

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université de Jijel  
Faculté des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



# Mémoire

**De fin d'études pour l'obtention du diplôme  
Master en Génie Civil**

**Option : Structure**

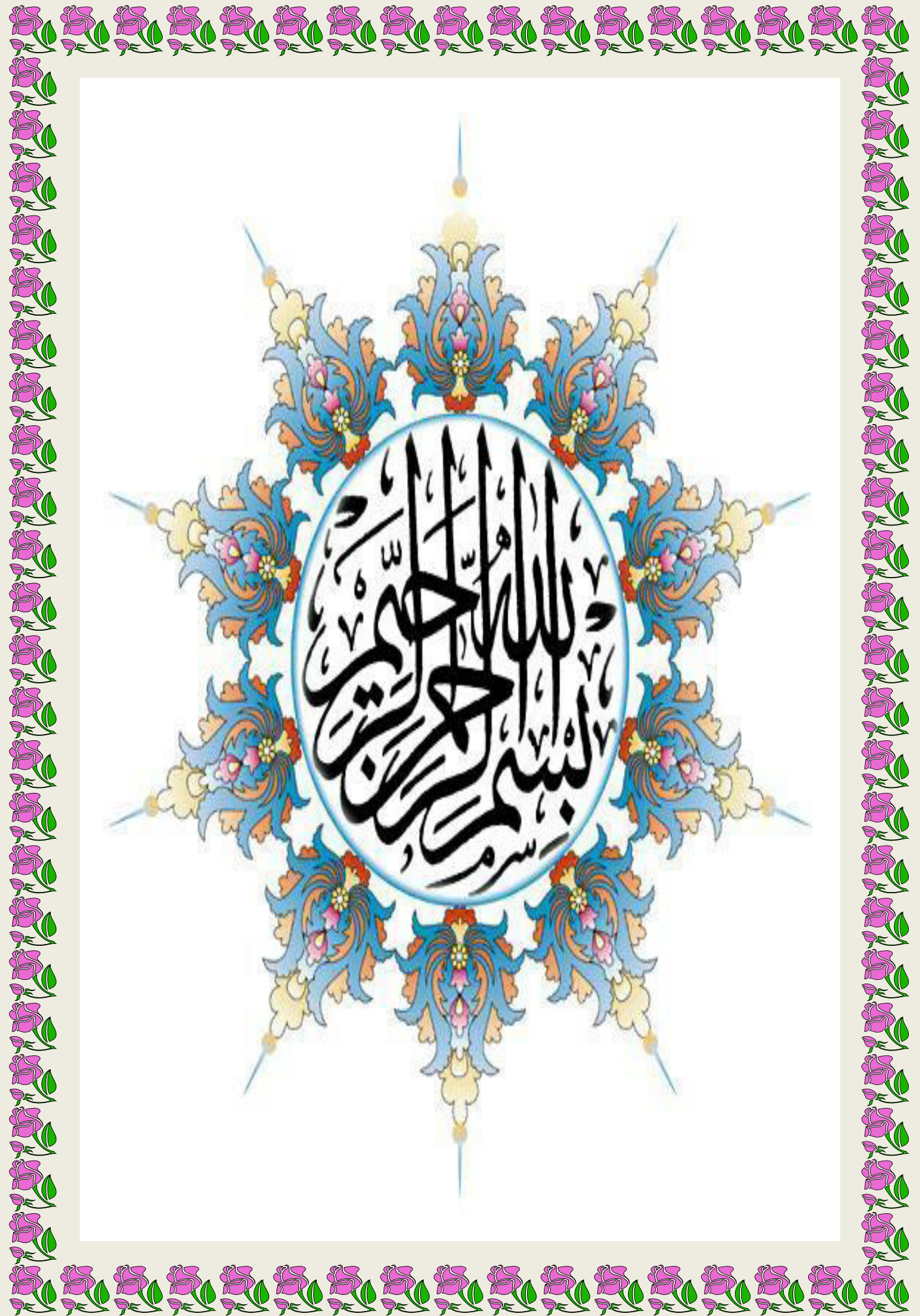
## Thème

**Etude d'une tour à usage d'habitation (R+10) à  
contreventement mixte implantée dans la zone III**

**Encadré par :  
Mr : Mehidi Nasim.**

**Réalisé par :  
Nourai Hadjer  
Boubata Cherifa.**

**« Promotion 2017 »**





# REMERCIEMENTS :

A travers le présent mémoire, nous tenons à remercier tous

Ce qui de près ou de loin ont participé à son élaboration.

Ces remerciements vont particulièrement :

❖ A nos « chères parents » pour leurs efforts et leurs  
Patiences.

❖ A notre encadreur monsieur « MEHIDI NASIM »  
Pour son soutien constante au long de cette  
étude, et sa contribution à la mise en valeur  
de cette dernière.

Nous adressons tout particulièrement nos remerciements :

❖ A nos enseignants qui ont consacré leur précieux  
temps à nous aider, et pour son totale disponibilité  
tout au long de ce projet.

❖ A toute la promotion du 2017 pour les bons moments.

HADJER ET CHERIFA

# DEDICACE :

Je dédise ce travail :

- ❖ A mon chère père « Nourai Rachid »: tu as toujours fais de ma réussite ta priorité. Je garde de toi l'image d'un père exemplaire. Que tout le puissant dieu te protège "père".
- ❖ A ma très chère mère «Djeber Saida » : pour ton soutien maternel exceptionnel envers moi. Que dieu te donne longue vie "mère".
- ❖ A mes frères et mes sœurs et surtout ma petite sœur "ABLA" : Vous m'avez épaulé en tout temps.
- ❖ A tous mes ami et surtout à mes chères amis : "Hanan" et "Azza" et tous mes amis de promotion 2017.
- ❖ A tous les enseignants qui ont contribués à mon projet de fin d'étude.
- ❖ A tous ma famille et mes proches, à mes petites enfants de mes sœurs : 'Mohamed', 'Merioma', 'Dida'  
'Tétouf', 'Djawad', 'Amina', 'Khawla', 'Nounous'.
- ❖ Et bien sûr ; à ma binôme : chère "CHERIFA".

/HADJER/



# DEDICACE

- ❖ A mes très chère parents : mon père « Boubata Salah »
- ❖ Ma mère « Bousmaha Fatiha », qui mon guidé durant

Les moments les plus pénibles de ce long chemin,  
Mes chers parents qui ont sacrifié toute leur vie afin de  
me voir devenir ce que je suis.

- ❖ A mes frères et mes sœurs .Tout la famille 'Boubata'
- ❖ Mes amies et tous mes proches.
- ❖ A mes petits enfants de ma sœur : 'Mohamed' , 'Didon',  
'Anis'.
- ❖ Bien sur ma chère binôme : 'Hadjar'

/CHERIFA/

## المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة طابق أرضي وعشر طوابق علوية اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

-المحور الأول :تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع و البنائية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصرا لمكونة لها.

-المحور الثاني :دراسة الأجزاء الثانوية من البنائية (المدارج و البلاطات المفرغة و المملوء).

-المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة برنامج ETABS لذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل المنقحة

RPA99

-أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، العارضات، و الأساسات) اعتمادا على

RPA99 المنقح 2003 و BAEL 91 .

الكلمات المفتاحية:العمارة، الخرسانة،ETABS,SAP2000, Socotec, , RPA 99/2003,BAEL91,

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage d'habitation constitué, d'un rez de chaussée + 10 étages, implanté dans la wilaya de Alger kouba. Cette étude se compose de quatre parties.

- ✓ La première partie : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- ✓ La deuxième partie : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, et l'acrotère).
- ✓ L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- ✓ La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : bâtiment, béton, ETABS, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary:

This project presents a detailed study of an regularly shaped building habitation-use consists of a ground floor + 10 floors implanted in the wilaya of Algeria Kouba. This study consists of four parts.

- ✓ The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the presision structure and finally the descent of the load.
- ✓ The second part of the devoted to secondary elements (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).
- ✓ The dynamic study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).
- ✓ The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modified99 Algerian seismic reglementation and RPA 99/2003.

Keywords: building, concrete, ETABS, SAP2000, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

# SOMMAIRE

## Sommaire

|                             |      |
|-----------------------------|------|
| Remerciement                |      |
| Dédicace                    |      |
| Résumé                      |      |
| Sommaire .....              | I    |
| Liste des tableaux .....    | IX   |
| Liste des figures .....     | XIII |
| Introduction générale ..... | 1    |

### **Chapitre I: Généralités et Présentation du projet**

|   |   |
|---|---|
| I.1. Introduction .....                                   | 2 |
| I.2. Présentation du projet .....                         | 2 |
| I.2.1. Introduction.....                                  | 2 |
| I.2.2.Présentation de l'ouvrage .....                     | 2 |
| I.2.3 .Caractéristiques géométriques de la structure..... | 3 |
| I.2.4. Ossature et système constructif adopté .....       | 3 |
| I.3.Caractéristiques des Matériaux .....                  | 5 |
| I.3.1.Introduction.....                                   | 5 |
| I.3.2.composants du béton.....                            | 5 |
| I.3.3.Caractéristiques mécaniques du béton : .....        | 6 |
| I.3.3.1.Résistance à la compression .....                 | 6 |
| I.3.3.2.Résistanceà la traction .....                     | 7 |
| I.3.3.3.Résistance minimale du béton.....                 | 7 |
| I.3.4.Modules de déformation longitudinale .....          | 7 |
| I.3.5. Méthode de calcul .....                            | 8 |



|  |    |
|--|----|
| I.3.6. Déformation et contrainte de calcul .....                       | 9  |
| I.3.6.1. Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91 modifié 99.p80) ..... | 9  |
| I.3.6.2. la contrainte limite de cisaillement .....                    | 10 |
| I.3.7. Caractéristiques mécaniques de l'acier : .....                  | 11 |
| I.3.7.1. la limite d'élasticité garantie $f_e$ .....                   | 11 |
| I.3.7.2. Diagramme déformation contrainte de calcul .....              | 12 |
| I.3.8. Actions et sollicitations : .....                               | 13 |
| I.3.8.1. Actions .....   | 13 |
| I.3.8.2. Sollicitations .....  | 13 |

## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

|  |    |
|--|----|
| II .1. Introduction .....                          | 14 |
| II .2. Pré dimensionnement du plancher .....       | 14 |
| II .2.1. Plancher à corps creux .....              | 14 |
| II .2.2. Pré dimensionnement des poutrelles .....  | 15 |
| II.3. Pré dimensionnement du balcon .....          | 16 |
| II.4. Pré dimensionnement des voiles .....         | 16 |
| II.5. Pré dimensionnement des escaliers .....      | 17 |
| II.6. Pré dimensionnement des poutres .....        | 19 |
| II.6.1. La condition de flèche .....               | 19 |
| II.6.2. Poutres longitudinales (secondaires) ..... | 19 |
| II.6.3. Poutres transversales (principales) .....  | 20 |
| II.7. Pré dimensionnement des poteaux .....        | 21 |
| II.8. Evaluation des charges et surcharges : ..... | 22 |
| II.8.1. Les planchers .....                        | 22 |

|   |    |
|---|----|
| II.8.2. Les balcons .....                                       | 24 |
| II.8.3. Murs extérieures: (épaisseur $e= 30\text{cm}$ ).....    | 24 |
| II.8.4. Cloison intérieure: (épaisseur $e= 10\text{ cm}$ )..... | 25 |
| II.8.5. Cloisons intérieures à doubles parois .....             | 25 |
| II.8.6. Les escaliers .....                                     | 25 |
| II.9. Descente des charges .....                                | 27 |
| II.9.1. Les charges réglementaires .....                        | 27 |

### **Chapitre III: Calcul des éléments secondaires**

|   |    |
|---|----|
| III.1. Introduction .....                     | 46 |
| III.2. Acrotère : .....                       | 46 |
| III.2.1 Introduction .....                    | 46 |
| III.2.2 Définition .....                      | 46 |
| III.2.3 Dimensionnement .....                 | 47 |
| III.2.4 Evaluation des charges .....          | 47 |
| III.2.5 Evaluation des sollicitations .....   | 48 |
| III.2.6 Vérification au flambement .....      | 48 |
| III.2.7 L'excentricité totale de calcul ..... | 49 |
| III.2.8 Sollicitation majorées de .....       | 49 |
| III.2.8.1 Etat limite ultime .....            | 50 |
| III.2.8.2 Etat limite de service .....        | 50 |
| III.2.9 Ferrailage : .....                    | 50 |
| III.2.9.1 Calcul à L'ELU .....                | 50 |
| III.2.9.2 Calcul à L'ELS .....                | 51 |
| III.2.9.3 Ferrailage minimal .....            | 52 |

|  |    |
|--|----|
| III.2.9.4 Vérification des contraintes .....                         | 53 |
| III.2.9.5 Vérification au cisaillement .....                         | 53 |
| III.2.9.6 Calcul des armatures de répartition .....                  | 53 |
| III.3. Les escaliers .....   | 55 |
| III.3.1.Définition .....   | 55 |
| III.3.2.calcul des sollicitations.....                               | 55 |
| III.3.3. Ferrailage .....  | 58 |
| III.3.4.Vérification :.....  | 59 |
| III.3.4.1.Vérification à l'ELU .....                                 | 59 |
| III.3.4.2.Vérification à l'ELS .....                                 | 60 |
| III.3.4.3.Vérification de la flèche .....                            | 61 |
| III.3.5.Etude de la poutre palière :.....                            | 65 |
| III.3.5.1.Définition .....   | 65 |
| III.3.5.2. Pré dimensionnement .....                                 | 65 |
| III.3.5.3 calcul des sollicitations .....                            | 65 |
| III.3.5.3.1Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) .....  | 66 |
| III.3.5.3.2. Vérification .....                                      | 66 |
| III.3.5.3.3Armature transversales .....                              | 67 |
| III.3.5.3.4 Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) ..... | 68 |
| III.3.6.Etude de la poutre noyée .....                               | 71 |
| III.3.6.1.Définition .....   | 71 |
| III.3.6.2.Calcul des armatures .....                                 | 72 |
| III.3.6.2.1.armatures longitudinales .....                           | 72 |
| III.3.6.2.2.armatures transversales .....                            | 73 |

|  |    |
|--|----|
| III.4.Etude des balcons .....                          | 74 |
| III.4.1 Introduction .....                             | 74 |
| III.4.2. Pré dimensionnement .....                     | 74 |
| III.4.3.Etude des balcons .....                        | 75 |
| III.5.les Planchers .....                              | 79 |
| III.5.1. Introduction .....                            | 79 |
| III.5.2. planchers à corps creux .....                 | 79 |
| III.5.2.1 Calcul des poutrelles .....                  | 79 |
| III.5.2.2.Méthode de calcul .....                      | 80 |
| III.5.2.3.Ferraillage de la dalle de compression ..... | 96 |

### **Chapitre IV : Etude au vent**

|   |     |
|---|-----|
| IV.1. Introduction .....  | 98  |
| IV.2. Application de RNV 99 .....                                       | 98  |
| IV.2.1.Détermination de coefficient dynamique Cd .....                  | 98  |
| IV.2.2. Détermination de la pression dynamique de vent qdyn .....       | 99  |
| IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition Ce .....              | 101 |
| IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe ..... | 101 |
| IV.2.5. Toitures plates .....   | 105 |
| IV.2.6. Détermination du coefficient de pression nette Cp .....         | 108 |
| IV.2.7.Calcul de la pression due au vent.....                           | 109 |
| IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ .....                  | 111 |
| IV.2.9. Détermination de la force résultante .....                      | 112 |
| IV.3.conclusion .....   | 114 |

## Chapitre V. Etude sismique

|  |     |
|--|-----|
| V.1. Introduction .....  | 115 |
| V.2. Objectifs de l'étude dynamique.....                             | 115 |
| V.3. Choix de la méthode de calcul.....                              | 115 |
| V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente.....             | 115 |
| V.3.2. Présentation de méthode modale spectrale.....                 | 116 |
| V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme ..... | 116 |
| V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure .....      | 116 |
| V.3.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS .....                | 117 |
| V.4. Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003.....    | 118 |
| V.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS .....             | 122 |
| V.5.1. Disposition des voiles .....                                  | 122 |
| V.5.2. Périodes et facteur de participation modale .....             | 124 |
| V.6. Vérifications réglementaire .....                               | 125 |
| Conclusion.....  | 136 |

## Chapitre VI. Ferrailage des éléments porteurs

|  |     |
|--|-----|
| VI.1 Introduction.....                               | 137 |
| VI.2 Ferrailage des portiques .....                  | 137 |
| VI.2.1 Ferrailage des poutres .....                  | 137 |
| VI.2.1.1 Combinaisons des charges .....              | 137 |
| VI.2.1.2 Calcul de ferrailage : .....                | 138 |
| VI.2.1.2.1 Ferrailage des poutres principales.....   | 138 |
| VI.2.1.2.2 Ferrailage des poutres principales .....  | 141 |
| VI.2.1.2.3. Schéma des ferrailages des poutres ..... | 145 |

|   |     |
|---|-----|
| VI.2.2 ferrailage les poteaux .....                 | 146 |
| VI.2.2.1.Recommandation du RPA99/version 2003 ..... | 146 |
| VI.2.2.2 Calcul de ferrailage .....                 | 146 |
| VI.3.Le ferrailage des voiles .....                 | 153 |
| VI.3.1. Ferrailage vertical .....                   | 154 |
| VI.3.1.1. calcul de ferrailage vertical .....       | 159 |
| VI.3.2.Calcul de ferrailage horizontal .....        | 163 |
| VI.3.3: Calcul d'un voile avec ouverture .....      | 165 |
| VI.3.3.1 linteaux.....                              | 165 |

## **Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

|   |     |
|---|-----|
| VII.1. Généralité .....   | 171 |
| VII.2. Choix de type de fondation .....   | 171 |
| VII.3.Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles .....                   | 172 |
| VII.4.Calcul du radier .....  | 173 |
| VII.5. pré dimensionnement du radier.....                                       | 174 |
| VII.6.Vérification au poinçonnement .....                                       | 175 |
| VII.7.Vérification de la stabilité du radier .....                              | 177 |
| VII.7.1- Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales ..... | 177 |
| VII.7.2.Vérification de la stabilité du radier : sous $(0,8G \pm E)$ .....      | 177 |
| VII.7.3. Diagramme trapézoïdal des contraintes.....                             | 178 |
| VII.7.4 .Vérification de la compression sous $(G+Q+E)$ .....                    | 178 |
| VII.8. Ferrailage du radier .....   | 179 |
| VII.8.1.Les combinaisons de charges.....  | 179 |
| VII.8.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité .....                          | 180 |

---

|  |     |
|--|-----|
| VII.8.3.Etude de débord du radier .....              | 183 |
| VII.9.Ferraillage de la nervure .....                | 186 |
| VII.9.1.ferraillage longitudinal.....                | 186 |
| VII.10. Ferraillage des longrines .....              | 190 |
| VII.10.1.Sens longitudinale .....                    | 190 |
| VII.10. 2. Schéma de ferraillage des longrines ..... | 191 |
| Conclusion générale .....                            | 192 |

