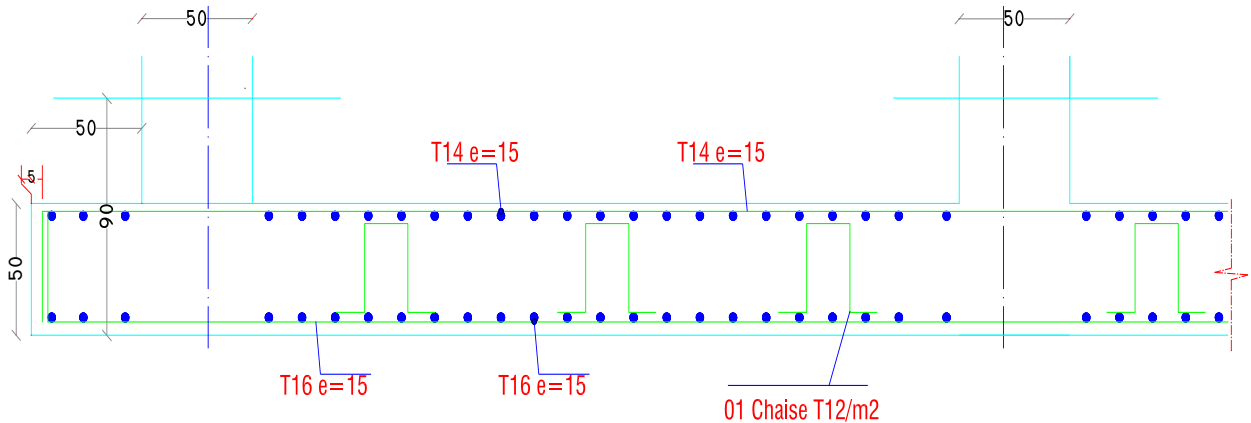


Figure VII -10 : Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général

VII.4.3.2. Calcul de Ferrailage de nervure :

A) Calcul des armatures Longitudinales :

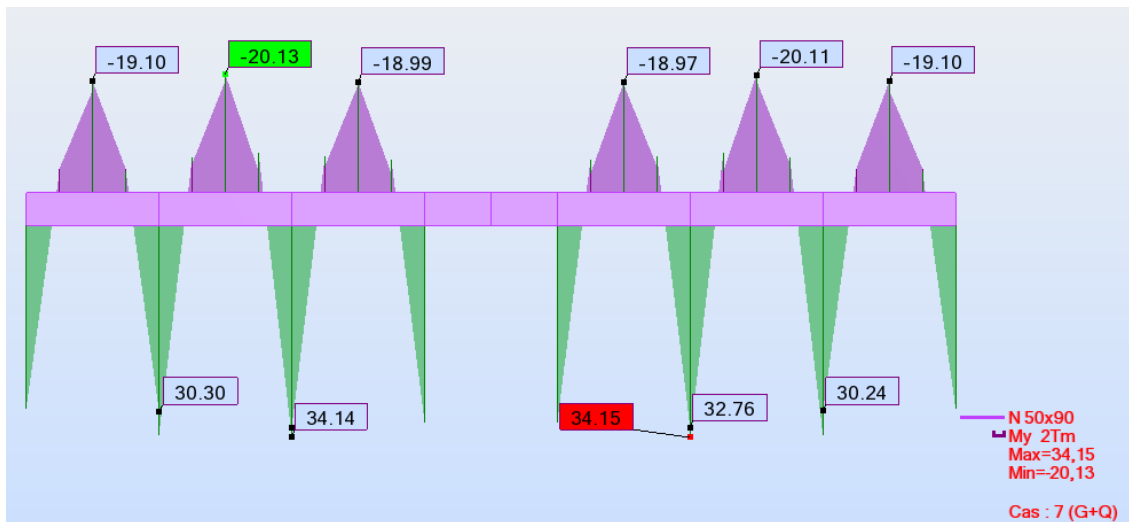


Figure VII-11 : Diagramme des moment dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (X.X).(Combinaison ELS)