# **LISTE DES TABLEAUX**



## Liste des tableaux

|  |    |
|--|----|
| Tab.I.1 : caractéristiques géométriques .....                                  | 3  |
| Tab .I.2. La limite d'élasticité de l'acier.....                               | 11 |
| Tab. II.1.charge permanente due aux plancher terrasse .....                    | 22 |
| Tab. II.2.charge permanente due aux plancher étage .....                       | 23 |
| Tab. II.3.charge permanente due aux Balcon étage .....                         | 24 |
| Tab. II.4.charge permanente due aux murs extérieurs .....                      | 24 |
| Tab. II.5.charge permanente due à la cloison intérieure .....                  | 25 |
| Tab. II.6.charge permanente due à la cloison intérieure à doubles parois ..... | 25 |
| Tab. II.7.charge permanente due au palier .....                                | 26 |
| Tab. II.8.charge permanente due au paillasse .....                             | 26 |
| Tab. II.9.descente des charges pour le poteau d'angle.....                     | 29 |
| Tab. II.10.descente des charges pour le poteau de rive.....                    | 33 |
| Tab. II.11.descente des charges pour le poteau intermédiaire.....              | 39 |
| Tab. II.11.la variation de section des poteaux.....                            | 45 |
| Tab III.1. Evaluation des sollicitations.....                                  | 48 |
| Tab III.2. Evaluation des sollicitations.....                                  | 57 |
| Tab III.3. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....                | 59 |
| Tab III.4. armatures de répartition.....                                       | 59 |
| Tab. III .5.Différents coefficients pour le calcul de la flèche.....           | 65 |
| Tab.III.6.Résultats du calcul du ferrailage de poutre palière .....            | 66 |
| Tab.III.7. ferrailage de la poutre noyée .....                                 | 72 |
| Tab.III.8. vérification de ferrailage de la poutre noyée.....                  | 73 |

|  |     |
|--|-----|
| Tab.III.9.Ferraillage du balcon.....   | 76  |
| Tab.III.10.résultats des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse .....                     | 84  |
| Tab.III.11.résultats des moments à ELU et ELS pour plancher étage .....                          | 84  |
| Tableau.III.12.Calcul des efforts tranchant ELU .....  | 85  |
| Tab.III.13.Calcul des efforts tranchant ELS .....  | 86  |
| Tab.III.14. les sollicitations les plus défavorables.....  | 88  |
| Tab .III.20. Résultats de ferraillage des poutrelles plancher .....                              | 90  |
| Tab.III.21. vérifications à l'ELS .....  | 90  |
| Tab.III.22:résultats de ferraillage des poutrelles plancher étage 1 <sup>er</sup> cas type1..... | 93  |
| Tab.III.23.vérifications à l'ELS type1.....  | 93  |
| Tab .IV.1.définition des catégories de terrain .....   | 101 |
| Tab .IV.1. Valeur de Cr et Ce et de q dyn selon la hauteur .....                                 | 102 |
| Tab .IV.3 Coefficient de pression extérieur de parois vertical (X-X) .....                       | 104 |
| Tab. IV.4 .Coefficients de pression extérieure des parois.....                                   | 104 |
| Tab.IV.5.Les coefficients de pression externe de la toiture .....                                | 106 |
| Tab.IV.6.Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 .....                                    | 108 |
| Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5.....                                     | 108 |
| Tab.IV.8 .Coefficient de pression de vent pour Cpi = 0.8 .....                                   | 109 |
| Tab.IV.9. Coefficient de pression de vent pour Cpi=-0.5 .....                                    | 109 |
| Tab. IV.10.Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 suivant sens (X-X).....                   | 110 |
| Tab IV.11 .Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.8 suivant sens (Y-Y).....                   | 110 |
| Tab.IV.12 .Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (X-X).....                  | 111 |
| Tab.IV.13 .Calcul de pression due au vent pour Cpi=-0.5 suivant sens (Y-Y).....                  | 111 |

|  |     |
|--|-----|
| Tab.IV.14.La force résultante R.....   | 113 |
| Tab.V.1. : Coefficient d'accélération de zone A.....                                       | 118 |
| Tab.V.2.Classification de la structure selon le système de contreventement .....           | 119 |
| Tab V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....                           | 120 |
| Tab. V.4 : pénalité $P_q$ en fonction des critères de qualités.....                        | 121 |
| Tab.V.5 : Valeurs de $\xi$ (%).....  | 122 |
| Tab.V.6 : Les périodes et les facteurs de participation modale.....                        | 123 |
| Tab.V.7 : centre de masse ; centre de rigidité et l'excentricité théorique et accidentelle | 126 |
| Tab.V.9 : Poids de chaque niveau .....   | 128 |
| Tab.V.10. Résumée des résultats.....   | 128 |
| Tab.V.11 : Les forces sismiques selon la hauteur .....                                     | 130 |
| Tab.V.12 : distribution horizontal des forces sismiques. ....                              | 132 |
| Tab V .13.Vérification des déplacements inter- étages sens X-X.....                        | 134 |
| Tab .V.14: vérification des déplacements inter-étages.....                                 | 134 |
| Tab.V.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X-X.....                    | 135 |
| Tab.V.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y-Y.....                    | 136 |
| Tab. VI.1. Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....                               | 138 |
| Tab. VI.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....                               | 142 |
| Tab.VI.3. calcul du ferrailage des poteaux.....  | 148 |
| Tab.VI.4. Vérification selon RPA.....  | 150 |
| Tab.VI.5.vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux.....                | 150 |
| Tab.VI.6. vérification des contraintes de béton à l'ELS .....                              | 151 |
| Tab.VI.6: section des armatures transversales .....  | 152 |

|  |     |
|--|-----|
| Tab.VI.7 : les résultats de ferrailage transversal des poteaux ..... | 152 |
| Tab.VI.8.Longueur de recouvrement .....                              | 153 |
| Tab.VI.9 .résultats de ferrailage des voiles (SPC)yy. ....           | 161 |
| Tab.VI.10. résultats de ferrailage des voiles (SPC) xx .....         | 162 |
| Tab. VI.10.Vérification de la contrainte de cisaillement .....       | 163 |
| Tab. VI.11.ferrailage horizontal.....                                | 164 |
| Tab.VI.12. Résultant du ferrailage de trumeau .....                  | 169 |
| Tab.VII.1.Les surfaces des semelles revenant à chaque poteau.....    | 172 |
| Tab VII.2.Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile .....  | 173 |
| Tab.VII.3.Stabilité du radier.....                                   | 178 |
| Tab.VII.4 .Calcul des contraintes.....                               | 178 |
| Tab.VII.5. Vérification sous G+Q+E .....                             | 178 |
| Tab.VII.6 .Moments à l'ELU .....                                     | 180 |
| Tab.VII.7.Moments à l'ELS.....                                       | 180 |
| Tab.VII.8.Ferrailage à l'ELU.....                                    | 181 |
| Tab.VII.9 .Vérification des contraintes à l'ELS.....                 | 182 |
| Tab.VII.10 : Ferrailage à l'ELS .....                                | 182 |
| Tab.VIII.11.Ferrailage de débord de radier à l'ELU.....              | 184 |
| Tab. VIII.12.Vérification de débord de radier à l'ELS .....          | 185 |
| Tab.VII.13.ferrailage de la nervure à l'ELU.....                     | 187 |
| Tab.VII.14.ferrailage de la nervure à l'ELS.....                     | 188 |

# **LISTE DES FIGURES**

## Liste des Figures

|   |    |
|---|----|
| Fig .I.1. Briques creuses .....                     | 4  |
| Fig. I.2.Diagramme Parabole-rectangle .....         | 10 |
| Fig .I.3.Diagramme Contraintes-Déformations.....    | 12 |
| Fig. II .1 : Plancher a corps creux.....            | 15 |
| Fig. II. 2 : dimensions du balcon.....              | 16 |
| Fig. II. 3 : coupe de voile en élévation .....      | 17 |
| Fig. II. 4. Dimension d'un escalier.....            | 18 |
| Fig. II. 5. Section des poutres.....                | 19 |
| Fig. II. 6 Dimension des poutres .....              | 20 |
| Fig. II.7 : Coupe plancher terrasse .....           | 23 |
| Fig. II.8. Coupe plancher étage courant .....       | 23 |
| Fig. II.9. la section du poteau d'angle .....       | 28 |
| Fig. II.10. la section du poteau de rive. ....      | 32 |
| Fig. II.11. la section du poteau intermédiaire..... | 37 |
| Fig.III.1.shéma descriptif de l'acrotère .....      | 47 |
| Fig.III.2.acrotère.....                             | 47 |
| Fig.III.3 Coupes transversales de l'acrotère .....  | 50 |
| Fig. III.3.shéma de ferrailage de l'acrotère .....  | 54 |
| Fig.III.4.shéma de l'escalier .....                 | 55 |
| Fig.III.5. schéma statique d'escalier.....          | 55 |
| Fig III.6.La charge équivalente .....               | 56 |
| Fig.III.7.Section d'escalier à ferrailer .....      | 58 |

|   |     |
|---|-----|
| Fig.III.8. La Poutre palier.....  | 65  |
| Fig.III.9 Section. Creuse .....   | 68  |
| Fig.III.10.ferraillage de la poutre palière.....                                    | 70  |
| Fig.III.11.Ferraillage de l’escalier.....   | 70  |
| Fig III.12.Poutre noyée.....  | 71  |
| Fig III.13.Schéma statique de la poutre noyée .....                                 | 71  |
| Fig. III.14. ferraillage de la poutre noyée.....                                    | 73  |
| Fig. III.15.Dimension du balcon .....   | 74  |
| Fig.III.16.Ferraillage des balcons à 1m.....  | 78  |
| Fig III.17.Plancher à corps creux .....   | 79  |
| Fig. III.18.Coupe verticale du plancher à corps creux .....                         | 80  |
| Fig .III.19. Schéma descriptif des poutrelles.....                                  | 89  |
| Fig.III.20.Ferraillage du plancher à corps creux de (appuis intermédiaire).....     | 95  |
| Fig.III.21. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....  | 97  |
| Fig. IV.1. Action de vent.....  | 98  |
| Fig.IV.2.Répartition de la pression dynamique.....                                  | 100 |
| Fig. IV.3.légende pour les parois verticales .....                                  | 103 |
| Fig.IV.4. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (X-X) ..... | 104 |
| Fig. IV.5.La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (Y-Y) ..... | 105 |
| Fig. IV.6. Les toitures plates .....  | 106 |
| Fig.IV.7. La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture Sense X .....                  | 107 |
| Fig. IV.8 .La distribution de $C_{pe}$ sur la toiture Sense Y .....                 | 107 |
| Fig.IV.9.Force résultante R.....  | 112 |

|  |     |
|--|-----|
| Fig.V.1. Modélisation de notre tour par ETABS .....                        | 117 |
| Fig.V.2.Dimensionnement de la structure.....                               | 120 |
| Fig.V.3 : Disposition des voiles .....                                     | 122 |
| Fig.V.4: 1 <sup>er</sup> mode de vibration (translation suivant Y).....    | 124 |
| Fig.V.5 : 2 <sup>eme</sup> mode de vibration (translation suivant X) ..... | 124 |
| Fig.V.6 :3 <sup>eme</sup> mode de vibration (rotation selon Z). .....      | 125 |
| Fig.V.7.Distribution des forces sismiques selon la hauteur .....           | 131 |
| Fig.V.8.distribution des efforts tranchants .....                          | 132 |
| Fig.VI.1.ferraillage des poutres secondaires .....                         | 145 |
| Fig. VI.2. ferraillage des poutres principal.....                          | 145 |
| Fig.VI.4.ferraillage des poteaux.....                                      | 153 |
| Fig.VI.5. Section transversale de voile .....                              | 154 |
| Fig. VI.6. Section entièrement tendue .....                                | 157 |
| Fig.VI.7.Numérotation des voiles .....                                     | 158 |
| Fig.VI. 8 .vue en 3D des voiles existantes .....                           | 158 |
| Fig.VI.9. Ferrailage des Trumeau .....                                     | 168 |
| Fig.VI .10. schéma ferrailages des voile yy .....                          | 169 |
| Fig.VI. 12.Shèma ferrailages des voile xx pour une face .....              | 170 |
| Fig.VI.13.Shèma ferrailage de tram eau pour une face.....                  | 170 |
| Fig .VII.1.Dimension du radier .....                                       | 174 |
| Fig .VII.2. Dimension de la nervure.....                                   | 175 |
| Fig.VII.3.Schéma du radier .....   | 176 |
| Fig.VII.4.ferraillage de la dalle du radier (Travée + appuie) .....        | 183 |



|   |     |
|---|-----|
| Fig.VII.5.Présentation schématique du débord .....          | 183 |
| Fig.VII.6.Diagrammes des sollicitations à ELUsens XX.....   | 186 |
| Fig.VII.7.Diagrammes des sollicitations à ELU sens YY ..... | 186 |
| Fig.VII.8.Diagrammes des sollicitations à ELS sens XX ..... | 187 |
| Fig.VII.9.Diagrammes des sollicitations à ELS sensYY .....  | 187 |
| Fig.VII.10.nervure en travée (/x).....                      | 189 |
| Fig.VII.11.nervure sur appui. (/x) .....                    | 189 |
| Fig. VII. 12. nervure en travée (/y).....                   | 190 |
| Fig.VII.13.Fig.nervure sur appui (/y) .....                 | 190 |
| Fig.VII.12.Ferraillage des Longrines (30*45).....           | 191 |

# **INTRODUCTION**

## **GENERAL**

## Introduction générale

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent et qui présente une force sismique importante.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Le présent travail a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation des ingénieurs, par l'étude complète d'une tour à usage d'habitation (R+10) à contreventement mixte en utilisant le logiciel ETABS qui sera présentée à l'aide des chapitres suivants :

Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Chapitre IV : Etude de vent.

Chapitre V : Etude sismique.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments de contreventements.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

**CHAPITRE I :**

**GENERALITE ET  
PRESENTATION DE  
L'OUVRAGE.**

## Chapitre I: Généralités et Présentation du projet

### I.1. Introduction :

Un bâtiment est un produit généralement unique (situation, contextes, usage,...), qui n'est pas que la somme des parties mais avant tout un assemblage constituant des systèmes cohérents ayant des interactions avec les systèmes existants (naturels globaux et locaux, culturels, patrimoniaux, infrastructures type VRD, transport en commun, la composition (mixité sociale, etc.).

Ces systèmes répondent à divers fonctions du bâtiment selon les interdépendances entre exigences attendues selon leurs natures, leurs échelles et leurs durées.

Diverses natures : essentielles (fondement même du bâti, rôle d'abri), selon les usages (aspects culturels, sociologiques, individuels), contextuels (données du lieu et du contexte)

Diverse échelles : (impacts sur l'environnement global-planétaire, sur l'environnement local : site, contexte ou impact sur l'environnement intérieur)

Durabilité ou longévité : quelle durée de vie du bâtiment, type et fréquences d'entretien et de maintenance

### I.2. Présentation du projet

#### I.2.1. Introduction:

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, balcons...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99version2003**) et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91, CBA 91**) et moyennant le logiciel de calcul (**ETABS**).

#### I.2.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un tour à usage commerciale et d'habitations, composées d'un Rez de chaussée plus dix étages, implanté à ALGER, qui est une Zone de moyenne sismicité zone II d'après les règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003).

Le RDC a été utilisée pour vocation commercial (magasins), les autres étages sont des logements d'habitation.

**I.2.3 .Caractéristiques géométriques de la structure:**

|                                   |               |
|-----------------------------------|---------------|
| <b>Longueur totale du tour</b>    | <b>24.1m</b>  |
| <b>Largeur totale du tour</b>     | <b>9.55m</b>  |
| <b>Hauteur totale du tour</b>     | <b>34.68m</b> |
| <b>Hauteur du RDC</b>             | <b>4.08m</b>  |
| <b>Hauteur des étages courant</b> | <b>3.06m</b>  |

**Tableau.I.1 : caractéristiques géométriques****I.2.4. Ossature et système constructif adopté :****❖ Ossature :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ❖ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

**❖ Planchers.****❖ Escaliers:**

On a un type d'escalier : Escalier droit d'un palier avec console utilisé pour l'accès d'un niveau à autre.

### ❖ Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est une brique creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :



**Fig .I.1. Briques creuses**

#### **a. Murs extérieurs:**

Le remplissage des façades est en maçonnerie double parois, elles sont composées de :

- Une cloison en brique à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une l'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en brique à 12 trous de 15 cm d'épaisseur.

#### **b. Murs intérieurs:**

- Une cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.
- Une cloison a séparation à double paroi de 30cm d'épaisseur.

#### **c. Revêtement:**

Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Leplancherterrasse serarecouvert paruneétanchéité multicouche imperméable évitant

La pénétration des eaux pluviales.

**❖ Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, Par contre au niveau des murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les Deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

- A noté que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

**❖ Acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en Béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur

**I.3.Caractéristiques des Matériaux****I.3.1.Introduction:**

Le béton est le matériau de construction le plus répandu à l'époque actuelle, à cause de sa résistance en donnant un monolithisme à la construction ; il est destiné à réaliser des éléments structuraux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Il est composé de plusieurs constituants élémentaires tels que : le ciment, les Agrégats et l'eau. Pour répondre aux besoins de certains usages des ajouts peuvent être envisagés tels que : les adjuvants, les fines, les additions....etc.

**I.3.2.composants du béton:****❖ Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable  $C_g \leq 5$  mm
- 800 L de gravillons  $C_g \leq 25$  mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se Faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une Centrale à béton.



La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent Élevés, et la durée de la production sur un site

La durée de la production sur un site donné est suffisamment longue

❖ **Principaux caractéristiques et avantages de 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.
- c) Mise en place et «serrage» 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 certains précaution dans la Réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.  
En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le Béton armé et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il Est difficile de palier tous les effets

**I.3.3. Caractéristiques mécaniques du béton :**

**I.3.3.1. Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette Résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 Cm<sup>2</sup> de section Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de «j» jours

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de «j» jours Inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la Formule :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

\* Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### I.3.3.2. Résistance à la traction :

Cette résistance est définie par la relation  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ .

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de  $f_{cj}$  ne dépasse 60 MPa

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### I.3.3.3. Résistance minimale du béton:

La résistance caractéristique minimale  $f_{c28}$  doit être égale:

- 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence.
- 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

L'article (7.2.1) du RPA 99 version 2003 est plus sévère en ce qui concerne la résistance minimale du béton et recommande la valeur de 22 MPa pour  $f_{c28}$  et une valeur maximum de 45 MPa.

### I.3.4. Modules de déformation longitudinale:

#### ❖ Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  (exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

#### ❖ Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec  $f_{cj}$  (exprime en MPA).

#### ❖ Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- 0,2 pour le calcul des déformations.
- 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

#### I.3.5. Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une Modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la Méthode de calcul aux états limites

#### ❖ Définition des états limitent :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa

Durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : sa ruine totale

Ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa

Durabilité d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des

Usagers

Les états limites sont classés en deux catégories :

#### ✓ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte

D'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etatlimiteultimederésistancepourlesmatériauxconstituesbétonouacier

**Exemple** : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

#### • Hypothèse de calcul :

-Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :  
 $\epsilon_{bc}=2\text{‰}$  en flexion composée.  
 $\epsilon_{bc}=3,5\text{‰}$  en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à  $\epsilon_s = 10\text{‰}$ .
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.  
     Le béton en compression.  
     L'acier en traction et en compression

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments Porteurs). Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelle (non majorée) et les Sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

• **Hypothèse de calcul :**

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}; \quad \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$$

Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence»}$$

**I.3.6. Déformation et contrainte de calcul :**

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour

Le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle et dans certains

Cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire

**I.3.6.1. Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L 91 modifié 99.p80) :**

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

C'est un diagramme contraintes-déformations du béton qui peut être utilisé

Dans le cas de E.L.U (en compression 2‰ et 3.5‰)

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$  cas d'actions courantes.

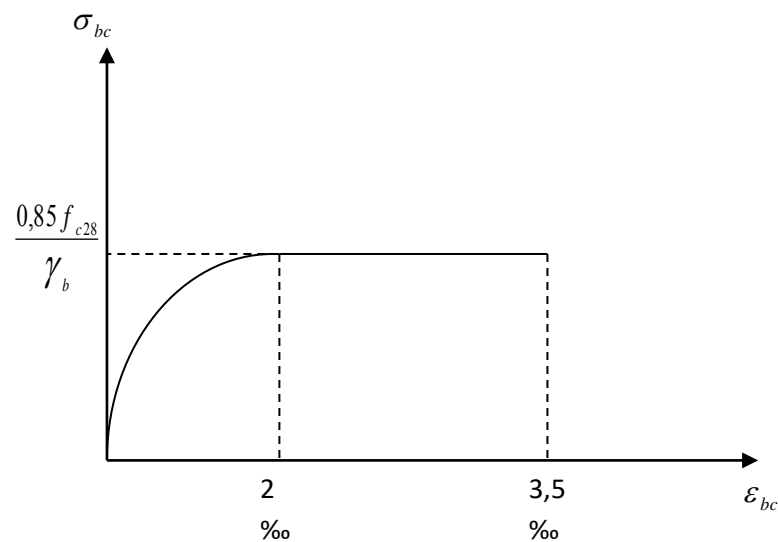
$\gamma_b = 1,15$  cas d'actions accidentelles

$\theta = 1$  durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$$


**Fig. I.2. Diagramme Parabole-rectangle**

### I.3.6.2. la contrainte limite de cisaillement :

Est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : Effort tranchant

$d$  : Hauteur utile de la section de béton considérée.

$b_0$  : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

✓ **la contrainte limite de service :**

La contrainte limite de service en compression  $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

### I.3.7. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

#### I.3.7.1. la limite d'élasticité garantie $f_e$ :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant:

| Type   | Nuance              | $f_e$ (Mpa) | Emploi   |
|--|---------------------|-------------|--|
| <b>Ronds lisses</b>                            | F <sub>e</sub> E22  | 215         | <b>Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées</b> |
|  | F <sub>e</sub> E24  | 235         |  |
| <b>Barres HA<br/>Type 1 et 2</b>               | F <sub>e</sub> E40  | 400         | <b>Emploi courant.</b>   |
|  | F <sub>e</sub> E50  | 500         |  |
| <b>Fils tréfiles<br/>HA<br/>Type 3</b>         | F <sub>e</sub> TE40 | 400         | <b>Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.</b>         |
|  | F <sub>e</sub> TE50 | 500         |  |
|  |                     |             |  |
| <b>Treillis soudés<br/>-lisses<br/>-Type 4</b> | <b>TSL</b>          | <b>500</b>  | <b>emploi courant</b>  |
|  | <b>TSHA</b>         | <b>520</b>  |  |

**Tableau I.2. La limite d'élasticité de l'acier**

- ❖ L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité  $f_e=400\text{Mpa}$ ), et pour les armatures transversales est un rond lisse **FeE24** ( $f_e=235\text{Mpa}$ ).

Le module d'élasticité :  $E_s = 2 * 10^5 \text{ MPA}$

**1.3.7.2. Diagramme déformation contrainte de calcul :**

❖ **Contrainte limite ultime:**

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

$f_e$  : limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

$$\zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \text{ allongement unitaire de l'acier}$$

❖ **Contrainte limite de service :**

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

Fissuration préjudiciable :

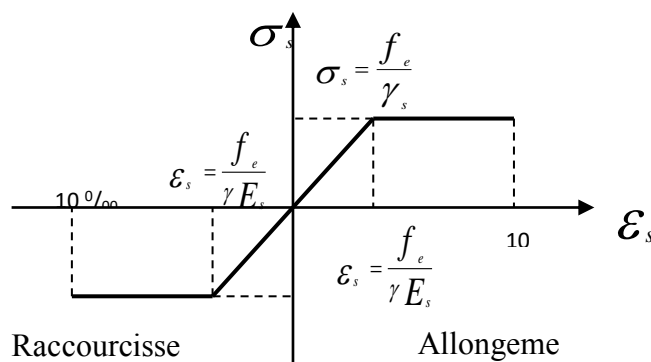
$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ MPA.}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \text{ MPA.}$$

Avec  $\eta$  : n Coefficient de fissuration dont la valeur est:

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$



**Figure .I.3. Diagramme Contraintes-Déformations**

### I.3.8. Actions et sollicitations :

#### I.3.8.1. Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

G : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).

Q : Charges variables (charges d'exploitations + charges climatiques).

E : Charges sismiques.

#### I.3.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

Sollicitations de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

À l'état limite ultime **ELU**.

➤  $1,35.G + 1,5.Q$ .

A l'état Limite de Service **ELS**

➤  $G + Q$

❖ **Sollicitations sismiques :**

Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le RPA 99 Version 2003:

➤  $G + Q + E$ .

➤  $0,8 \times G \pm E$ .

➤  $G + Q + 1,2 E$



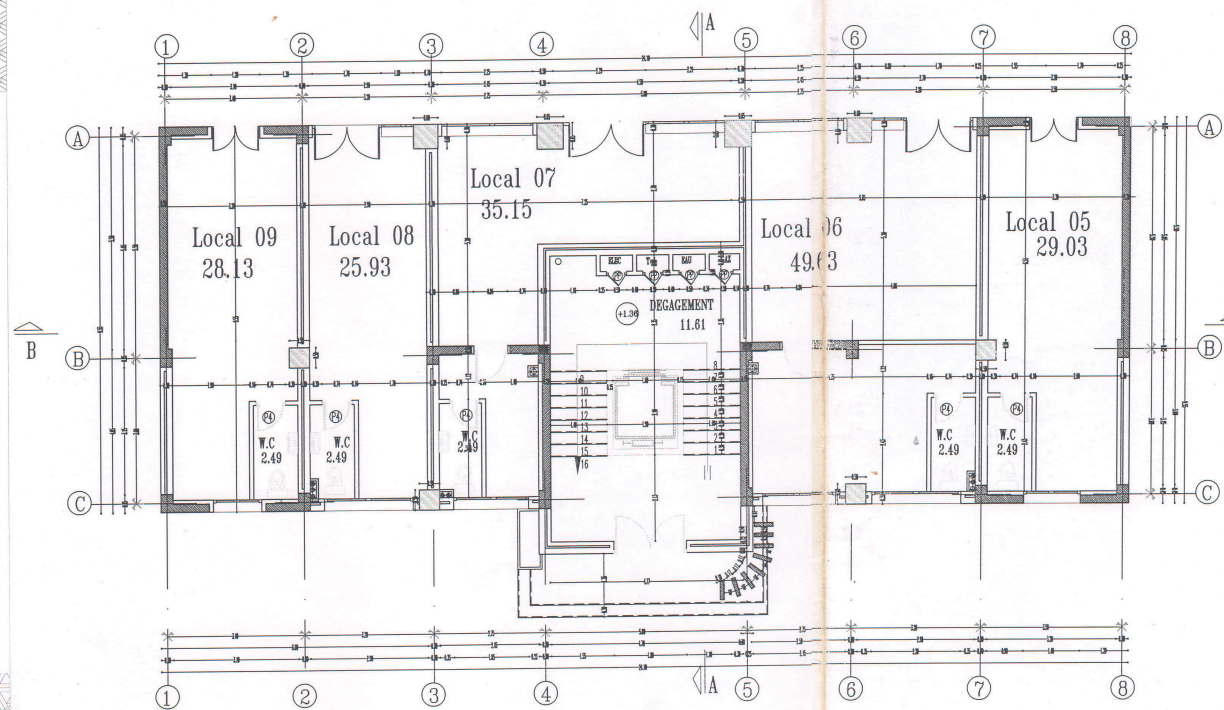
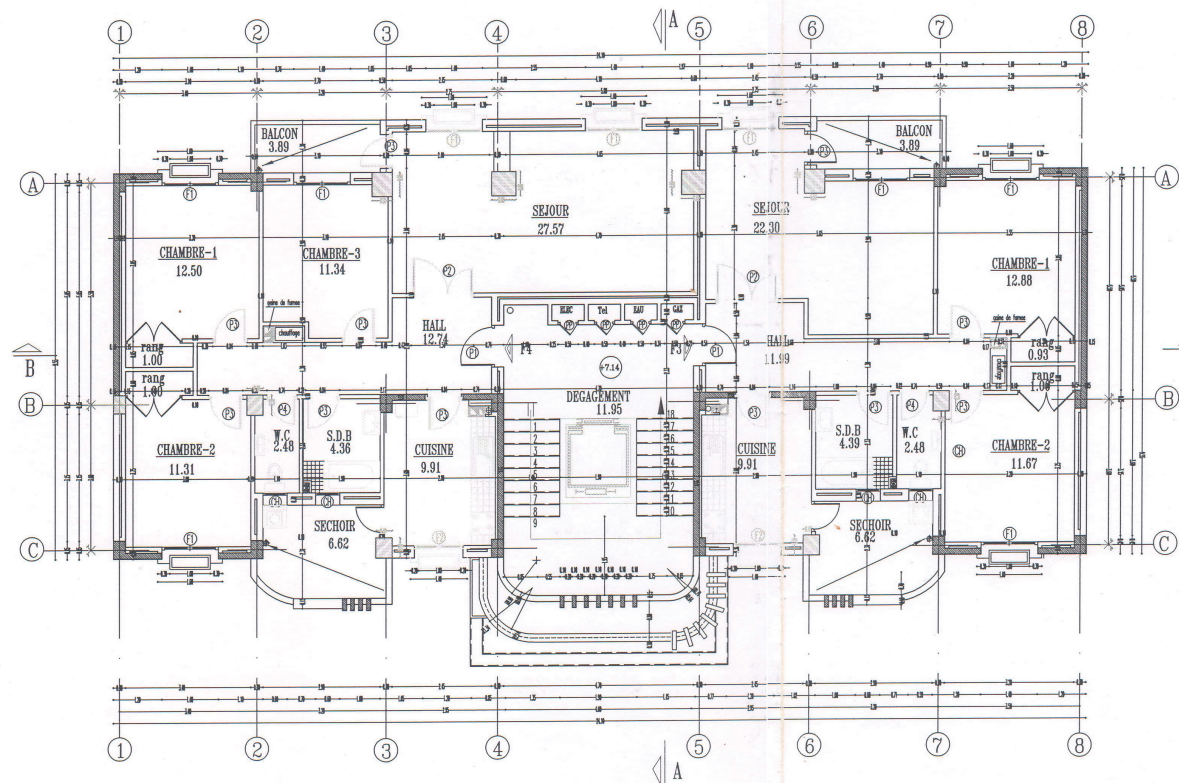


TABLEAU DE SURFACE

| Désignation    | Surfaces |
|----------------|----------|
| LOCAL 05       | 29.03 m2 |
| LOCAL 06       | 49.63 m2 |
| LOCAL 07       | 35.15 m2 |
| LOCAL 08       | 25.93 m2 |
| LOCAL 09       | 28.13 m2 |
| Surface Totale | 167.07m2 |

PLAN REZ-DE-CHAUSSEE

|   |                     |                    |      |         |        |
|---|---------------------|--------------------|------|---------|--------|
| ETUDE : ARCHITECTURE  | Maitre de l'ouvrage | B*E*T NACERI SALIM |      |         |        |
| PROJET : (134+52) LOGEMENTS PROMOTIONNELS (A APPREUVAL) KOUBA | O.P.C.I             | HUSSEIN DEY        |      |         |        |
| PLANS :   | BLOCS               | BAT                | NIV  | Echelle | Numero |
| PLAN REZ-DE-CHAUSSEE  | C1                  | BARRE              | C+10 | 1/50    |        |
|   | DATE : JANVIER 2009 |                    |      |         |        |



**PLAN 1-10 ETAGE**

**TABLEAU DE SURFACE**

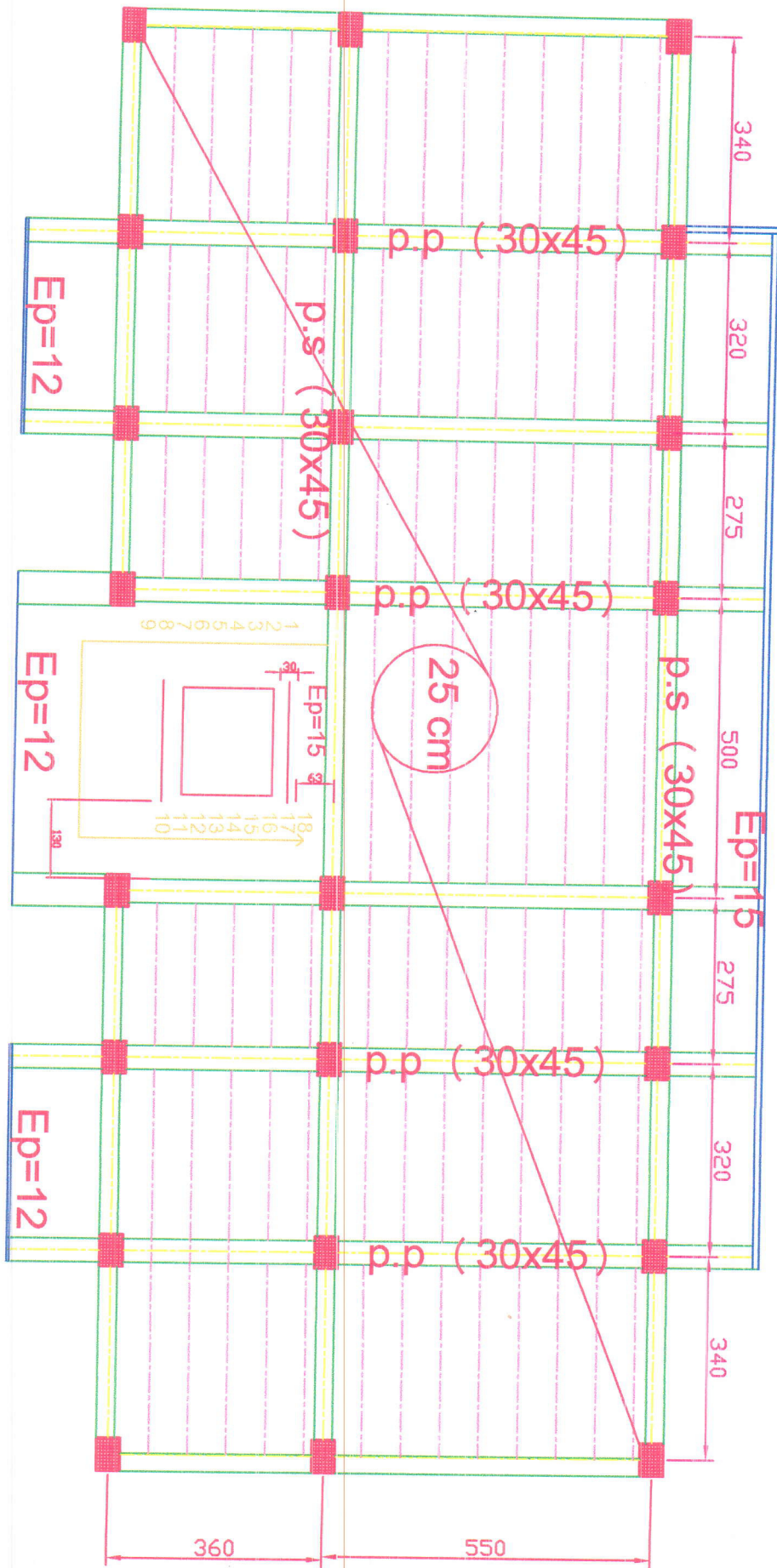
| DESIGNATION              | F3                         | F4                          |
|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| sejour                   | 22.30 m <sup>2</sup>       | 29.77 m <sup>2</sup>        |
| hall                     | 11.99 m <sup>2</sup>       | 12.74 m <sup>2</sup>        |
| chambre 1                | 12.88 m <sup>2</sup>       | 12.50 m <sup>2</sup>        |
| chambre 2                | 11.67 m <sup>2</sup>       | 11.34 m <sup>2</sup>        |
| chambre 3                |                            | 11.31 m <sup>2</sup>        |
| chambre 4                |                            | 11.31 m <sup>2</sup>        |
| cuisine                  | 9.91 m <sup>2</sup>        | 9.91 m <sup>2</sup>         |
| salle de bain            | 4.39 m <sup>2</sup>        | 4.36 m <sup>2</sup>         |
| w.c                      | 2.48 m <sup>2</sup>        | 2.48 m <sup>2</sup>         |
| rangement                | 1.93 m <sup>2</sup>        | 2.18 m <sup>2</sup>         |
| <b>SURFACE HABITABLE</b> | <b>77.55 m<sup>2</sup></b> | <b>96.59 m<sup>2</sup></b>  |
| SECHOIR                  | 6.62 m <sup>2</sup>        | 6.62 m <sup>2</sup>         |
| BALCON                   | 3.89 m <sup>2</sup>        | 3.89 m <sup>2</sup>         |
| <b>SURFACE UTILE</b>     | <b>88.06 m<sup>2</sup></b> | <b>107.07 m<sup>2</sup></b> |
| DEGAGEMENT               | 11.95 m <sup>2</sup>       |                             |

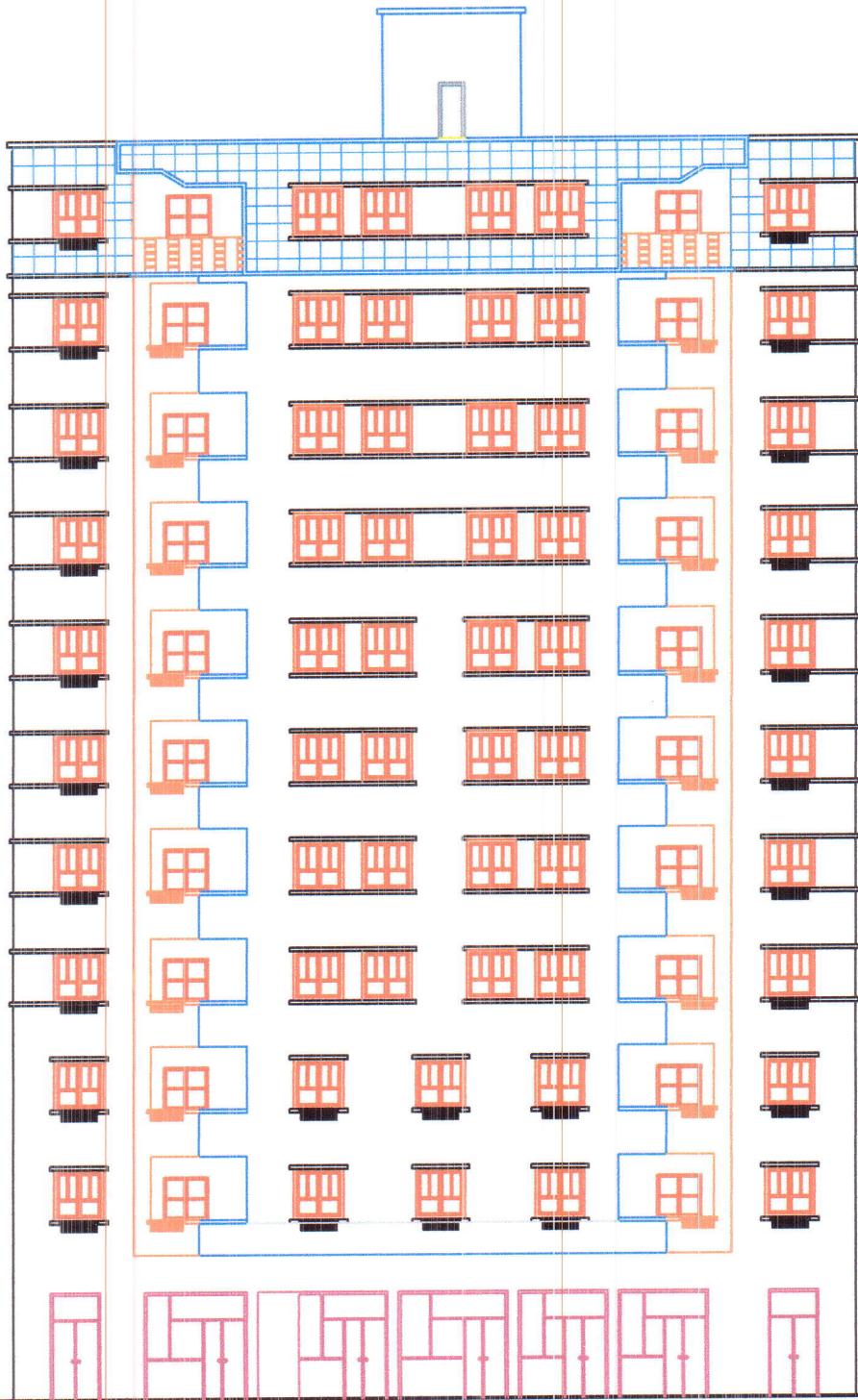
Tel:(031) 52 06 22

\* 8002 337111 \*

|   |                     |                     |
|---|---------------------|---------------------|
| ETUDE : ARCHITECTURE  | Maitre de l'ouvrage | B*E*T NACERI SALIM  |
| PROJET : (134+52) LOGEMENTS PROMOTIONNELS (A APPREUVAL) KOUBA | O.P.G.I Hussein Dey | DATE : 02/01/09     |
| PLANS :   | BLOCS               | BAT                 |
| PLAN 2 <sup>E</sup> ETAGE                                     | C1                  | BARRE C+10          |
|   |                     | DATE : JANVIER 2009 |

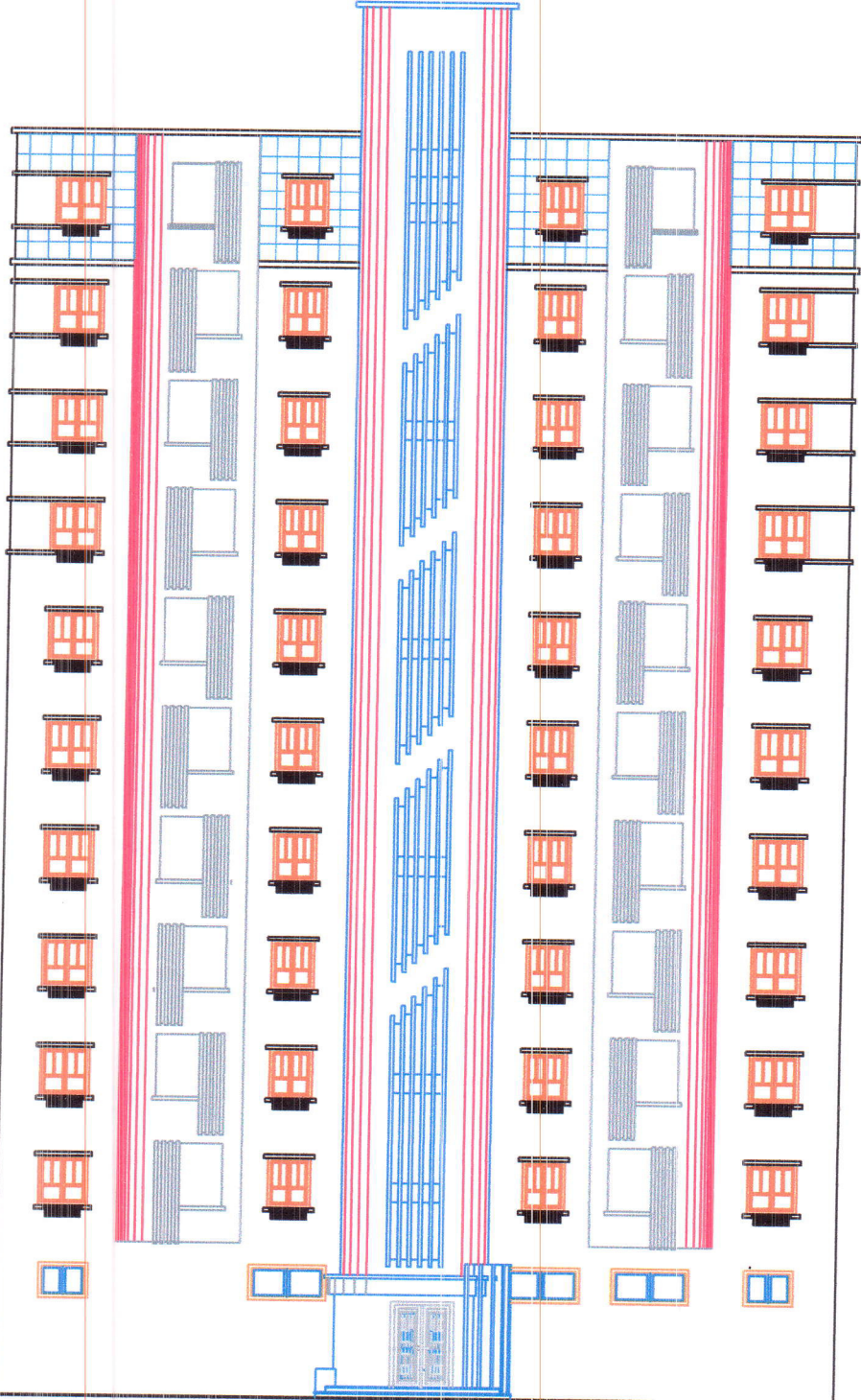
CELLULE BARRE F4F3





|  |   |   |
|--|---|---|
| AUTEUR : ARCHITECTE<br>PROJET : (Sécher) SOCIÉTÉ INDUSTRIELLE (A APPROUVER) ROMA<br>DATE : | Maître de l'ouvrage<br>O.P.G.I<br>JEAN-PIERRE BAYLE<br>RUE :<br>N° :<br>CP :<br>VILLE : | B*E*T<br>NACERI SALIM<br>10000 ALGER<br>TEL : 021 22 22 22<br>FAX : 021 22 22 22<br>MOBILE : 079 22 22 22<br>E-MAIL : |
| FACADE PRINCIPALE  | CI<br>0-10  | 1/50<br>2000  |