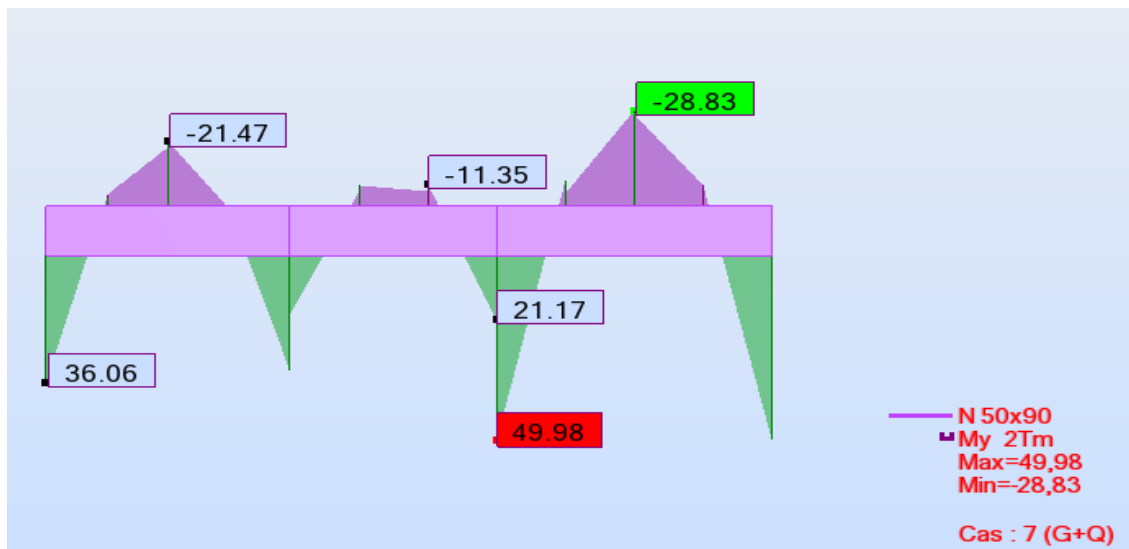


Figure VII-12 : Diagramme des moments dans les nervures principales sur appuis et en travée sens (Y.Y) (Combinaison ELS).

Tableau VII -5 : moment des nervures suivant les deux sens.

| $M_{xx}$ (KN.m) |       | $M_{yy}$ (KN.m) |        |
|-----------------|-------|-----------------|--------|
| travée          | appui | travée          | appuis |
| -201.3          | 341.5 | -288.3          | 499.8  |



Tableau VII-6 : Ferrailage des nervures suivant les deux sens.

| nervure  | Travée           |                     | Appui            |                     | A <sub>st</sub> choix des armatures |        |
|----------|------------------|---------------------|------------------|---------------------|-------------------------------------|--------|
|          | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | A <sub>cal</sub> | A <sub>choisi</sub> | Travée                              | Appuis |
| Sense XX | 12.3             | 13.85               | 21.9             | 23.09               | 9HA14                               | 15HA14 |
| Sense YY | 17.7             | 18.10               | 32.4             | 34.18               | 9HA16                               | 17HA16 |

On adopte aussi 2HA12 de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures)

### ➤ Vérification au cisaillement

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

$$\tau_u = \frac{761.5 \times 10^3}{500 \times 810} = 1.88 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} > \tau_u = 1.88 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B) Calcul des armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \quad \phi_t \leq \min(2.57; 1.60; 5)$$

$$\text{On prend : } \phi_t = \phi_{12} \text{ mm}$$

#### ➤ Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99/version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\checkmark \text{ Zone nodale} \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(22.5; 12 \phi_l; 30 \text{ cm})$$

$$\text{On prend : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone courante :} \quad S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Longueur de la zone nodale :

$$h' = 2 \times 90 = 180 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)} \rightarrow h' = 180 \text{ cm}$$

### ✚ Schéma de ferrailage :

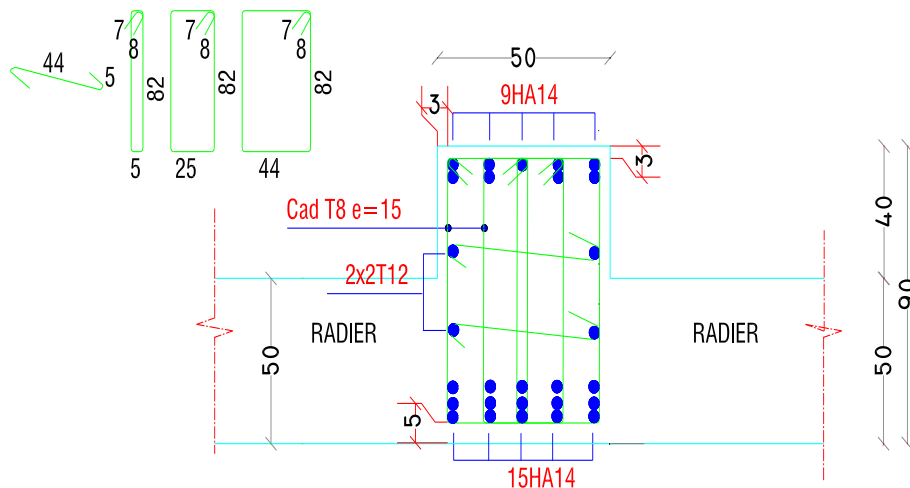


Figure VII-13 : Schéma de ferrailage des nervures Sens XX.

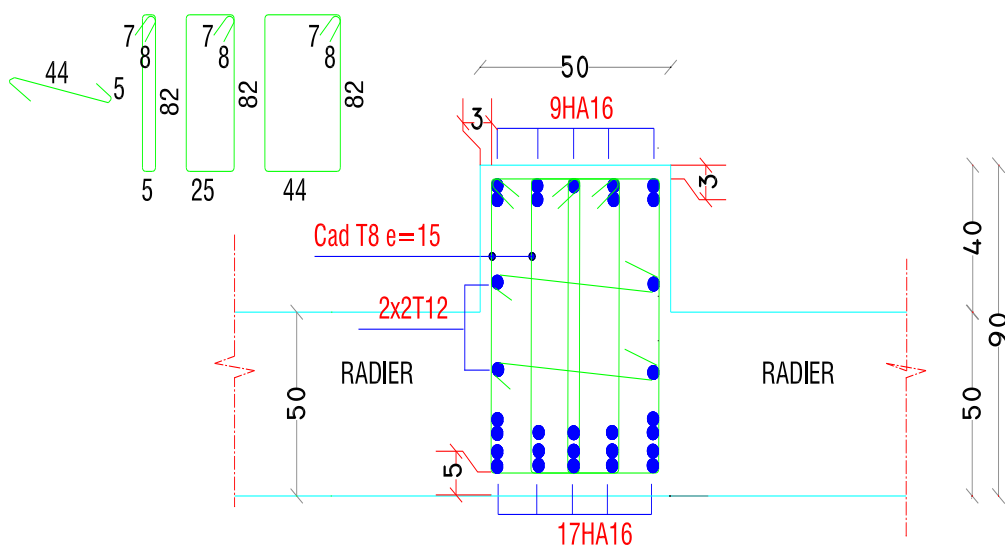


Figure VII-14 : Schéma de ferrailage des nervures Sens YY.

## VII.5. Etude des longrines :

### VII.5.1. 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  $\langle F \rangle$

### VII.5.2. Dimensionnement de longrine :

Les longrines auront les dimensions minimales indiquées ci-après:

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  : Pour les sols des fondations de consistance moyenne intermédiaire.
- $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  : 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 :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$$

Avec :

- $N$  égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.
- $\alpha$  : 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  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- ✓  $\alpha = 12$  (d'après RPA 99 / version 2003).

### VII.5.3. Ferrailage de la longrine :

#### A) Les armatures longitudinales :

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 Ø) d'après RPA 99 / version 2003

- $N_u = 3580.4 \text{ KN}$
- $F_u = \frac{N_u}{12} = \frac{3580.4}{12} = 298.36$

$$F_u = 298.36 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc } A_s = 0,6\% B = \frac{0.6}{100} (30 \times 30) = 5.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{f_t}{f_e} \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 27 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq 0.97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### ➤ L'espacement des cadres :

$$St \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø})$$

$$St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1.2) \rightarrow St \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

$$\text{On adopte : } St = 15\text{cm}$$

## B) Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement :  $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ .

## ➤ Condition des armatures transversales :

$$\varnothing_t \geq \frac{1}{3} \varnothing_l = \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm.}$$

$\varnothing_t = 8 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

## VII.5.4. Schéma de ferrailage :

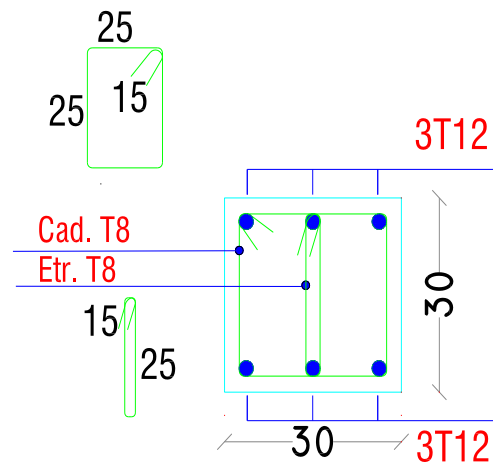


Figure VIII -15 : coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée

## VII.6. Voiles périphériques :

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

## VII.6.1. Dimensionnement :

- Hauteur :  $H = 2 \text{ m}$
- Epaisseur :  $e = 15 \text{ cm}$ .

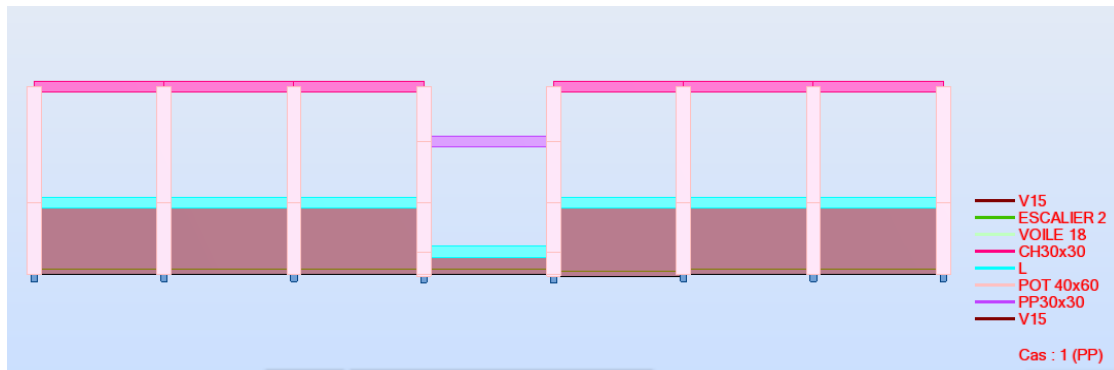


Figure VII-16 : schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres

### VII.6.2. Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement :  $\varphi = 20^\circ$
- Cohésion :  $C = 0 \text{ KN/m}^2$

### VII.6.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté. Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à  $10 \text{ KN/m}^2$ .

#### ➤ Sollicitations :

##### a) Poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 18 \times 2 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 17.65 \text{ KN/m}^2$$

Donc :  $G = 17.65 \text{ KN/m}^2$

##### b) Charge due à la surcharge :

$$Q = q \times \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right) = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