CELLULE BARRE P4FS

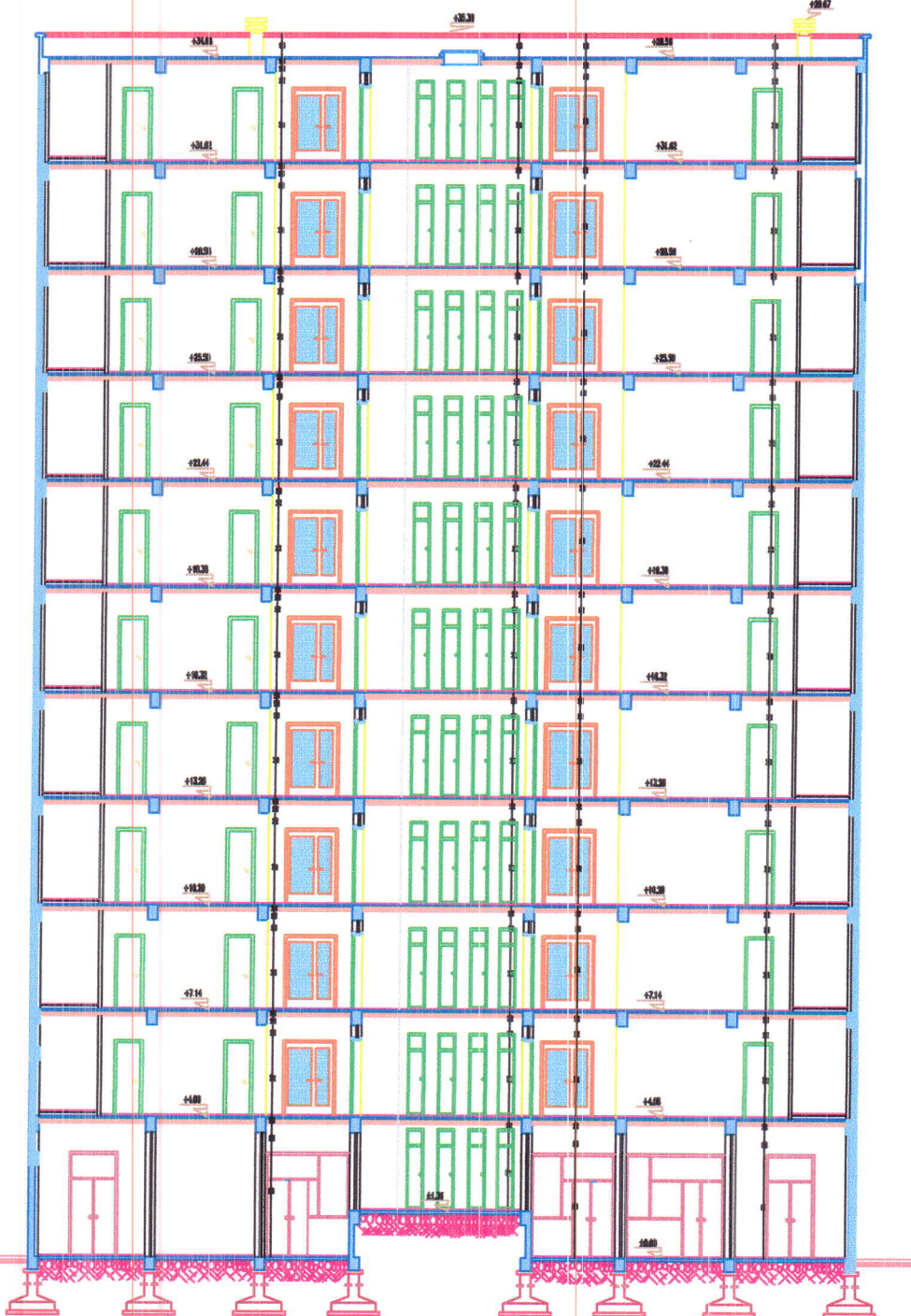


|   |   |   |
|---|---|---|
| SERVICE : ARCHITECTURE<br>FONDATEUR :<br>(1964-02) ASSOCIATION PROFESSIONNELLE<br>(A APPRENTISSAGE) BOUHA | Maître<br>de l'ouvrage<br>O.P.G.I<br>Association DAKSI<br>Association DAKSI | B*E*T<br>NACERI SALIM<br>2008 : 002 21 21 21<br>2008 : 002 21 21 21 |
| PRETS :<br>FACADE POSTERIEURE   | (M)CJ<br>CI<br>BAUME<br>Co 10<br>1,00                                       | (M)CJ<br>BAUME<br>Co 10<br>1,00<br>Batale<br>Batale                 |
| DATE : JANVIER 2008   |   |   |

CELLULE BARRE F4FS

\*JUILLET 2008\*

Tel: (031) 52 06 22



|  |                     |                              |
|--|---------------------|------------------------------|
| ETUDE : ARCHITECTURE   | Maitre de l'ouvrage | BT "B" Bloc C N° 362 DAKSI 1 |
| PROJET : (Société) SOCIÉTÉ ALGERIENNE DE CONSTRUCTION (S.A.C.) | G.P.C.7             | DATE : 01/01/2000            |
| PLANS :  | PROJETÉ, Dessiné    | Scale : 1/50                 |
| COUPE B-B  | CI                  | REV   Détails   Remarques    |
|  | DATE : JANVIER 2000 |                              |

ORIGINE BARRE P4P3



|   |                                |                       |
|---|--------------------------------|-----------------------|
| STUDIUM : ARCHITECTURE                            | Maitre de l'ouvrage<br>O.P.S.J | B*E*T<br>NACERI SALIM |
| PROJET : (SOUHAITANT PROMOTEUR) (A APPROUVA) BENT | Djagorouj BENT                 | 003 24 42 22          |
| PLANNING :  | CI                             | 003 24 42 22          |
| COUPE A-A   | CI                             | 003 24 42 22          |
|   | DATE : JANVIER 2000            |                       |

CELLULE BARRE F4F9

# **CHAPITRE II :**

**PREDIMENSIONNEMENT**

**DES ELEMENTS**

**STRUCTURAUX ET**

**DESCENTE DE CHARGE.**



## Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

### II .1. Introduction :

Le Pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et **RPA 99/ version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré dimensionnement pour chaque type des éléments Suivants :

- Planchers.
- Balcon.
- Voiles.
- Poutres.
- Poteaux.
- Escaliers.

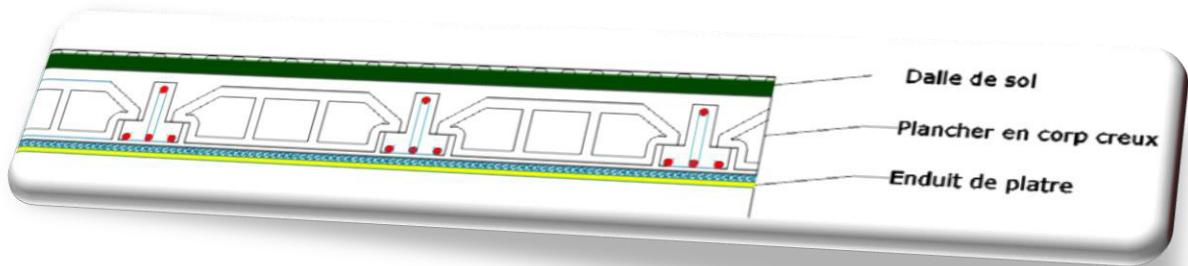
### II .2. Pré dimensionnement du plancher :

Ce présent ouvrage admet des plancher à corps creux pour les étages courants et RDC, et de type dalles pleines pour la cage d'escalier.

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

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (Corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ❖ Facilité de réalisation.
- ❖ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- ❖ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- ❖ Economie dans le coût de coffrage.



**Fig. II .1 : Plancher a corps creux**

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles  $h_t$ , et des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après du plancher est déterminée par la condition ci-après :

$$h_t/L_x \geq \max \left\{ (1/15) \cdot (M_t/M_o), (1/22.5) \right\}$$

avec  $L_x$  : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure entre nus  $L_x=5m$

$M_t$  : le moment en travée  $M_t \geq 0.75M_o$

$M_o$  : moment isostatique correspondant

$$h_t \geq \max \left\{ (1/15) \cdot (M_t/M_o) \cdot (L_x) ; (L_x/22.5) \right\}$$

$$h_t \geq \max \left\{ (1/15) \cdot (0.75) \cdot (500) ; (500/22.5) \right\}$$

$$h_t \geq \max \{ 25 ; 22,22 \} \rightarrow h_t = 25cm$$

Donc on adopte l'épaisseur de :  $h_t=25cm$

Tel que :  $h_t= D+E =20+5$  avec :  $D$  : l'épaisseur du corps creux

$E$  : l'épaisseur de la dalle de compression

Pour la largeur de la nervure nous avons :  $b_o= (8;14)cm \rightarrow b_o=10cm$

### II .2.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

- $B1 \leq (L_{max}/10) \rightarrow B1 \leq (500/10)=50cm$
- $B1 \leq (L_{hourdis}/2) \rightarrow B1 \leq (55/2)=27,5cm$
- $6h_o \leq B1 \leq 8h_o \rightarrow 30cm \leq B1 \leq 40cm \rightarrow B1=27.5cm$

Donc :  $B=2*B_1+b_0=2*27.5+10=65\text{cm} \rightarrow \mathbf{B=65\text{cm}}$

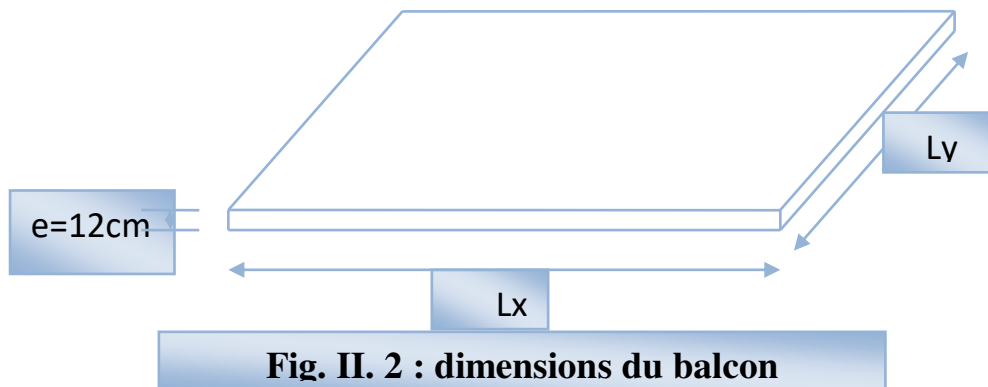
### II.3. Pré dimensionnement du balcon :

Pour les parties en console de plancher de notre bâtiment, nous avons adopté une type de plancher dalle pleine portée sur trois appuis. et les deux autre types calculé comme console. La condition de la flèche doit être vérifiée :

$$L/15 \leq e \leq (L/20) + 7 \rightarrow L = 1\text{m} \text{ \{la longueur du plus grande portée\}}$$

$$100/15 \leq e \leq (100/20) + 7 \rightarrow 6.67 \leq e \leq 12$$

Donc:  $e=12\text{cm}$



### II.4. Pré dimensionnement des voiles:

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99 servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés 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 éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : porté du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99** « l'épaisseur minimale est de 15 cm ».de plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3.06\text{m}$  et des conditions de rigidité aux extrémités, on a :

$$e \geq h_e/22 \Rightarrow e \geq 13.91 \text{ cm}$$

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

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

$$e \geq \max (15; 13.91 ; 15.30)$$

$$e \geq 15.30 \text{ cm}$$

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



**Fig. II. 3 : coupe de voile en élévation**

## II.5. Pré dimensionnement des escaliers:

### a- L'emmarchement:

Bâtiment à usage d'habitation : l'emmarchement de 1.4m

### b- Les marches et les contre marches :

Pour les dimensions des marches «  $g$  » et des contre marche «  $h$  » on utilise généralement la formule de «**BLONDAL**» :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$

Avec :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

- Vérification de la formule de Blondel :  $60\text{cm} \leq m \leq 65\text{cm}$

On a  $m = g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm}$

$\Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$

La hauteur de volé est égale à :  $H_v = H/2$  ( $H=3,06\text{m}$ )

- Nombre des contre marche :

$$\frac{H_v}{h} = \frac{1.53}{0,17} \Rightarrow N_{cm}=9 \text{ contre marches}$$

- Nombre des marches :

$N_m = N_{cm} - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$

- La ligne de foulée :

$L_f = g \times N_m = 0,3 \times 8 = 2.4 \text{ m}$

- L'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.53}{2.4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

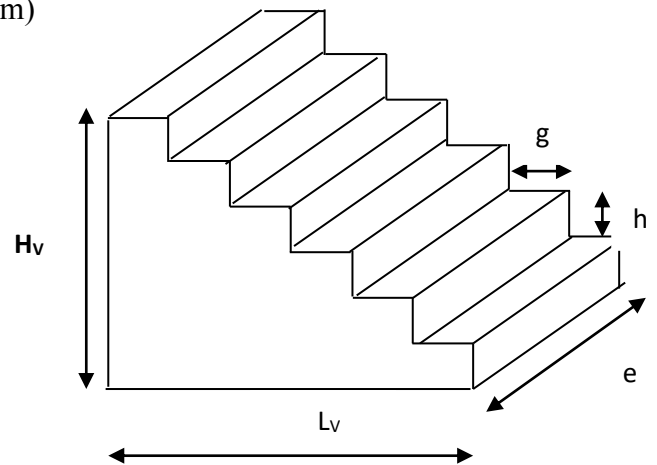
- Epaisseur de la pailasse :

Selon la condition suivant :

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) . L$$

Avec :  $L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85\text{m}$

Donc pour assurer la déformabilité des escaliers on fixe :  $e = 15\text{cm}$



**Fig. II. 4. Dimension d'un escalier**

## II.6. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments de type barre faisant partie de la structure, leur rôle est la transmission des charges et surcharges appliquées sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (voiles et poteaux). Leur pré dimensionnement est donné par les formules empiriques suivantes :

### II.6.1.La condition de flèche :

$$(L/15) \leq h \leq (L/10) \quad ; \quad 0.3h \leq b \leq 0.5h$$

- D'après RPA

Le **RPA** exige les valeurs suivantes pour les dimensions de la poutre en zone II :

$$h \geq 30\text{cm} ; b \geq 20\text{cm} ; h/b \leq 4$$

$h$  : la hauteur de la poutre ;  $b$  : la largeur de la poutre ;  $L$  : la portée de la poutre

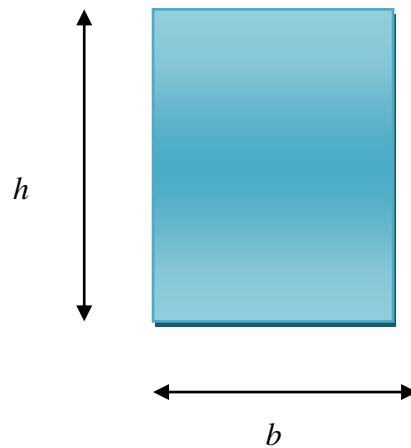


Fig. II. 5. Section des poutres

### II.6.2.Poutres longitudinales (secondaires):

$$\text{Soit } L_{\max}=500\text{m} \Rightarrow (500/15) \leq h \leq (500/10)$$

$$33.33 \leq h \leq 50 \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 22.5 \Rightarrow b = 20\text{cm}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions **RPA 99** :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 20 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 20\text{cm} \Rightarrow 45 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow (45/20) = 2.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

donc on adopte :  $b=30\text{cm}$

soit :  $b \cdot h = (30 \cdot 45) \text{ cm}^2$

**II.6.3. Poutres transversales (principales):**

Soit  $L_{\text{max}}=550\text{m} \Rightarrow (550/15) \leq h \leq (550/10)$

$$36.66 \leq h \leq 55 \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 22.5 \Rightarrow b = 20\text{cm}$$

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions **RPA 99** :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 20 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h \geq 20\text{cm} \Rightarrow 45 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$h/b \leq 4 \Rightarrow (45/20) = 2.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

pour des raisons architectural nous avons des murs de 30cm d'épaisseur, donc on adopte :  $b=30\text{cm}$

Soit :  $b \cdot h = 30 \cdot 45 \text{ cm}^2$



**PP : 30\*45**



**PS : 30\*45**

**Fig. II. 6 Dimension des poutres**

### II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales aux fondations. Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section du béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente des charges.

Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes :

- D'après le **RPA99**/version **2003** :

$$\text{Min } (b ; h) > 25\text{cm}$$

$$\text{Min } (b ; h) \geq h_e / 20 \dots\dots\dots(\text{zone III})$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime  $N_{ult}$  agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ult} \leq \alpha \cdot Br \cdot [(f_{c28}/0.9\gamma_b) + (AS \cdot f_e / Br \cdot \gamma_s)]$$

Et d'après les règles **BAEL91** : elle préconise de prendre la section réduite  $Br$

- $N_{ult}$ : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ ) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.
- $Br$  : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite de 2 cm, [ $Br = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$ ].
- $f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )
- $f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400 \text{ MPa}$ )
- $AS$  : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  (situation durable ou transitoire).
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$  (situation durable ou transitoire).