Donc :  $Q = 4.9 \text{ KN/m}^2$

### VII.6.4. Ferrailage :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

#### • Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 23.82 + 7.35 = 31.17 \text{ KN/m}$$

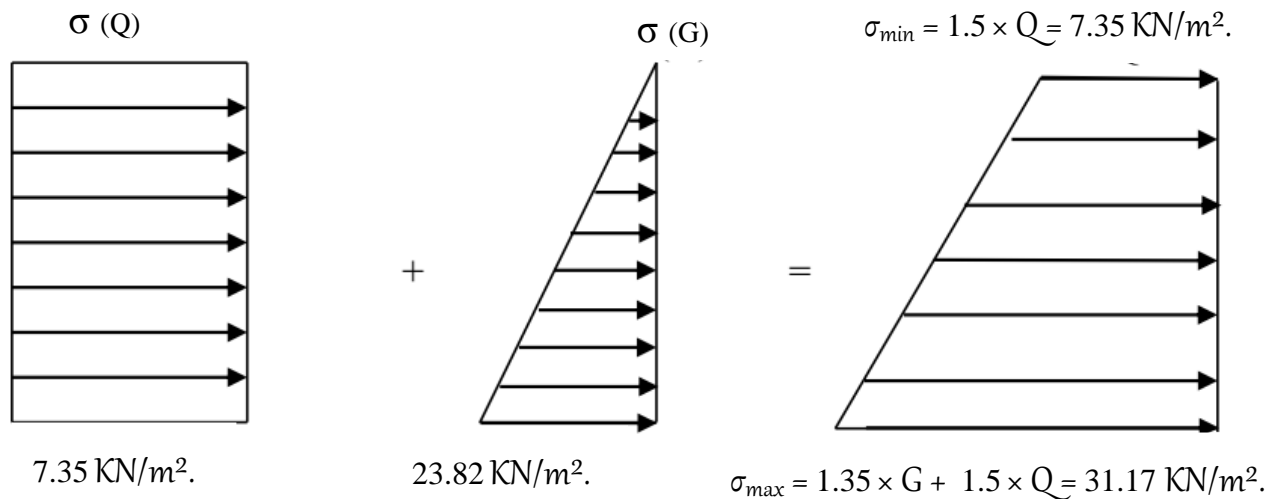


Figure VII-17 : Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2 \text{ m} ; \quad L_y = 3.7 - 0.4 = 3.3 \text{ m} ; \quad e = 15 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 25.21 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 25.21 \text{ KN/ml}.$$

➤ Calcul de «  $\rho$  » :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{200}{330} = 0.6 > 0.4 \rightarrow \text{dalle porte dans les deux sens.}$$

➤ Calcule les moments :

- $M_x = \mu_x \times q_u (L_x)^2$
- $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y = f(\vartheta ; \rho) \rightarrow$  (Annexe 2)

Tableau VII-7: tableau de calcul le ferrailage a ELU

| $L_x$ | $L_y$ | $\rho$ | $\mu_x$ | $\mu_y$ | $q_u$ (KN/ml) | $M_x$ (KN.m) | $M_y$ (KN.m) |
|-------|-------|--------|---------|---------|---------------|--------------|--------------|
| 2.00  | 3.30  | 0.6    | 0.0822  | 0.2948  | 25.21         | 8.28         | 2.44         |

✓ Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0,85 M_x = 7.038 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t_y} = 0,85 M_y = 2.074 \text{ KN.m.}$$

✓ Moments sur Appuis:

$$M_{a_x} = -0.5 M_x = -4.14 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcule ferrailage :

Dans les deux sens «  $L_x$  et  $L_y$  »:

On a:

- $b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad d = 0,9 h = 13.5 \text{ cm.}$
- $\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$
- $\mu = \frac{M_u}{b d^2 F_{bu}}$
- $F_e = 400 \Rightarrow \mu_1 = 0.392.$
- $\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$
- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}).$
- $z = d (1 - 0,4\alpha) .$
- $A = \frac{M_u}{z \sigma_s}, \quad A_{\min} \geq 0,23 b.d. \frac{F_{t28}}{F_e} \text{ et } A_{\text{adop}} = \text{Max} (A_{\text{calculé}}; A_{\min}).$

**Tableau VII - 8:** Tableau des résultats de ferrailage en travée et appui

|        |     | $M_x$<br>(kN.m) | $b$<br>(cm) | $d$<br>(cm) | $\mu$ | $\alpha_u$ | $z$<br>(cm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{\min}$ | $A_{s \text{ adop}}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----|-----------------|-------------|-------------|-------|------------|-------------|-----------------------------|------------|--|
| Travée | X-X | 7.038           | 100         | 13.5        | 0.027 | 0.034      | 13.31       | 1.51                        | 1.63       | <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>         |
|        | Y-Y | 2.074           | 100         | 13.5        | 0.008 | 0.010      | 13.44       | 0.44                        | 1.63       | <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>         |
| Appui  |     | - 4.14          | 100         | 13.5        | 0.015 | 0.018      | 13.40       | 0.88                        | 1.63       | <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b>         |

➤ L'espacement :

✓ Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq \min \{80 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

✓ Selon le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\} \rightarrow St \leq \min \{60 \text{ cm} , 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc :  $St \leq \min \{ St \text{ BAEL 91 révisée 99} ; St \text{ RPA 99 / version 2003} \}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte  $St = 20 \text{ cm}$ .

#### VII.6.5. Schéma de ferrailage :

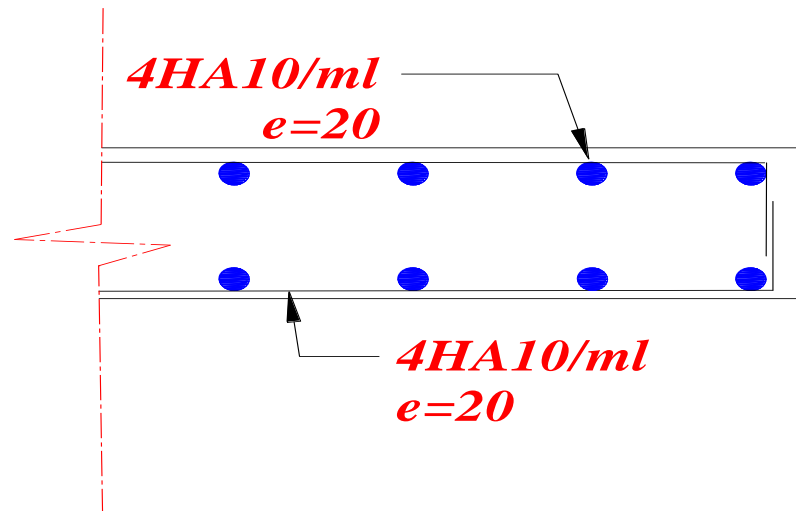


Figure VII-18 : schéma de ferrailage du voile périphérique.

#### VII.7. Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, On a remarqué que les fondations superficielles ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface du projet, et cela nous a conduit à opter pour un radier général qui peut assurer la stabilité de notre structure.



Conclusion générale :

# Conclusion générale

---

## Conclusion générale :

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

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

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques.

Et à cause de l'activité sismique, et afin de maintenir la stabilité de l'ouvrage nous avons utilisé un contreventement mixte au moyen de voiles et portiques pour stabiliser la structure et diminuer les déformations.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

# Bibliographie :

# Bibliographie

---

## Bibliographie :

- 1) Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93).
- 2) Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC 2.2.
- 3) Règlement parasismique Algérien R.P. A99/V2003.
- 4) Règles Neige et vent ALGERIEN "R.N. V", (D.T.R C 2-4.7).
- 5) Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99.
- 6) Cour des ouvrages en béton armé. Y. Cherait.
- 7) Mémoires de projets de fin d'études, archives du département de génie civil et d'hydraulique.