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

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

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

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section:

$$\frac{A_s}{Br} = \frac{1}{100} \text{ alors : } N_u \leq \alpha \cdot Br \cdot \left[ \frac{f_{c28}}{90\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right] \Rightarrow Br \geq \frac{N_u}{\alpha} \cdot \left[ \frac{90\gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100\gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow Br \geq 0.064 N_u$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow Br \geq 0.075 N_u$$

$N_u$  est déterminé à partir de la descente de charge

On se fixe sur un élanement mécanique par exemple  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou :  $B = 1.2$

D'après RPA99/ version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A/Br = 0,9\% \text{ (zone III).} \\ Br \text{ (m}^2\text{)} \geq 0.0652 N_u \text{ (KN)} \end{array} \right.$$

**II.8. Evaluation des charges et surcharges :**

**II.8.1. Les planchers :**

**a-Plancher terrasse corps creux « inaccessible » :**

| Matériaux                                | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--|---------------|--------------------------------------|----------------------------|
| <b>1-Protection en gravillons roulés</b> | 0,05          | 17                                   | <b>0,85</b>                |
| <b>2-Etanchéité multicouches</b>         | ...           | ...                                  | <b>0,12</b>                |
| <b>3-Béton forme de pente</b>            | 0,08          | 22                                   | <b>1,76</b>                |
| <b>4-Isolation thermique</b>             | 0,05          | 03                                   | <b>0,15</b>                |
| <b>5-Plancher a corps creux</b>          | 0,025         | /                                    | <b>3.25</b>                |
| <b>6-Enduit de plâtre</b>                | 0,01          | 10                                   | <b>0,20</b>                |
|  |               | <b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>      | <b>6,33</b>                |

**Tab. II.1. charge permanente due aux plancher terrasse**

✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

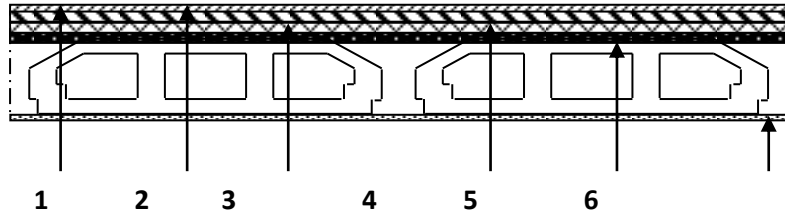


Fig. II.7 : Coupe plancher terrasse

b- Plancher étage courant corps creux :

| Matériaux                       | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------|
| 1-cloison                       | /             | /                                    | 1,20                       |
| 2-carrelage                     | 0,02          | 22                                   | 0,44                       |
| 3-mortier de pose               | 0,02          | 20                                   | 0,40                       |
| 4-couche de sable fin           | 0,02          | 18                                   | 0,36                       |
| 5-Plancher a corps creux        | /             | /                                    | 3.25                       |
| 6-Enduit de plâtre              | 0,02          | 10                                   | 0,20                       |
| <b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b> |               |                                      | <b>5.85</b>                |

Tab. II.2.charge permanente due aux plancher étage

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

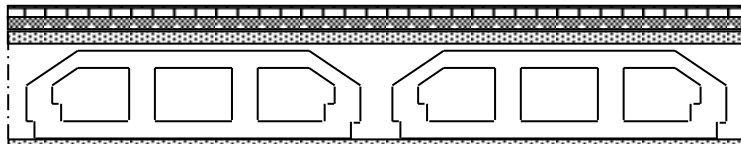


Fig. II.8: Coupe plancher étage courant

## II.8.2. Les balcons:

## b - Balcon d'étage courant :

| Matériaux                | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------|
| -carrelage               | 0,025         | 20                                   | <b>0,44</b>                |
| -mortier de pose         | 0,02          | 20                                   | <b>0,40</b>                |
| -couche de sable         | 0,02          | 19                                   | <b>0,36</b>                |
| -plancher a dalle pleine | 0,2           | 25                                   | <b>5</b>                   |
| -Enduit de ciment        | 0,02          | 18                                   | <b>0,40</b>                |
|                          |               | <b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b>      | <b>6,6</b>                 |

Tab. II.3. charge permanente due aux Balcon étage

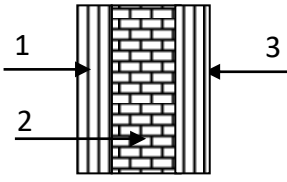
✓ Surcharges d'exploitation :  $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

## II.8.3. Murs extérieures: (épaisseur e= 30cm)

|  | Couche & épaisseur (cm)   | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |  |
|--|---------------------------|--------------------------------------|------------------------|--|
| 1                                      | Enduit de plâtre 1,5 (cm) | 10                                   | 0,15                   |  |
| 2                                      | Brique creux 10(cm)       | ----                                 | 0,90                   |  |
| 3                                      | L'aime d'aire 5(cm)       | ----                                 | ----                   |  |
| 4                                      | Brique creux 15(cm)       | ----                                 | 1,35                   |  |
| 5                                      | Enduit de ciment 2(cm)    | 18                                   | 0,4                    |  |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                           |                                      | 2,75                   |  |

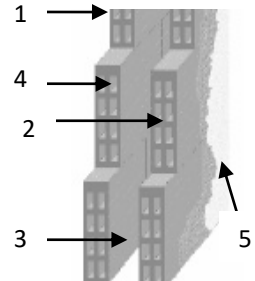
Tab. II.4. charge permanente due aux murs extérieurs

**II.8.4. Cloison intérieure: (épaisseur e= 10 cm)**

|  | Couche & épaisseur (cm)   | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |  |
|--|---------------------------|--------------------------------------|------------------------|--|
| 1                                      | Enduit de plâtre 1.5 (cm) | 10                                   | 0,15                   |  |
| 2                                      | Brique creux 10(cm)       | ----                                 | 0,90                   |  |
| 3                                      | Enduit de plâtre 1.5 (cm) | 10                                   | 0,15                   |  |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                           |                                      | 1,20                   |  |

**Tab. II.5.charge permanente due à la cloison intérieure**

**II.8.5. Cloisons intérieures à doubles parois:**

|  | Couche et épaisseur (cm)  | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | G (KN/m <sup>2</sup> ) |  |
|--|---------------------------|--------------------------------------|------------------------|---|
| 1                                      | Enduit de plâtre 1,5 (cm) | 10                                   | 0,15                   |   |
| 2                                      | Brique creux 10(cm)       | ----                                 | 0,90                   |   |
| 3                                      | L'air d'air 5(cm)         | ----                                 | ----                   |   |
| 4                                      | Brique creux 15(cm)       | ----                                 | 1,30                   |   |
| 5                                      | Enduit de plâtre 1.5 (cm) | 10                                   | 0,15                   |   |
| Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> ) |                           |                                      | 2,50                   |   |

**Tab. II.6.charge permanente due à la cloison intérieure à doubles parois**

**II.8.6.Les escaliers :**

**a- Le palier :**

| Matériaux                       | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> ) | Poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|---------------|--------------------------------------|----------------------------|
| -carrelage                      | 0,02          | 22                                   | <b>0,44</b>                |
| -mortier de pose                | 0,02          | 20                                   | <b>0,40</b>                |
| -couche de sable fin            | 0,02          | 18                                   | <b>0,36</b>                |
| -poids propre de palier         | 0,2           | 25                                   | <b>5</b>                   |
| -Enduit de ciment               | 0,02          | 20                                   | <b>0,40</b>                |
| <b>Total (KN/m<sup>2</sup>)</b> |               |                                      | <b>6,6</b>                 |

**Tab. II.7.charge permanente due au palier**

✓ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

**b- la paille :**

| Matériaux                 | Epaisseur (m)     | Poids volumique<br>( $\text{KN/m}^3$ )    | Poids ( $\text{KN/m}^2$ ) |
|---------------------------|-------------------|---|---------------------------|
| -carrelage                | 0,02              | 22  | <b>0,44</b>               |
| -mortier de pose          | 0,02              | 20  | <b>0,40</b>               |
| -couche de sable fin      | 0,02              | 18  | <b>0,36</b>               |
| -poids propre des marches | 0,17/2            | 25  | <b>2,12</b>               |
| -poids propre de paille   | 0,15x25/Cos32, 51 |   | <b>4,44</b>               |
| -enduit de ciment         | 0,02              | 20/ Cos32, 51                             | <b>0,40</b>               |
|                           |                   | <b>Total (<math>\text{KN/m}^2</math>)</b> | <b>8,16</b>               |

**Tab. II.8.charge permanente due au paille**

✓ Surcharge d'exploitation:  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

### II.9. Descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..) Les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification, les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenue compte de l'effet discontinuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25%de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges des trois poteaux qui sont :

- poteau d'angle.
- poteau de rive.
- Poteau intermédiaire.

### **II.9.1. Les charges réglementaires :**

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présente le poids mort ( G)
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q)

#### **1. Les charges permanentes: (G)**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en

Fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

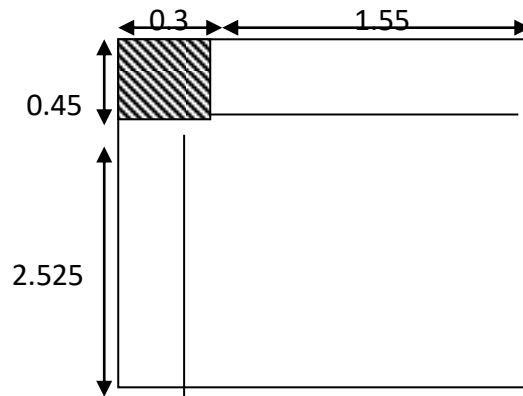
#### **2. Les charges d'exploitation: (Q)**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire est doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le **D.T.R** des charges permanentes et charges d'exploitations.

Pour la descente des charges, on prend les poteaux les plus sollicités :

- a. Poteau d'angle.
- b. Poteau de rive.
- c. Poteau intermédiaire.

**Poteau d'angle:****Fig. II.9: la section du poteau d'angle****a .poteau d'Angle:(A-1)****a.1.plancher terrasse:**

- **Charge permanente:**

- Poids du Plancher terrasse:  $[1.55 \times (2.525 + 0.15)] \times 6.33 = 26.24 \text{KN}$

- Poids de l'acrotère:  $1,725 \times (1.65 + 2.775) = 7.63 \text{KN}$

- Poids des PP  $(2.525 \times 0.3 \times 0.45 \times 25) = 8.52 \text{KN}$

- Poids des PS  $(1.55 \times 0.3 \times 0.45 \times 25) = 5.23 \text{KN}$

- Poids de poteau  $(0.45 \times 0.3 \times 3.06 \times 25) = 10.32 \text{KN}$

- **Charge d'exploitation:**

- Poids du plancher terrasse  $[(1.55 + 0.3) \times (0.45 + 2.525) \times 1] = 5.5 \text{KN}$

**a.2.plancher étage courant:**

- **Charge permanente:**

- Plancher étage courant:  $[1.55 \times (2.525 + 0.15)] \times 5.85 = 24.25 \text{KN}$

- Poids du RDC :  $[1.55 \times (2.525 + 0.15)] \times 5.65 = 23.42 \text{KN}$

- Poids du poteau RDC  $(0.3 \times 0.45 \times 4.08 \times 25) = 13.77 \text{KN}$

- Poids du poteau d'étage  $(0.3 \times 0.45 \times 3.06 \times 25) = 10.32 \text{KN}$

- Poids du mur extérieur :

- RDC :  $1 \times (4.08 - 0.45) \times 2.75 = 9.98 \text{KN}$

- Etage :  $[(3.06 - 0.45) \times (2.525 + 0.9) \times 2.75] = 24.58 \text{KN}$

- **Charge d'exploitation:**
- Poids du plancher étage :  $[1.55 \times (2.525 + 0.15)] \times 1.5 = 6.21 \text{ KN}$
- Poids du RDC (commercial) :  $[1.55 \times (2.525 + 0.15)] \times 5 = 20.72 \text{ KN}$

| Niveau (Ni)    | Elément                  | Q avant dégression | dégression | G(KN)  | Q(KN)   |
|----------------|--------------------------|--------------------|------------|--------|---------|
| N <sub>0</sub> | l'acrotère               |                    |            | 7.63   |         |
|                | Plancher terrasse        |                    |            | 26.24  |         |
|                | PS                       |                    |            | 5.23   |         |
|                | PP                       |                    |            | 8.52   |         |
|                | Charge d'exploitation    | 5.5                | 1          |        | 5.5     |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 47.62  | 5.5     |
| N <sub>1</sub> | Venant de N <sub>0</sub> |                    |            | 47.62  |         |
|                | Mur extérieur            |                    |            | 24.58  |         |
|                | Poteau                   |                    |            | 10.32  |         |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 82.52  | 5.5     |
| N <sub>2</sub> | Venant de N <sub>1</sub> |                    |            | 82.52  |         |
|                | Plancher étage           |                    |            | 24.25  |         |
|                | PS                       |                    |            | 5.23   |         |
|                | PP                       |                    |            | 8.52   |         |
|                | Charge d'exploitation    | 6.21               | 0.95       |        | 5.8995  |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 120.52 | 11.3995 |
| N <sub>3</sub> | Venant de N <sub>2</sub> |                    |            | 120.52 |         |
|                | Mur extérieur            |                    |            | 24.58  |         |
|                | Poteau                   |                    |            | 10.32  |         |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 155.42 | 11.3995 |
| N <sub>4</sub> | Venant de N <sub>3</sub> |                    |            | 155.42 |         |
|                | Plancher étage           |                    |            | 24.25  |         |
|                | PS                       |                    |            | 5.23   |         |
|                | PP                       |                    |            | 8.52   |         |
|                | Charge d'exploitation    | 6.21               | 0.90       |        | 5.589   |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 193.42 | 16.9885 |
| N <sub>5</sub> | Venant de N <sub>4</sub> |                    |            | 193.42 |         |
|                | Mur extérieur            |                    |            | 24.58  |         |
|                | Poteau                   |                    |            | 10.32  |         |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 228.32 |         |
| N <sub>6</sub> | Venant de N <sub>5</sub> |                    |            | 228.32 |         |
|                | Plancher étage           |                    |            | 24.25  |         |
|                | PS                       |                    |            | 5.23   |         |
|                | PP                       |                    |            | 8.52   |         |
|                | Charge                   | 6.21               | 0.85       |        | 5.2785  |



|                       |                           |      |      |        |         |
|-----------------------|---------------------------|------|------|--------|---------|
|                       | d'exploitation            |      |      |        |         |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 266.32 | 22.267  |
| <b>N<sub>7</sub></b>  | Venant de N <sub>6</sub>  |      |      | 266.32 |         |
|                       | Mur extérieur             |      |      | 24.58  |         |
|                       | Poteau                    |      |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 301.22 |         |
| <b>N<sub>8</sub></b>  | Venant de N <sub>7</sub>  |      |      | 301.22 |         |
|                       | Plancher étage            |      |      | 24.25  |         |
|                       | PS                        |      |      | 5.23   |         |
|                       | PP                        |      |      | 8.52   |         |
|                       | Charge d'exploitation     | 6.21 | 0.8  |        | 4.968   |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 339.22 | 27.235  |
| <b>N<sub>9</sub></b>  | Venant de N <sub>8</sub>  |      |      | 339.22 |         |
|                       | Mur extérieur             |      |      | 24.58  |         |
|                       | Poteau                    |      |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 374.12 | 27.235  |
| <b>N<sub>10</sub></b> | Venant de N <sub>9</sub>  |      |      | 374.12 |         |
|                       | Plancher étage            |      |      | 24.25  |         |
|                       | PS                        |      |      | 5.23   |         |
|                       | PP                        |      |      | 8.52   |         |
|                       | Charge d'exploitation     | 6.21 | 0.75 |        | 4.6575  |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 412.12 | 31.8925 |
| <b>N<sub>11</sub></b> | Venant de N <sub>10</sub> |      |      | 412.12 |         |
|                       | Mur extérieur             |      |      | 24.58  |         |
|                       | Poteau                    |      |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 447.02 |         |
| <b>N<sub>12</sub></b> | Venant de N <sub>11</sub> |      |      | 447.02 |         |
|                       | Plancher étage            |      |      | 24.25  |         |
|                       | PS                        |      |      | 5.23   |         |
|                       | PP                        |      |      | 8.52   |         |
|                       | Charge d'exploitation     | 6.21 | 0.7  |        | 4.347   |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 485.02 | 36.2395 |
| <b>N<sub>13</sub></b> | Venant de N <sub>12</sub> |      |      | 485.02 |         |
|                       | Mur extérieur             |      |      | 24.58  |         |
|                       | Poteau                    |      |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 519.92 | 36.2395 |
| <b>N<sub>14</sub></b> | Venant de N <sub>13</sub> |      |      | 519.92 |         |
|                       | Plancher étage            |      |      | 24.25  |         |
|                       | PS                        |      |      | 5.23   |         |
|                       | PP                        |      |      | 8.52   |         |
|                       | Charge d'exploitation     | 6.21 | 0.65 |        | 4.0365  |
| <b>Total</b>          |                           |      |      | 557.92 | 40.276  |
| <b>N<sub>15</sub></b> | Venant de N <sub>14</sub> |      |      | 557.92 |         |

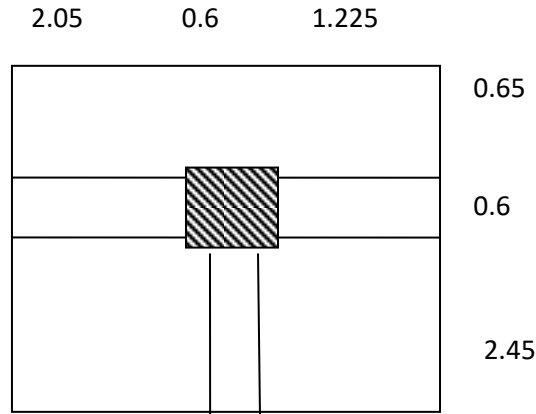
|              |                           |       |      |        |         |
|--------------|---------------------------|-------|------|--------|---------|
|              | Mur extérieur             |       |      | 24.58  |         |
|              | Poteau                    |       |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 592.82 | 40.276  |
| <b>N16</b>   | Venant de N <sub>15</sub> |       |      | 592.82 |         |
|              | Plancher étage            |       |      | 24.25  |         |
|              | PS                        |       |      | 5.23   |         |
|              | PP                        |       |      | 8.52   |         |
|              | Charge d'exploitation     | 6.21  | 0.6  |        | 3.726   |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 630.82 | 44.002  |
| <b>N17</b>   | Venant de N <sub>16</sub> |       |      | 630.82 |         |
|              | Mur extérieur             |       |      | 24.58  |         |
|              | Poteau                    |       |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 665.72 | 44.002  |
| <b>N18</b>   | Venant de N <sub>17</sub> |       |      | 665.72 |         |
|              | Plancher étage            |       |      | 24.25  |         |
|              | PS                        |       |      | 5.23   |         |
|              | PP                        |       |      | 8.52   |         |
|              | Charge d'exploitation     | 6.21  | 0.55 |        | 3.4155  |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 703.72 | 47.4175 |
| <b>N19</b>   | Venant de N <sub>18</sub> |       |      | 703.72 |         |
|              | Mur extérieur             |       |      | 24.58  |         |
|              | Poteau                    |       |      | 10.32  |         |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 738.62 | 47.4175 |
| <b>N20</b>   | Venant de N <sub>19</sub> |       |      | 738.62 |         |
|              | Plancher étage            |       |      | 23.42  |         |
|              | PS                        |       |      | 5.23   |         |
|              | PP                        |       |      | 8.52   |         |
|              | Charge d'exploitation     | 20.72 | 0.5  |        | 10.36   |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 775.79 | 57.7775 |
|              | Venant de N <sub>21</sub> |       |      | 775.79 |         |
|              | Mur extérieur             |       |      | 9.98   |         |
|              | Poteau                    |       |      | 13.77  |         |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 799.54 | 57.7775 |

Tab. II.9.descente des charges pour le poteau d'angle

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(799.54) + 1,5(57.7775) = 1166.04 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 799.54 + 57.7775 = 857.31 \text{ KN}$$

**Poteau de rive :**



**Fig. II.10: la section du poteau de rive.**

**b .poteau de rive:(A-5)**

**b.1.plancher terrasse:**

- **Charge permanente:**

- Plancher terrasse :

- $[0.65 \times (2.05 + 0.6 + 1.225) + (0.3 \times 1.225) + (2.45 \times 1.225) + (0.15 \times 2.45) \times 2 + 2.05 \times 2.45] \times 6.33 = 73.71 \text{KN}$

- Poids des PP  $(2.45 \times 0.3 \times 0.45 \times 25) = 8.27 \text{KN}$

- Poids des PS  $(1.225 + 2.05) \times (0.3 \times 0.45 \times 25) = 11.05 \text{KN}$

- Poids de poteau  $(0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25) = 27.54 \text{KN}$

- **Charge d'exploitation**

- Poids du plancher terrasse :  $(2.05 + 0.6 + 1.225) \times (0.65 + 0.6 + 2.45) \times 1 = 14.34 \text{KN}$

**b.2.plancher étage courant:**

- **Charge permanente :**

- Plancher étage

courant:  $[0.65 \times (2.05 + 0.6 + 1.225) + (0.3 \times 1.225) + (2.45 \times 1.225) + (0.15 \times 2.45) \times 2 + 2.05 \times 2.45] \times 5.85 = 68.12 \text{KN}$

- Poids du RDC :  $[(1.225 \times 0.35) + (2.425 \times 1.225) + (0.175 \times 2.425) \times 2 + (2 \times 2.425) + (0.35 \times 2)] \times 5.65 = 55.37 \text{KN}$
- Poids du poteau RDC  $(0.65 \times 0.65 \times 4.08 \times 25) = 43.1 \text{KN}$
- Poids du poteau d'étage  $(0.6 \times 0.6 \times 3.06 \times 25) = 27.54 \text{KN}$
- Poids des murs:
  - RDC :  $[2.75 \times (4.08 - 0.45) \times (1.225 + 2)] + [2.425 \times (4.08 - 0.45) \times 2.5] = 54.19 \text{KN}$
  - étage:  $[2.5 \times (3.06 - 0.45) \times (0.65 + 2.45)] = 20.23 \text{KN}$
  - pp(RDC) :  $0.3 \times 0.45 \times 2.425 \times 25 = 8.18 \text{KN}$
  - PS(RDC) :  $0.3 \times 0.45 \times (1.225 + 2) \times 25 = 10.88 \text{KN}$
- **Charge d'exploitation:**
- Poids du plancher étage :  $[0.65 \times (2.05 + 0.6 + 1.225) + (0.3 \times 1.225) + (2.45 \times 1.225) + (0.15 \times 2.45) \times 2 + 2.05 \times 2.45] \times 1.5 = 17.47 \text{KN}$
- Poids RDC (commercial)  $[(1.225 \times 0.35) + (2.425 \times 1.225) + (0.175 \times 2.425) \times 2 + (2 \times 2.425) + (0.35 \times 2)] \times 5 = 49 \text{KN}$

| Niveau         | Elément                  | Q avant dégression | Dégression | G (KN) | Q (KN)  |
|----------------|--------------------------|--------------------|------------|--------|---------|
| N <sub>0</sub> | Plancher terrasse        |                    |            | 73.71  |         |
|                | PS                       |                    |            | 11.05  |         |
|                | PP                       |                    |            | 8.27   |         |
|                | Charge d'exploitation    | 14.34              | 1          |        | 14.34   |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 93.03  | 14.34   |
| N <sub>1</sub> | Venant de N <sub>0</sub> |                    |            | 93.03  |         |
|                | Poteau                   |                    |            | 27.54  |         |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 120.57 | 14.34   |
| N <sub>2</sub> | Venant de N <sub>1</sub> |                    |            | 120.57 |         |
|                | Plancher étage           |                    |            | 120.57 |         |
|                | PS                       |                    |            | 68.12  |         |
|                | PP                       |                    |            | 11.05  |         |
|                | Charge d'exploitation    | 17.47              | 0.95       | 8.27   | 16.5965 |

|                      |                          |       |      |        |         |
|----------------------|--------------------------|-------|------|--------|---------|
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 208.01 | 30.9365 |
| <b>N<sub>3</sub></b> | Venant de N <sub>2</sub> |       |      | 208.01 |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 20.23  |         |
|                      | Poteau                   |       |      | 27.54  |         |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 255.78 | 30.9365 |
| <b>N<sub>4</sub></b> | Venant de N <sub>3</sub> |       |      | 255.78 |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 68.12  |         |
|                      | PS                       |       |      | 11.05  |         |
|                      | PP                       |       |      | 8.27   |         |
|                      | Charge d'exploitation    | 17.47 | 0.9  |        | 15.723  |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 343.22 | 46.6595 |
| <b>N<sub>5</sub></b> | Venant de N <sub>4</sub> |       |      | 343.22 |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 20.23  |         |
|                      | Poteau                   |       |      | 27.54  |         |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 390.99 | 46.6595 |
| <b>N<sub>6</sub></b> | Venant de N <sub>5</sub> |       |      | 390.99 |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 68.12  |         |
|                      | PS                       |       |      | 11.05  |         |
|                      | PP                       |       |      | 8.27   |         |
|                      | Charge d'exploitation    | 17.47 | 0.85 |        | 14.8495 |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 478.43 | 61.509  |
| <b>N<sub>7</sub></b> | Venant de N <sub>6</sub> |       |      | 478.43 |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 20.23  |         |
|                      | Poteau                   |       |      | 27.54  |         |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 526.2  | 61.509  |
| <b>N<sub>8</sub></b> | Venant de N <sub>7</sub> |       |      | 526.2  |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 68.12  |         |
|                      | PS                       |       |      | 11.05  |         |
|                      | PP                       |       |      | 8.27   |         |

|                       |                           |       |      |        |          |
|-----------------------|---------------------------|-------|------|--------|----------|
|                       | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.8  |        | 13.976   |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 613.64 | 75.485   |
| <b>N<sub>9</sub></b>  | Venant de N <sub>8</sub>  |       |      | 613.64 |          |
|                       | Mur intérieur             |       |      | 20.23  |          |
|                       | Poteau                    |       |      | 27.54  |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 661.41 | 75.485   |
| <b>N<sub>10</sub></b> | Venant de N <sub>9</sub>  |       |      | 661.41 |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 68.12  |          |
|                       | PS                        |       |      | 11.05  |          |
|                       | PP                        |       |      | 8.27   |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.75 |        | 13.1025  |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 748.85 | 88.5875  |
| <b>N<sub>11</sub></b> | Venant de N <sub>10</sub> |       |      | 748.85 |          |
|                       | Mur intérieur             |       |      | 20.23  |          |
|                       | Poteau                    |       |      | 27.54  |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 796.62 | 88.5875  |
| <b>N<sub>12</sub></b> | Venant de N <sub>11</sub> |       |      | 796.62 |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 68.12  |          |
|                       | PS                        |       |      | 11.05  |          |
|                       | PP                        |       |      | 8.27   |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.7  |        | 12.229   |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 884.06 | 100.8165 |
| <b>N<sub>13</sub></b> | Venant de N <sub>12</sub> |       |      | 884.06 |          |
|                       | Mur intérieur             |       |      | 20.23  |          |
|                       | Poteau                    |       |      | 27.54  |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 931.83 | 100.8165 |
| <b>N<sub>14</sub></b> | Venant de N <sub>13</sub> |       |      | 931.83 |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 68.12  |          |

|              |                           |       |      |         |          |
|--------------|---------------------------|-------|------|---------|----------|
|              | PS                        |       |      | 11.05   |          |
|              | pp                        |       |      | 8.27    |          |
|              | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.65 |         | 11.3555  |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1019.27 | 112.172  |
| <b>N15</b>   | Venant de N <sub>14</sub> |       |      | 1019.27 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 20.23   |          |
|              | Poteau                    |       |      | 27.54   |          |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1067.04 | 112.172  |
| <b>N16</b>   | Venant de N <sub>15</sub> |       |      | 1067.04 |          |
|              | Plancher étage            |       |      | 68.12   |          |
|              | PS                        |       |      | 11.05   |          |
|              | PP                        |       |      | 8.27    |          |
|              | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.6  |         | 10.482   |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1154.48 | 122.654  |
| <b>N17</b>   | Venant de N <sub>16</sub> |       |      | 1154.48 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 20.23   |          |
|              | Poteau                    |       |      | 27.54   |          |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1202.25 | 122.654  |
| <b>N18</b>   | Venant de N <sub>17</sub> |       |      | 1202.25 |          |
|              | Plancher étage            |       |      | 68.12   |          |
|              | PS                        |       |      | 11.05   |          |
|              | PP                        |       |      | 8.27    |          |
|              | Charge d'exploitation     | 17.47 | 0.55 |         | 9.6085   |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1289.69 | 132.2625 |
| <b>N19</b>   | Venant de N <sub>18</sub> |       |      | 1289.69 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 20.23   |          |

|                       |                           |    |     |         |          |
|-----------------------|---------------------------|----|-----|---------|----------|
|                       | Poteau                    |    |     | 27.54   |          |
| <b>Total</b>          |                           |    |     | 1337.46 | 132.2625 |
| <b>N<sub>20</sub></b> | Venant de N <sub>19</sub> |    |     | 1337.46 |          |
|                       | Plancher étage            |    |     | 55.37   |          |
|                       | PS                        |    |     | 10.88   |          |
|                       | PP                        |    |     | 8.18    |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 49 | 0.5 |         | 24.5     |
| <b>Total</b>          |                           |    |     | 1411.89 | 156.7625 |
| <b>N<sub>21</sub></b> | Venant de N <sub>20</sub> |    |     | 1411.89 |          |
|                       | Mur inter +mur éxter      |    |     | 54.19   |          |
|                       | poteau                    |    |     | 43.1    | 156.7625 |
| <b>Total</b>          |                           |    |     | 1453.81 |          |

Tab. II.10. descente des charges pour le poteau de rive

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1509.18) + 1,5(156.7625) = 2272.53 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1509.18 + 156.7625 = 1665.94 \text{ KN}$$

**Poteau intermédiaire :**

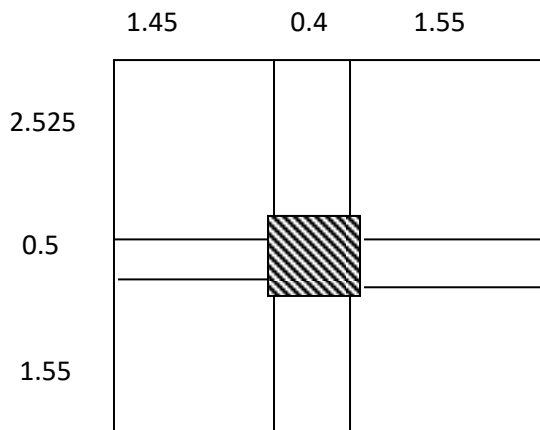


Fig. II.11: la section du poteau intermédiaire



**c .poteau intermédiaire:(B-7)****c.1.plancher terrasse:**

- **Charge permanente:**

- Plancher terrasse :

$$[(2.525 \times 1.55) + (0.1 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.55) + (0.05 \times 1.55) \times 2 + (1.45 \times 1.55) + (0.1 \times 1.45) \times 2 + (2.525 \times 1.45) + (0.05 \times 2.525) \times 2] \times 6.33 = 83.74 \text{KN}$$

- Poids des PP  $(2.525 + 1.55) \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 13.75 \text{KN}$
- Poids des PS  $(1.55 + 1.45) \times 0.3 \times 0.45 \times 25 = 10.13 \text{KN}$
- Poids de poteau  $(0.5 \times 0.4 \times 3.06 \times 25) = 15.3 \text{KN}$

- **Charge d'exploitation**

- Poids du plancher terrasse :  $(1.45 + 0.4 + 1.55) \times (1.55 + 0.5 + 2.525) \times 1 = 15.55 \text{KN}$

**b.2.plancher étage courant:**

- **Charge permanente :**

- Plancher étage courant:

$$[(2.525 \times 1.55) + (0.1 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.55) + (0.05 \times 1.55) \times 2 + (1.45 \times 1.55) + (0.1 \times 1.45) \times 2 + (2.525 \times 1.45) + (0.05 \times 2.525) \times 2] \times 5.85 = 77.39 \text{KN}$$

- Poids du RDC :  $[(2.525 \times 1.5) + (0.1 \times 1.5) \times 2 + (1.5 \times 1.55) + (0.1 \times 1.55) \times 2 + (1.45 \times 1.55) + (0.1 \times 1.45) \times 2 + (2.525 \times 1.45) + (0.1 \times 2.525) \times 2] \times 5.65 = 75.82 \text{KN}$
- Poids du poteau RDC  $(0.5 \times 0.5 \times 4.08 \times 25) = 25.5 \text{KN}$
- Poids du poteau d'étage  $(0.5 \times 0.4 \times 3.06 \times 25) = 15.3 \text{KN}$
- Poids des murs intérieurs :
  - RDC :  $[1.2 \times (4.08 - 0.45) \times (1.45 + 0.63 \times 2 + 0.16 \times 2 + 0.3 \times 2)] + [2.5 \times (4.08 - 0.45) \times (2.525 + 1.55)] = 52.79 \text{KN}$
  - Etage:  $1.2 \times (3.06 - 0.45) \times [(1.85 + 1.125 + (0.71 \times 2) + 1.3 + 0.15 + 1.55 + 0.1 + 0.22 + 0.05 + 1.95)] = 30.42 \text{KN}$
  - pp(RDC) :  $0.3 \times 0.45 \times (2.525 + 1.55) \times 25 = 13.75 \text{KN}$
  - PS(RDC) :  $0.3 \times 0.45 \times (1.5 + 1.45) \times 25 = 9.95 \text{KN}$

- **Charge d'exploitation:**

- Poids du plancher étage :

$$[(2.525 \times 1.55) + (0.1 \times 1.55) \times 2 + (1.55 \times 1.55) + (0.05 \times 1.55) \times 2 + (1.45 \times 1.55) + (0.1 \times 1.45) \times 2 + (2.525 \times 1.45) + (0.05 \times 2.525) \times 2] \times 1.5 = 19.85 \text{KN}$$

- Poids RDC (commercial)

$$[(2.525 \times 1.5) + (0.1 \times 1.5) \times 2 + (1.5 \times 1.55) + (0.1 \times 1.55) \times 2 + (1.45 \times 1.55) + (0.1 \times 1.45) \times 2 + (2.525 \times 1.45) + (0.1 \times 2.525) \times 2] \times 5 = 67.1 \text{KN}$$

| Niveau         | Elément                  | Q avant dégression | Dégression | G (KN) | Q (KN) |
|----------------|--------------------------|--------------------|------------|--------|--------|
| N <sub>0</sub> | Plancher terrasse        |                    |            | 83.74  |        |
|                | PP                       |                    |            | 13.75  |        |
|                | PS                       |                    |            | 10.13  |        |
|                | Charge d'exploitation    | 15.55              | 1          |        | 15.55  |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 107.62 | 15.55  |
| N <sub>1</sub> | Venant de N <sub>0</sub> |                    |            | 107.62 |        |
|                | poteau                   |                    |            | 15.3   |        |
| <b>Total</b>   |                          |                    |            | 122.92 | 15.55  |
| N <sub>2</sub> | Venant de N <sub>1</sub> |                    |            | 122.92 |        |
|                | Plancher étage           |                    |            | 17.39  |        |
|                | PP                       |                    |            | 13.75  |        |
|                | PS                       |                    |            | 10.13  |        |
|                | Charge d'exploitation    | 19,85              | 0,95       |        | 18.85  |
|                | <b>Total</b>             |                    |            |        | 224.19 |
| N <sub>3</sub> | Venant de N <sub>2</sub> |                    |            | 224.19 |        |
|                | Mur intérieur            |                    |            | 30.42  |        |
|                | poteau                   |                    |            | 15.3   |        |

|                      |                          |       |      |              |         |
|----------------------|--------------------------|-------|------|--------------|---------|
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 269.91       | 34.4    |
| <b>N<sub>4</sub></b> | Venant de N <sub>3</sub> |       |      | 269.91       |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 77.39        |         |
|                      | PP                       |       |      | 13.75        |         |
|                      | PS                       |       |      | 10.13        |         |
|                      | Charge d'exploitation    | 19.85 | 0.9  |              | 17.865  |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 371.18       | 52.265  |
| <b>N<sub>5</sub></b> | Venant de N <sub>4</sub> |       |      | 371.18       |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 30.42        |         |
|                      | Poteau                   |       |      | 15.3         |         |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 416.9        | 52.265  |
| <b>N<sub>6</sub></b> | Venant de N <sub>5</sub> |       |      | 416.9        |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 77.39        |         |
|                      | PP                       |       |      | 13.75        |         |
|                      | <b>PS</b>                |       |      | <b>10.13</b> |         |
|                      | Charge d'exploitation    | 19.85 | 0.85 |              | 16.8725 |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 518.17       | 69.1375 |
| <b>N<sub>7</sub></b> | Venant de N <sub>6</sub> |       |      | 518.17       |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 30.42        |         |
|                      | poteau                   |       |      | 15.3         |         |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 563.89       | 69.1375 |
| <b>N<sub>8</sub></b> | Venant de N <sub>7</sub> |       |      | 563.89       |         |
|                      | Plancher étage           |       |      | 77.39        |         |
|                      | PP                       |       |      | 13.75        |         |
|                      | PS                       |       |      | 10.13        |         |
|                      | Charge d'exploitation    | 19.85 | 0.8  |              | 15.88   |
| <b>Total</b>         |                          |       |      | 665.16       | 85.0175 |
| <b>N<sub>9</sub></b> | Venant de N <sub>8</sub> |       |      | 665.16       |         |
|                      | Mur intérieur            |       |      | 30.42        |         |

|                       |                           |       |      |         |          |
|-----------------------|---------------------------|-------|------|---------|----------|
|                       | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 710.88  | 85.0175  |
| <b>N<sub>10</sub></b> | Venant de N <sub>9</sub>  |       |      | 710.88  |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 77.39   |          |
|                       | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|                       | PS                        |       |      | 10.13   |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 19.85 | 0.75 |         | 14.8875  |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 812.15  |          |
| <b>N<sub>11</sub></b> | Venant de N <sub>10</sub> |       |      | 812.15  |          |
|                       | Mur intérieur             |       |      | 30.42   |          |
|                       | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 857.87  | 99.905   |
| <b>N<sub>12</sub></b> | Venant de N <sub>11</sub> |       |      | 857.87  |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 77.39   |          |
|                       | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|                       | PS                        |       |      | 10.13   |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 19.85 | 0.7  |         | 13.895   |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 959.14  | 113.8    |
| <b>N<sub>13</sub></b> | Venant de N <sub>12</sub> |       |      | 959.14  |          |
|                       | Mur intérieur             |       |      | 30.42   |          |
|                       | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 1004.86 | 113.8    |
| <b>N<sub>14</sub></b> | Venant de N <sub>13</sub> |       |      | 1004.86 |          |
|                       | Plancher étage            |       |      | 77.39   |          |
|                       | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|                       | PS                        |       |      | 10.13   |          |
|                       | Charge d'exploitation     | 19.85 | 0.65 |         | 12.9025  |
| <b>Total</b>          |                           |       |      | 1106.13 | 126.7025 |

|              |                           |       |      |         |          |
|--------------|---------------------------|-------|------|---------|----------|
| <b>N15</b>   | Venant de N <sub>14</sub> |       |      | 1106.13 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 30.42   |          |
|              | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1151.85 | 126.7025 |
| <b>N16</b>   | Venant de N <sub>15</sub> |       |      | 1151.85 |          |
|              | Plancher étage            |       |      | 77.39   |          |
|              | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|              | PS                        |       |      | 10.13   |          |
|              | Charge d'exploitation     | 19.85 | 0.6  |         | 11.91    |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1253.12 | 138.6125 |
| <b>N17</b>   | Venant de N <sub>16</sub> |       |      | 1253.12 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 30.42   |          |
|              | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1298.84 | 138.6125 |
| <b>N18</b>   | Venant de N <sub>17</sub> |       |      | 1298.84 |          |
|              | Plancher étage            |       |      | 77.39   |          |
|              | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|              | PS                        |       |      | 10.13   |          |
|              | Charge d'exploitation     | 19.85 | 0.55 |         | 10.2175  |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1400.11 | 149.53   |
| <b>N19</b>   | Venant de N <sub>18</sub> |       |      | 1400.11 |          |
|              | Mur intérieur             |       |      | 30.42   |          |
|              | Poteau                    |       |      | 15.3    |          |
| <b>Total</b> |                           |       |      | 1445.83 | 149.53   |
| <b>N20</b>   | Venant de N <sub>19</sub> |       |      | 1445.83 |          |
|              | Plancher étage            |       |      | 75.82   |          |
|              | PP                        |       |      | 13.75   |          |
|              | PS                        |       |      | 9.95    |          |

|                       |                           |      |     |         |        |
|-----------------------|---------------------------|------|-----|---------|--------|
|                       | Charge d'exploitation     | 67.1 | 0.5 |         | 33.55  |
| <b>Total</b>          |                           |      |     | 1545.35 |        |
| <b>N<sub>21</sub></b> | Venant de N <sub>20</sub> |      |     | 1545.35 |        |
|                       | Mur intérieur             |      |     | 52.79   |        |
|                       | Poteau                    |      |     | 25.5    |        |
| <b>Total</b>          |                           |      |     | 1623.64 | 183.08 |

**Tab. II.11. descente des charges pour le poteau intermédiaire**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(1623.64) + 1,5(183.08) = 2466.534 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 1623.64 + 183.08 = 1806.72 \text{ KN}$$

❖ Le poteau intermédiaire est le poteau le plus sollicité.

Ces résultats doivent être majorés de 15% suivant les règles **BAEL91** :

$$N_u = 1,15 \times 2466.534 = 2836.51 \text{ KN}$$

$$N_s = 1,15 \times 1806.72 = 2077.728 \text{ KN}$$

- **calcul de la section du poteau :**

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[ \frac{0,90 \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\text{Donc : } B_r \geq 0.065 N_u \Rightarrow B_r \geq 2.83651 \times 0.065 \Rightarrow B_r \geq 0.184 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B_r = (h - 0.02) (b - 0.02)$$

Si on fixe  $b = 0.4 \text{ m}$  :

$$B_r = (h - 0.02) (0.4 - 0.02) = 0.38 (h - 0.02).$$

$$\text{Donc } B_r = 0.38 (h - 0.02) \geq 0.184 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow h \geq 0.504 \text{ m}.$$

On prend  $h = 0.55 \text{ m}$

$$B_r = (0.55 - 0.02) (0.4 - 0.02) = 0.2014 \text{ m}^2 \geq 0.184 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ C.V.}$$

**Vérification vis-à-vis le flambement :**

D’après les règles BAEL91 ; l’élancement géométrique  $\lambda$  est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$  : poteau encastré à ses deux extrémités).

$i$  : rayon de giration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

$B$  : section du béton.

**•1<sup>er</sup> étage-10<sup>ème</sup> étage  $L_0=3.06m$**

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ d'où: } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

**•RDC  $L_0=4.08m$**

$$I = \frac{hb^3}{12} \Rightarrow i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ d'où: } \lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 4,08 \times \frac{\sqrt{12}}{0,4} = 24,73$$

$$\lambda = 24,73 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

- $h > 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V.}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{40}{55} = 0,72 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

| Poteau                | $N_u$    | $B_r$ | $B$  | $H$   | $a*b$   | $L_0$ | $\Lambda$ | cd |
|-----------------------|----------|-------|------|-------|---------|-------|-----------|----|
| RDC                   | 2836.51  | 0.184 | 0.40 | 0.504 | (55;40) | 4.08  | 24.73     | cv |
| 1 <sup>er</sup> niv   | 2393.78  | 0.155 | 0.40 | 0.42  | (55;40) | 3.06  | 18.55     | cv |
| 2 <sup>ème</sup> niv  | 2157.48  | 0.140 | 0.40 | 0.38  | (55;40) | 3.06  | 18.55     | cv |
| 3 <sup>ème</sup> niv  | 1745.050 | 0.113 | 0.40 | 0.31  | (55;40) | 3.06  | 18.55     | cv |
| 4 <sup>ème</sup> niv  | 1527.26  | 0.099 | 0.35 | 0.32  | (40;35) | 3.06  | 21.2      | cv |
| 5 <sup>ème</sup> niv  | 1307.98  | 0.085 | 0.35 | 0.27  | (40;35) | 3.06  | 21.2      | cv |
| 6 <sup>ème</sup> niv  | 1087.21  | 0.070 | 0.35 | 0.23  | (40;35) | 3.06  | 21.2      | cv |
| 7 <sup>ème</sup> niv  | 864.95   | 0.056 | 0.30 | 0.22  | (35;30) | 3.06  | 24.73     | cv |
| 8 <sup>ème</sup> niv  | 641.21   | 0.041 | 0.30 | 0.16  | (35;30) | 3.06  | 24.73     | cv |
| 9 <sup>ème</sup> niv  | 415.97   | 0.027 | 0.30 | 0.11  | (35;30) | 3.06  | 24.73     | cv |
| 10 <sup>ème</sup> niv | 189.26   | 0.012 | 0.30 | 0.10  | (35;30) | 3.06  | 24.73     | cv |

Tab. II.11.la variation de section des poteaux.

Donc on opte trois types des sections du poteau:

- RDC +1<sup>er</sup>+2<sup>ème</sup>+3<sup>ème</sup> étages ( $a*b$ )=55\*40cm<sup>2</sup>
- 4<sup>ème</sup>+5<sup>ème</sup>+6<sup>ème</sup> étages ( $a*b$ )=40\*35cm<sup>2</sup>
- 7<sup>ème</sup>+8<sup>ème</sup>+9<sup>ème</sup>+10<sup>ème</sup> étages ( $a*b$ )=35\*30cm



# **CHAPITRE III :**

## **CALCULE DES ELEMENT SECONDAIRES.**

## Chapitre III: Calcul des éléments secondaires

### III.1.Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types des éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements, l'élément secondaires qu'in ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous considérons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.

### III.2. Acrotère :

#### III.2.1 Introduction :

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

Il a pour rôle de :

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

#### III.2.2 Définition :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

III.2.3 Dimensionnement :

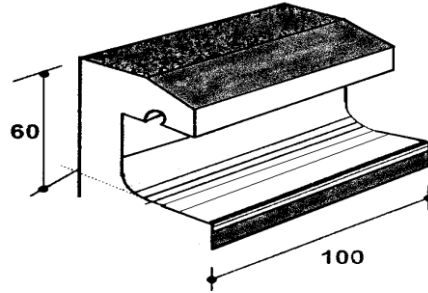


Fig.III.1.shéma descriptif de l’acrotère.

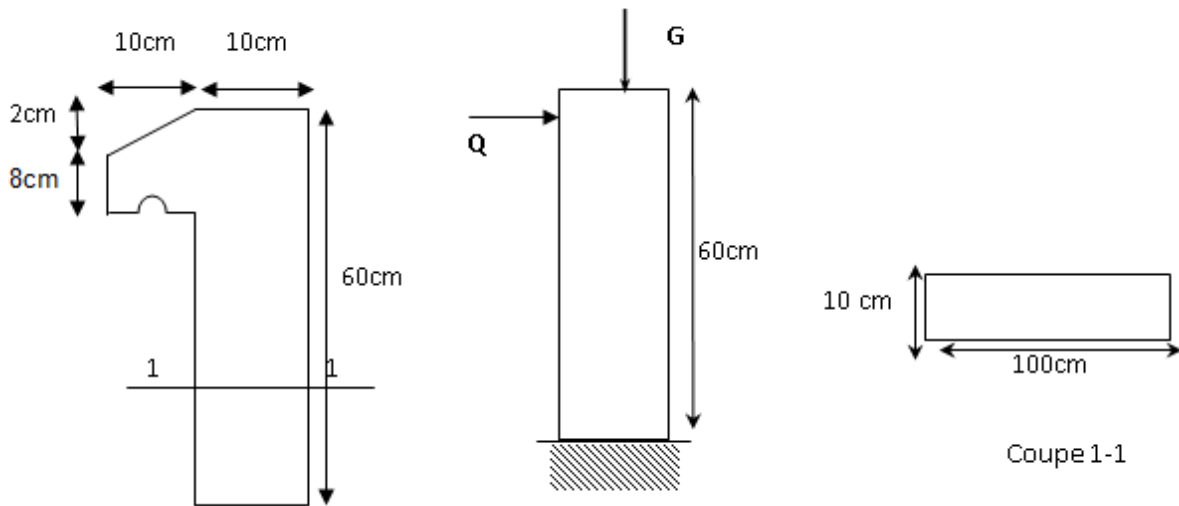


Fig.III.2.acrotère.

III.2.4 Evaluation des charges :

❖ Charge permanente:

La surface de la coupe de l’acrotère est :

$$s = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left( \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right) = 0.0685m^2$$

Le poids propre de l’acrotère est :

$$G = S \times 25 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 KN / ml$$

❖ Surcharge d’exploitation :

$$Q=1.00 KN/ml$$

### ❖ Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA 99 v 2003** (article 6.2.30) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p \quad \text{Avec : } \begin{cases} A=0.25 \\ C_p=0.80 \\ W_p=1.7125 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

D'où :

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$ : Facteur de force horizontale (élément en console).

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère.

Donc:  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1.7125 = 1.37 \text{ KN/ml}$

On a :  $F_p \geq Q$  ; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations  $W_p, F_p$ .

- Poids propre :  $G=1.7125 \text{ KN}$
- Surcharge :  $F_p(Q)=1.37 \text{ KN/ml}$
- Un moment :  $M_{F_p}(Q) = 0.822 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant :  $T_{F_p}=1.37 \text{ KN}$

### III.2.5 Evaluation des sollicitations :

|            | Moments (KN.m) | Effort normal(KN) | Effort tranchant (KN) |
|------------|----------------|-------------------|-----------------------|
| <b>ELU</b> | 1.11           | 2.31              | <b>2.055</b>          |
| <b>ELS</b> | 0.822          | 1.712             | <b>1.37</b>           |

**Tab III.1. Evaluation des sollicitations.**

### III.2.6 Vérification au flambement :

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console :

$$L_f = 2L_o = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{e} \Rightarrow \lambda = \frac{1.2 \sqrt{12}}{0.1} = 41.56$$

$L_f$  : la longueur de flambement

$e$  : l'épaisseur de l'acrotère

$\lambda$  : l'élancement

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$c = e_o = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.11}{2.312} = 0.48 \text{ m} \Rightarrow e_o > \frac{h}{6} = 1.66 \text{ cm}$$

C : Le centre de pression

Le centre de pression C se trouve en dehors de la section, implique que la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ **Vérification du flambement :**

$$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, \frac{e_o}{h})) \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max}(50, \min(100, \frac{48}{10})) \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 50 \text{ cm}$$

On a :  $\lambda = 41.56 \leq \lambda_{\max} = 50$  donc pas de risque de flambement.

**III.2.7 L'excentricité totale de calcul :**

On a :  $e = e_0 + e_a + e_1$

$e_a$  : L'excentricité additionnelle accidentelle.

$$e_a = \text{Max}\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) \Rightarrow \text{Max}\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \left(3(l_f)^2 \frac{1}{10000h}\right) \times (2 + \alpha\phi) \quad \alpha=0 ; \phi=2 \text{ car : } \mathbf{G} \text{ ne crée aucun moment}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \left(3 \times (1.2)^2 \times \frac{1}{10000 \times 0.1}\right) \times (2 + 0) \Rightarrow e_1 = 0.864 \text{ cm}$$

Alors :  $e = 48 + 2 + 0.864 = 50.864 \text{ cm}$

**III.2.8 Sollicitation majorées de  $\delta_f$  :**❖ **Calcul de coefficient de majoration  $\delta_f$  :**

$$\delta_f = \begin{cases} \min\left[1 + 0,15\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \cdot \frac{h}{e_o}; 1,4\right] & \text{si } \frac{e_o}{h} > 0,75 \\ 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \frac{e_o}{h} < 0,75 \end{cases}$$

$$\frac{e_o}{h} = \frac{48}{10} = 4.8 \Rightarrow 4.8 > 0.75$$

Donc :  $\delta_f = \min[1.044 ; 1.4] = 1.044$

**III.2.8.1 Etat limite ultime :**

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1.044 \times 2.312 = 2.41 \text{ KN}$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* e_a = 1.044 \times 1.11 + 2.41 \times 0.02 = 1.207 \text{ KN.m}$$

**III.2.8.2 Etat limite de service :**

$$N_{ser}^* = N_{ser} = 1.712 \text{ KN}$$

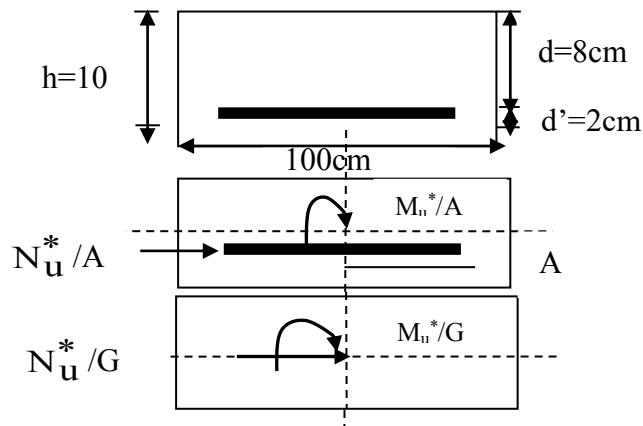
$$M_{ser}^* = M_{ser} = 0.822 \text{ KN.m}$$

**III.2.9 Ferrailage :**

**III.2.9.1 Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec

$$\begin{cases} h=10\text{cm} \\ d=8\text{cm}, b=100\text{cm} \end{cases}$$



**Fig.III.3 Coupes transversales de l'acrotère.**

❖ **Position du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.207}{2.33} = 0.50 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0.17 \text{ m}$$

$e > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée(S.P.C)

❖ **Calcul à la flexion simple :**

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1.207 + 2.41 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1.099$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.099 \times 10^{-3}}{1 \times (0.08)^2 \times 14.16} = 0.0121$$

$\mu_{bu} = 0.0121 < \mu_l = 0.186$ .....section simplement armée (pas d'acier comprimé)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0152$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 7.95 \text{ cm}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{1.099 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.397 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A_{su}^* - \left( \frac{N_u^*}{f_{su}} \right) = 0.397 - \frac{2.41}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

### III.2.9.2 Calcul à L'ELS :

❖ **Position du centre de pression :**

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.822}{1.7125} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_o = h/6 = 0.17 \text{ m}$$

$e_s > e_o \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (S.P.C)

❖ **Calcul à la flexion simple :**

➤ **Calcul des contraintes :**

✓ La contrainte du béton est donnée à l'ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ La contrainte de l'acier :

(Fissuration préjudiciable) avec  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \text{ Mpa} \right\}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_{ser}^a = M_{ser} + N_{ser} \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 0.822 + 1.712 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0.873$$

Calcul du moment limite de service  $M_l$  :

$$M_l = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r / 2) / (1 - \alpha_r / 3)$$

$$\alpha_r = (15 \sigma_{bc}) / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{sc}) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_l = 19.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^a < M_l \text{ (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r / 3) = 0.067 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z \sigma_s} = \frac{0.873 \times 10^3}{0.067 \times 240 \times 100} = 0.542 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 0.542 - \frac{1.712}{240} = 0.613 \text{ cm}^2$$

### III.2.9.3 Ferrailage minimal :

$$A_{s \min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \times d$$

$$f_{t28} = 0.6 + f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \frac{2.1}{400} 1 \times 0.08 = 0.966$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{\min}] = \text{Max} [0.32, 0.613, 0.966] \Rightarrow A_s = 0.966 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4T8/ml**..... $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$



**III.2.9.4 Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : 
$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 MPa$

$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2]$ , avec  $A_s'=0$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$by^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(d.A_s - d'.A_s') = 0$

$Y = 1.92 cm$  et  $I = 1351.57 cm^4$

➤ Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2.31 \times 10^6}{1351.55 \times 10^4} = 0.171 N/mm^3$$

$\sigma_{bc} = K.Y = 0.171 \times 19.2 = 3.3 MPa$

$\sigma_{bc} = 3.3 MPa \leq 15 MPa \dots \dots \dots CV$

➤ Vérification de la contrainte des armatures tendues :

$\sigma_s = \eta.K(d-y); \eta = 15 \Rightarrow \sigma_s = 156 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 MPa \dots \dots \dots CV$

**III.2.9.5 Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right\} = \min (2.5 MPa, 3 MPa) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 MPa$

$\tau_u = \frac{V_{u,max}}{b_0 d} V_u = 2.055 KN$

$\tau_u = 0,002055 / (1 \times 0.08) = 0.0256 MPa$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**III.2.9.6 Calcul des armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 cm^2$

On adopte : 3T8.....Ar=1.51cm<sup>2</sup>

❖ L'espace maximal :

$$S_t \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [30; 33] = 30\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25\text{cm}$

Dans le sens le moins sollicité:  $S_t \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit :  $S_t = 20\text{cm}$

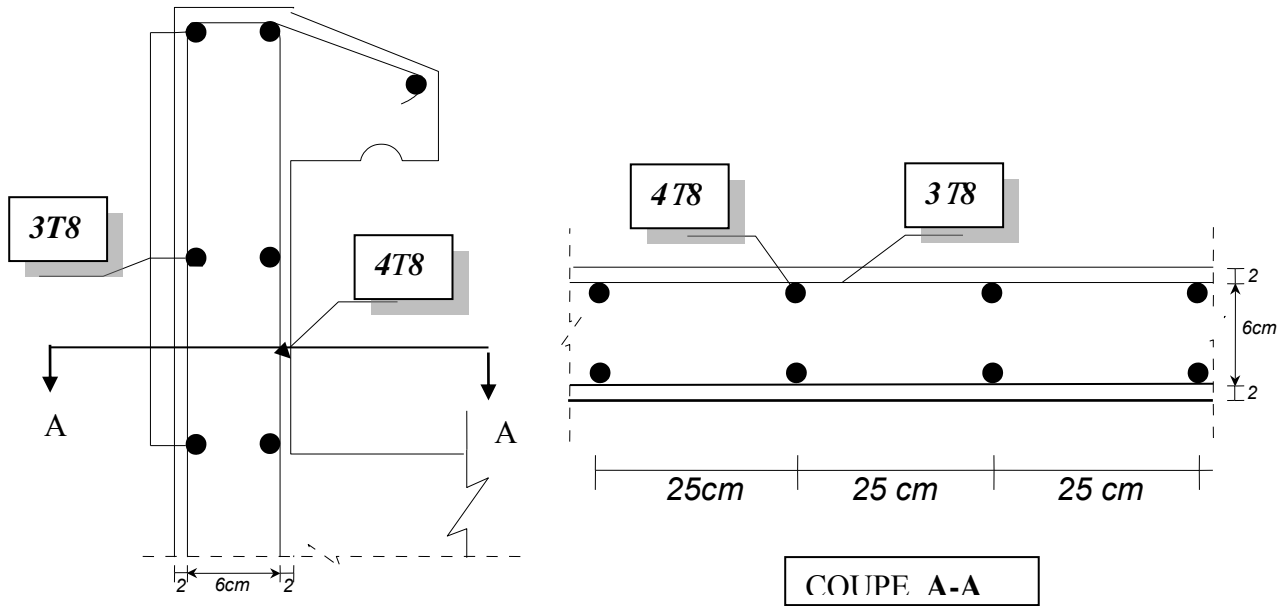


Fig. III.3.shéma de ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Les escaliers

#### III.3.1. Définition:

Un escalier est essentiellement un assemblage de la poutre et des dalles inclinées horizontales en hélice etc. Ils servent à relier les différents niveaux d'une construction et peuvent orner une façade, une entrée. Ils sont importants dans le fait qu'ils sont l'un des éléments clé pour la sécurité des personnes dans le cas d'une catastrophe telle que l'incendie, un séisme (voie de secours).

Dans notre structure on a un seul type d'escalier qui compose d'un paillasse et un palier avec console.

#### III.3.2. calcul des sollicitations:

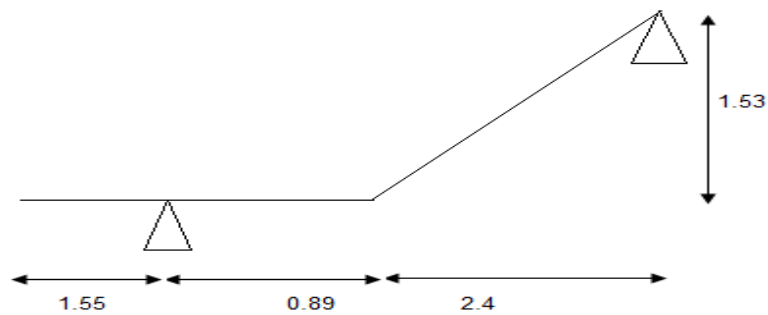


Fig.III.4. schéma de l'escalier.

- ✓ Paillasse :  $G= 8,16 \text{ KN/ml}$  ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ Palier :  $G= 6,6 \text{ KN/ml}$ ,  $Q=2,5 \text{ KN/ml}$

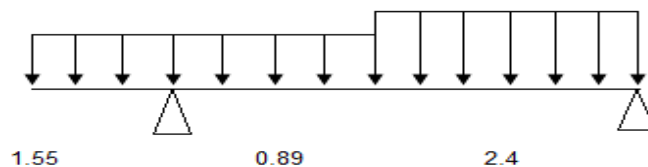


Fig.III.5. schéma statique d'escalier.

$$q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \cdot l_i}{\sum l_i} = \frac{q_1 \times 1.55 + q_1 \times 0.89 + q_2 \times 2.4}{2.4 + 1.55 + 0.89}$$

$$\Rightarrow q_{\text{éq}} = \frac{2.44 \times 6.6 + 8.16 \times 2.4}{4.84} = 7.37$$

A L'E.L.U:  $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.37 + 1.5 \times 2.5 = 13.69 \text{ KN/ml}$

A L'E.L.S:  $q_s = G + Q = 7.37 + 2.5 = 9.87 \text{ KN/ml}$ .

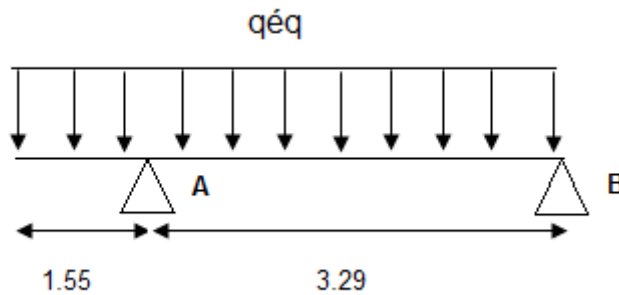


Fig III.6.La charge équivalente.

❖ **Moments fléchissant :**

D'après l'RDM (la résistance des matériaux) on peut calculer les moments sur appuis et en travée comme suit:

▪ **E.L.U:**

$$\sum F = 0 \Rightarrow V_A + V_B = q_u (3.29 + 1.55) \dots \dots \dots (1).$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow V_A \times 3.29 = q_u \times \frac{4.84^2}{2} \Rightarrow V_A \times 3.29 = 13.69 \times 11.71$$

$$\Rightarrow V_A = 48.73 \text{ KN}.$$

$$(1) \Rightarrow V_B = 66.25 - 48.73 \Rightarrow V_B = 17.52 \text{ KN}.$$

$$M(x) = V_A(x-1,55) - q_u \frac{x^2}{2}$$

On a :  $\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow V_A - q_u \times x = 0 \Rightarrow x = \frac{V_A}{q_u} = 3,56m.$

$\Rightarrow M_{max}^t = M(x=3,56) = 11.19KN.m.$

$$M_A(\text{appui}) = q_u \times \frac{1,2^2}{2} = 13,69 \times \frac{1,55^2}{2} = 16.44 KN.m.$$

$M_B(\text{appui}) = 0,3M_0 = 0,5 \times 11.19 = 3.36 KN.m$

▪ **E.L.S:**

$M_{max}^t = 8.06 KN.m.$

$M_A(\text{appui}) = 11.85 KN.m.$

$M_B(\text{appui}) = 2.418 KN.m.$

- Puisque les appuis sont partiellement encastres ; on doit corriger les moments obtenus :
- $M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 9.51 KN.m$
- $M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 6.85 KN.m$

|              | <b>q<sub>éq</sub> (KN/ml)</b> | <b>M<sub>t</sub> (KN.m)</b> | <b>M<sup>A</sup><sub>appui</sub> (KN.m)</b> | <b>M<sup>B</sup><sub>appui</sub> (KN.m)</b> |
|--------------|-------------------------------|-----------------------------|---|---|
| <b>E.L.U</b> | 13.69                         | 9.51                        | 16.44                                       | 3.36  |
| <b>E.L.S</b> | 9.87                          | 6.85                        | 11.85                                       | 2.418                                       |

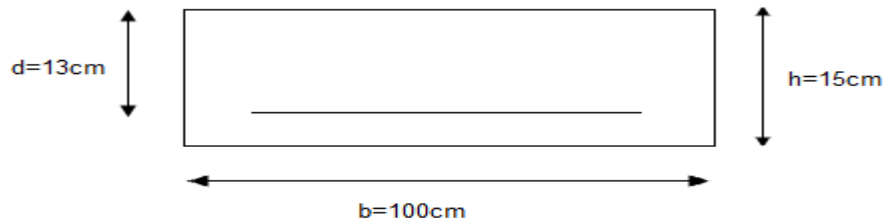
**Tab III.2. Evaluation des sollicitations.**

**III.3.3. Ferrailage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion

Simple pour une bande de 1m, la section du béton est :  $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ .

La hauteur utile  $d = 13 \text{ cm}$ .



**Fig.III.7. Section d'escalier à ferrailer.**

On a :

$$\checkmark \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\checkmark \quad \mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\checkmark \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\checkmark \quad Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\checkmark \quad A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\checkmark \quad A_{\text{rép}} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximal :**

$$S_t = \min(4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(4 \times 15; 45 \text{ cm})$$

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

❖ Les armatures principales :

| Section | M <sub>u</sub><br>(Kn.m) | M     | α     | Z (cm) | A <sub>smin</sub> | A <sub>s</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (cm) |
|---------|--------------------------|-------|-------|--------|-------------------|--------------------------------------|---|---------------------|
| Travée  | 9.51                     | 0.039 | 0.049 | 12.74  | 1.56              | 2.14                                 | 5T12=5.65                                 | 20                  |
| Appui A | 16.44                    | 0.068 | 0.088 | 12.54  | 1.56              | 3.76                                 | 5T10=3.93                                 | 20                  |
| Appui B | 3.36                     | 0.014 | 0.017 | 12.91  | 1.56              | 0.74                                 | 5T10=3.93                                 | 20                  |

Tab III.3. Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

❖ Les armatures de répartition :

| Section | A <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Choix (cm <sup>2</sup> ) | S <sub>t</sub> (cm) |
|---------|-----------------------------------|--------------------------|---------------------|
| Travée  | 0.785                             | 4T8=2.01                 | 20                  |
| Appui A | 1.13                              | 4T8=2.01                 | 20                  |
| Appui B | 1.13                              | 4T8=2.01                 | 20                  |

Tab III.4. armatures de répartition.

III.3.4.Vérification :

III.3.4.1.Vérification à l'ELU :

La section minimal:

$$A_{smin} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 1,56cm^2$$

En travée :  $A_s = 5,65cm^2 \geq A_{smin} \dots\dots\dots cv$

Sur appui :  $A_s = 3.93cm^2 \geq A_{smin} \dots\dots\dots cv$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

On vérifie la condition suivante :  $\tau_t \leq \bar{\tau}$  tel que :  $\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$  Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau} = 3,33MPa$$

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

Avec : T<sub>u</sub> l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$T_A = T(3,29) = q_u \times 3,29 + V_B = 13,69 \times 3,29 + 17,52 = 27,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,52 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,211 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

### III .3.4.2.Vérification à l'ELS :

#### 1-Vérification des contraintes de béton :

✓ En travée :

$$\alpha = 0,049 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0,049 \leq 0,44 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ Sur appui: Appui A:

$$\alpha = 0,088 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0,088 \leq 0,445 \dots\dots\dots \text{cv}$$

✓ Appui B

$$\alpha = 0,017 \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\left[ \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0,44$$

$$\text{Donc : } \alpha = 0,017 \leq 0,44 \dots\dots\dots \text{cv}$$

#### 2-Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire Vérifier la contrainte dans les aciers tendus.



**III.3.4.3. Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \\ h/l \geq 1/10 \times M_t/M_0 \\ A_s/bd \leq 4,2/f_e \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 15/484 = 0,03 \leq 1/16 = 0,0625 \dots \text{c.v} \\ 15/484 = 0,03 \leq 9.51/10 \times 11.19 = 0,08 \dots \text{c.v} \\ 5.65 \times 100/1000 \times 130 = 0,00347 \leq 4,2/400 = 0,0105 \dots \text{c.v} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors ; le calcul de la flèche ne s'impose pas.

**1. Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

$f_{gv}, f_{gi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

$f_{ji}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

Cette flèche ne doit pas dépasser  $\frac{l}{100} + 0.5$

D'après le **BAEL91** on a :  $f_i = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fi}}$  ,  $f_v = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}}$

**1. Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

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

Avec  $y$  : la position de l'axe neutre

$n$  : coefficient d'équivalence =15

**2. Calcul de y :**

$$y = \frac{by^2}{2} + n(A + A')y - n(A'd' + Ad) = 0 \quad \text{Avec : } A' = 0 ; A = 6.16 \text{ cm}^2$$

**3. Moment d'inertie de la section homogène « I<sub>0</sub> » :**

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

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}, \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho}$$

$$E_i = 11000 * (f_{c28})^{1/3} \quad \text{et} \quad E_v = E_i/3$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| y (cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | V(Cm) | I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> ) | P      | λ <sub>i</sub> (MPa) | λ <sub>v</sub> (MPa) | E <sub>i</sub> (MPa) | E <sub>v</sub> (MPa) |
|--------|----------------------|-------|-----------------------------------|--------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 3,92   | 8995,21              | 7,79  | 30551,61                          | 0.0043 | 4.88                 | 1.952                | 32164,19             | 10721.39             |

**Tab. III .5. Différents coefficients pour le calcul de la flèche.**

✓ flèche instantanée due à G ; « f<sub>gi</sub> » :

La combinaison : q = G..... (Pour 1ml)

- palier : q<sub>1</sub> = q<sub>3</sub> = 6,6 kN/ml

- paillasse : q<sub>2</sub> = 8.16 kN/ml

$$q_{eq} = \frac{8.16 \times 2.4 + 2.44 \times 6.6}{4.84} = 7,37 \text{ kN/ml}$$

**5. Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0.85.M_0 = 0,85 \times [V_A \times (X_{max} - 1,55) - 3,685 \times (X_{max})^2] = 0,85 \times [26,23 \times (3,56 - 1,55) - 3,685 \times (3,56)^2] = 5,12 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y)/I = 15 \times 5,12 \times 10^6 (130 - 39,2) / 8995,21 \times 10^4 = 77,52 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,07$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 51043,09 \text{cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{5,12 \times 10^6 \times (4840)^2}{10 \times 32164,19 \times 51043,09 \times 10^4} = 0,73 \text{ mm}$$

❖ flèche différée due à G : « fgv » :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 38925,55 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 2,87 \text{ mm}$$

❖ flèche instantanée due à « j » :

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement

- palier :  $q_1 = q_3 = 5 \text{ KN/ml}$

- palliase :  $q_2 = 6,56 \text{ KN/ml}$

$$\text{Charge équivalente : } q_{eq} = \frac{5 \times 2,44 + 6,56 \times 2,4}{4,84} = 5,77 \text{ KN/ml}$$

**6-Calcul du moment et contrainte :**

$$M_s = 0,85 M_0 = 0,85 \times [V_A \times (X_{\max} - 1,55) - 3,685 \times (X_{\max})^2] = 0,85 \times [20,54 \times (3,56 - 1,55) - 2,885 \times (3,56)^2] = 4,012 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d - y)/I = 60,74 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0,16$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 153315,56 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} = 0.19 \text{mm}$$

❖ flèche due à G+Q : «fpi » :

$$q_{eq} = 7.37 + 2.5 = 9.87$$

$$M_{pi} = 0.85 \cdot M_s = 0.85 \times 8.06 = 6.85 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = 15 M_{pi} (d - y) / I = 103.71 \text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{pi} + f_{t28}} \right] = 0.053$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 26700.86 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 1.86 \text{mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f_t = 2.87 - 0.19 + 1.86 - 0.73 = 3.81 \text{mm}$$

$$\Delta f_t = 3.81 \text{ mm}$$

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

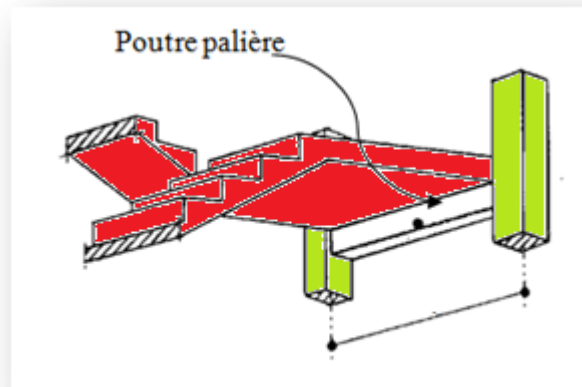
$$L = 4.84 \text{ m} : \Rightarrow \bar{f} = \frac{4840}{500} = 9,68 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 3.81 \text{mm} < \bar{f} = 9,68 \text{mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.3.5. Etude de la poutre palière :**

**III.3.5.1. Définition :**

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.



**Fig.III.8. La Poutre palier.**

**III. 3.5.2. Pré dimensionnement :**

Selon BAEI91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; h = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b \leq 4 ; h/b = 45/30 = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : nous prenons la section de la poutre palière  $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

**III.3.5.3 calcul des sollicitations :**

**❖ A l'état limite ultime :**

-poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$

-poids propre de la paillasse :  $R = R_{Au} = 48,73 \text{ KN/ml}$

Donc :  $q_{u\text{tot}} = (1.35 \times G_p + R_{AU}) = (1.35 \times 3.38 + 48.73) = 53.29 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{u\text{tot}} l^2}{8} = 166.53 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 141.55 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 50 \text{ KN.m}$

❖ **A l'état limite service :**

-poids propre de la poutre :  $G_p = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.38 \text{ KN/ml}$

-poids propre de la paillasse :  $R = R_{AS} = 35.13 \text{ KN/ml}$

Donc :  $q_{ser\text{tot}} = (G_p + R_{AS}) = (3.38 + 35.13) = 38.51 \text{ KN/ml}$

-Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_{ser\text{tot}} l^2}{8} = 120.34 \text{ KN.m}$

-Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 102.28 \text{ KN.m}$

-Moment sur appui :  $M_a = 0.3 M_0 = 36.10 \text{ KN.m}$

**III.3.5.3.1 Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :**

$h = 45 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 42 \text{ cm}$

| Section | b (cm) | d (cm) | Mu (KN.m) | $\mu$ | $\alpha$ | Z (cm) | Asmin (cm <sup>2</sup> ) | As (cm <sup>2</sup> ) | As $\geq$ Asmin |
|---------|--------|--------|-----------|-------|----------|--------|--------------------------|-----------------------|-----------------|
| Travée  | 30     | 42     | 141.55    | 0.188 | 0.262    | 37.60  | 1.52                     | 10.81                 | CV              |
| Appuis  | 30     | 42     | 50        | 0.066 | 0.085    | 40.57  | 1.52                     | 3.54                  | CV              |

Tab.III.6. Résultats du calcul du ferrailage de poutre palière.

**III.3.5.3.2. Vérification :**

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$  tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc :  $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$  ; Avec  $T_u$  : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = 133.23 \text{ KN} \quad \tau_u = \frac{133.23 \times 10^3}{300 \times 420} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification des contraintes de béton :**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$  avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- **En travée :**  $\alpha = 0.262 \leq 1.38 \dots \text{CV}$
- **Sur appui :**  $\alpha = 0.085 \leq 1.38 \dots \text{CV}$

➤ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \frac{45}{500} = 0.09 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow 0.09 \geq 0.08 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow 0.0083 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

**III.3.5.3 Armature transversales :**

On fixe :  $St = 15 \text{ cm}$  et on calcule  $A_{transv}$  :

$$1/-A_{transv} \geq 0,4 \times b \times St / f_e = 0,4 \times 300 \times 150 / 400 = 0,45 \text{ mm}^2$$

$$2/-A_{transv} \geq b \times St \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) / 0,9 \times f_e = 0,46 \text{ mm}^2$$

On prend le max :  $A_{transv}=0,46mm^2$

**III.3.5.3.4 Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :**

❖ **Calcul du moment dus à la torsion :**

$$M_{tor}=-M_A \times L/2=-8,4KN.m$$

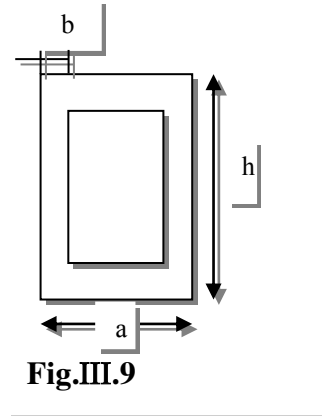
❖ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$\Omega=(a-b_0) \times (h-b_0)$$

Avec :

$$\begin{cases} a=\min (b \times h) \\ b_0=\frac{h}{6}=\frac{45}{6}=7,5cm \end{cases}$$

$$\Omega=(30-7,5) \times (45-7,5)=843,75cm^2$$



❖ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor}=\frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega}=\frac{8.4 \times 10^6}{2 \times 843,75 \times 75 \times 100}=0.66MPa$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que :  $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau}=\min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$\Rightarrow (1)^2 + (0.66)^2 = 1.43 MPa < 11.11 MPa.$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots CV$$

❖ **Calcul des armatures:**

❖ **Les Armatures longitudinales :**

D'après le BEAL91 :  $A_s^{tor}=\frac{M_{tor}.u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec : u : périmètre de la section efficaceΩ.

$A_s^{tor}$  : Armatures longitudinales de torsion.



$$U = [(h - b_o) + (b - b_o)] \times 2 = 1.5 \text{ m}$$

$$A_s^{tor} = \frac{8.4 \times 1500 \times 10^6}{2 \times 843,75 \times 348 \times 10^2} = 2.14 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage minimal :

D'après le BEAL91 on a :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$$\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e = \frac{2,14}{7,5 \times 150} \times 400 = 0.76$$

Donc :  $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$

### ❖ Les armatures transversales :

On fixe :  $S_t = 15 \text{ cm}$  ;

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \Omega \sigma_s} = \frac{8.4 \times 150 \times 10^6}{2 \times 843,75 \times 348 \times 10^2} = 0.21 \text{ cm}^2$$

### ❖ Ferrailage globale:

#### 1- Les armatures longitudinales:

##### En travée:

$$A_{st} = A_{travée} + A_{tor}/2 = 10,81 + 2,14/2 = 11,88 \text{ cm}^2$$

On adopte: 8T14 = 12,32 cm<sup>2</sup>

##### Sur appui:

$$A_{sa} = A_{appui} + A_{tor}/2 = 3,54 + 2,14/2 = 4,61 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T14 = 6,16 cm<sup>2</sup>

#### 2- Les armatures transversales:

$$A_{transv} = 0,46 + 0,21 = 0,67 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre + un trier).

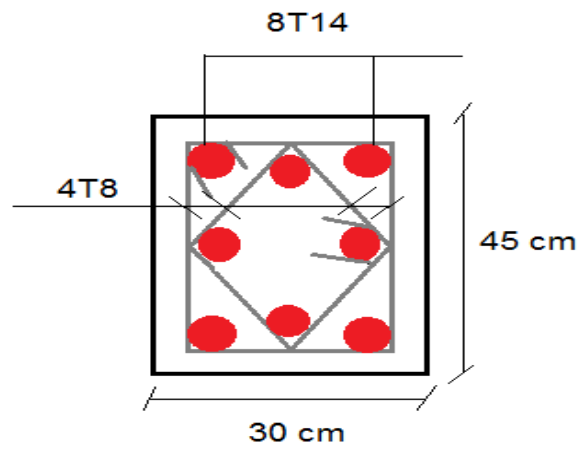


Fig.III.10.ferraillage de la poutre palière.

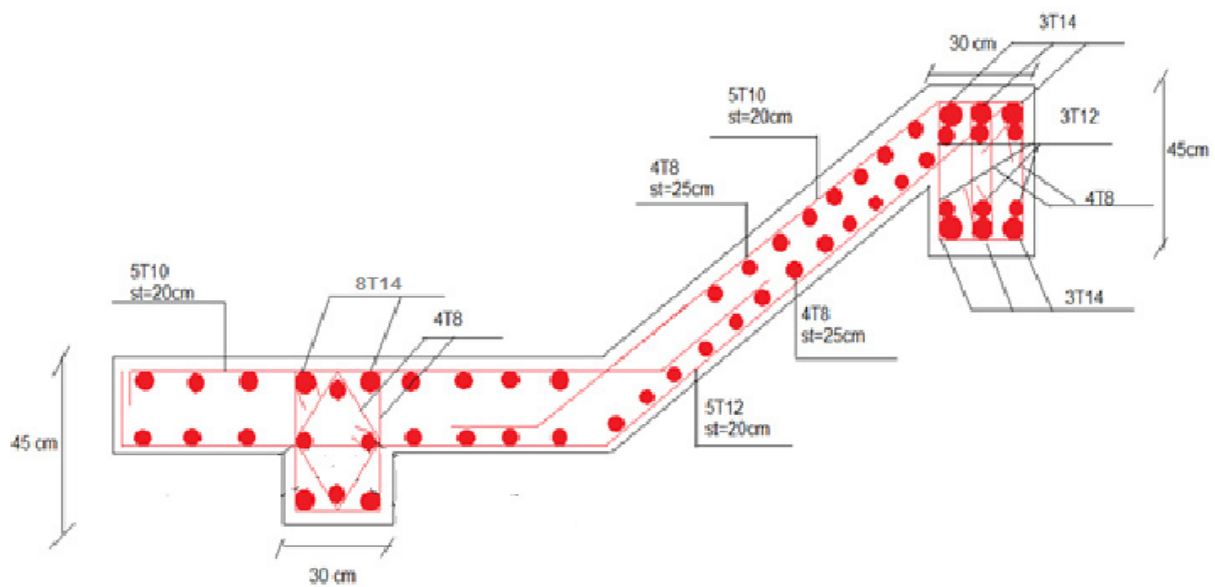


Fig.III.11.Ferraillage de l'escalier.

### III.4. Etude des balcons :

#### III.4.1 Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm. Selon les dimensions et les surcharge.

#### III.4.2. Pré dimensionnement :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastrée dans est conditionnée par  $L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow$  on prend :  $e = 12$  cm.

Avec des considérations pratiques (expérience), on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas pratique, donc nous avons opté pour une épaisseur  $e = 12$  cm.

Le balcon est modélisé comme une dalle encastrée sur trois cotés, pour le calcul on a fait un calcul automatique à l'aide de programme «SOCOTEC »

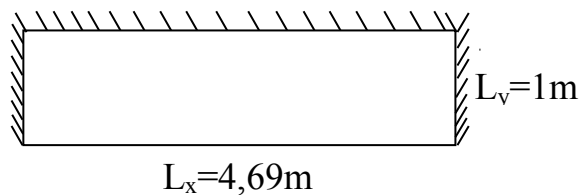


Fig. III.15. Dimension du balcon.

**III.4.3. Etude des balcons:**

Les balcons sont considérés comme des plaques encastées dans les poutres ; le bâtiment à étudier contient 2 types de balcons.

Ce type des balcons sera calculé à l'aide de logiciel socotèc.

➤ **Caractéristique des matériaux :**

Module d'Young E : 32164MPa.

Dimension de la dalle :

Longueur a : 4.69m.

Longueur b : 1m.

Epaisseur ep: 0.12m.

| N | Type     | Position       |
|---|----------|----------------|
| 1 | Encastré | Ligne y = 0    |
| 2 | Encastré | Ligne x = 0    |
| 3 | Encastré | Ligne x = 4.69 |

➤ **Les charges :**

| N | Type         | Compo | valeur | coef | Position      |
|---|--------------|-------|--------|------|---------------|
| 1 | Poids propre | -Z    | --     | 1.35 | Dalle entière |
| 2 | uniforme     | -Z    | 6.6    | 1.35 | Dalle entière |
| 3 | uniforme     | -Z    | 3.5    | 1.5  | Dalle entière |

➤ **Les moments**

Moment suivant xx (M<sub>xx</sub>) : Moment suivant yy (M<sub>yy</sub>) :

|            | X (m) | Y(m) | M <sub>yy</sub> (KN.m <sup>2</sup> ) |
|------------|-------|------|--------------------------------------|
| <b>Min</b> | 0     | 1    | -6.66                                |
| <b>Max</b> | 1.03  | 1    | 1.07                                 |

|            | X (m) | Y(m) | M <sub>xx</sub> (KN.m <sup>2</sup> ) |
|------------|-------|------|--------------------------------------|
| <b>Min</b> | 2.2   | 0    | -7.41                                |
| <b>Max</b> | 2.2   | 1    | 0.23                                 |

➤ **Les efforts tranchants :**

Suivant  $T_{zx}$ : Suivant  $T_{zy}$ :

|            | X (m) | Y(m) | $T_{zx}$ (KN) |
|------------|-------|------|---------------|
| <b>Min</b> | 0     | 0    | -30.08        |
| <b>Max</b> | 4.69  | 1.5  | 30.08         |

|            | X (m) | Y(m) | $T_{zx}$ (KN) |
|------------|-------|------|---------------|
| <b>Min</b> | 2.2   | 0    | -16.98        |
| <b>Max</b> | 0     | 0.63 | 8.34          |

➤ **Calcul du ferrailage :**

❖ Calcul a ELU :

On a :  $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq h/10 = 1.2\text{cm}$ .

Donc :  $\varnothing_x = \varnothing_y = 12\text{mm}$ .

Calcul de  $d_x$  et  $d_y$  :

$$d_x = h - c - \varnothing_y/2 = 16 - 3 - 0.6 = 8.4\text{cm}$$

$$d_y = d_x - (\varnothing_x + \varnothing_y)/2 = 7.2\text{ cm}$$

❖ **Tableau de ferrailage de balcon :**

|                | A      | M<br>(KN.m) | b<br>(cm) | d<br>(cm) | $\mu$ | Z<br>(cm) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Asado<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|----------------|--------|-------------|-----------|-----------|-------|-----------|--------------------------|-----------------------------|
| <b>Sens xx</b> | Sur ap | 6.66        | 100       | 8.4       | 0.066 | 8.11      | 2.35                     | 4T10=3.14                   |
|                | En tr  | 1.07        | 100       | 8.4       | 0.01  | 8.35      | 0.36                     | 4T8=2.01                    |
| <b>Sens yy</b> | Sur ap | 7.41        | 100       | 7.2       | 0.01  | 7.16      | 2.97                     | 4T10=3.14                   |
|                | En tr  | 0.23        | 100       | 7.2       | 0.003 | 7.19      | 0.0919                   | 4T8=2.01                    |

**Tab.III.9.Ferrailage du balcon.**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / 400.$$

$$xx : d_x = 8.4 \dots \dots \dots A_{min} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$yy : d_y = 7.2 \dots \dots \dots A_{min} = 0.86 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

❖ **Espacement maximal :**

Le sens le plus sollicité :

$$\text{Sens-xx: } s_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}).$$

$$s_t \leq \min (24; 33 \text{ cm}) \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}.$$