## Logiciel :

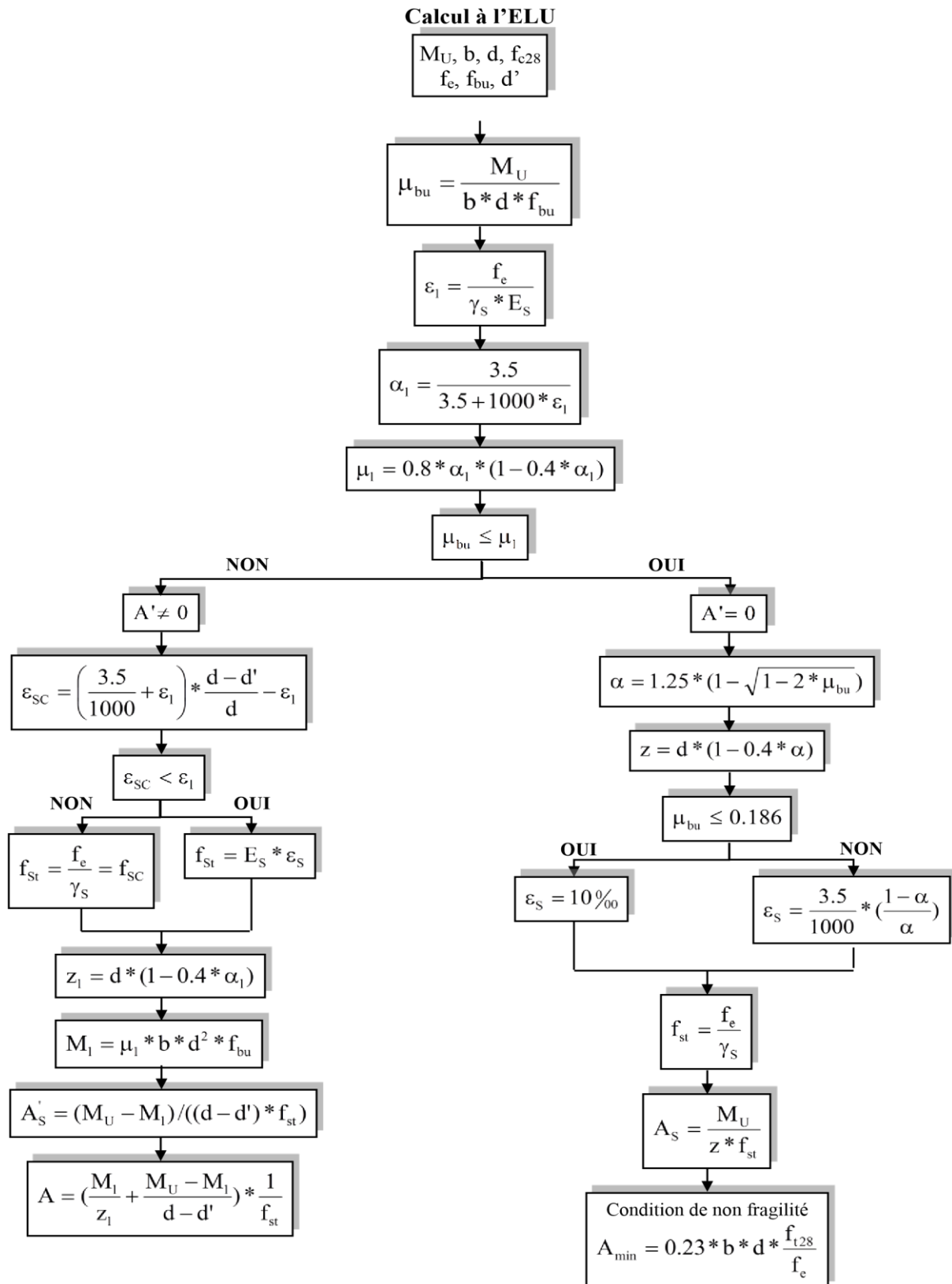
- AUTOCAD 2011 .....Dessin.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 .....Calcul.
- EXPERT BA 2010.....Calcul.

Annexe:

# Annexe

## Annexe 1

### Flexion simple : Section rectangulaire



# Annexe

## Annexe 2

### Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|----------------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                            | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40                       | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41                       | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42                       | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43                       | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44                       | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45                       | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46                       | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47                       | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3402  |
| 0.48                       | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49                       | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50                       | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51                       | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52                       | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53                       | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54                       | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55                       | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56                       | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57                       | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58                       | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59                       | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60                       | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61                       | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62                       | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63                       | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64                       | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65                       | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66                       | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67                       | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68                       | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69                       | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70                       | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71                       | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72                       | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73                       | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74                       | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75                       | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76                       | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77                       | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78                       | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79                       | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80                       | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81                       | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82                       | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83                       | 0.0528        | 0.6494  | 0.0956          | 0.7518  |
| 0.84                       | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85                       | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86                       | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87                       | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88                       | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89                       | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90                       | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91                       | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92                       | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93                       | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8939  |
| 0.94                       | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95                       | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96                       | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97                       | 0.0392        | 0.9322  | 0.4065          | 0.9543  |
| 0.98                       | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99                       | 0.0376        | 0.9771  | 0.0449          | 0.9847  |
| 1.00                       | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |

# Annexe

## Annexe 3 :

### Sections réelles d'armature

Section en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\Phi$  en mm

| $\Phi$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1      | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2      | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3      | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4      | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5      | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6      | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.54 | 48.25  | 75.40  |
| 7      | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.79 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8      | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9      | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.13 |
| 10     | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.42  | 125.66 |
| 11     | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12     | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.8  |
| 13     | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14     | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15     | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.5  |
| 16     | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17     | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18     | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.2  |
| 19     | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20     | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |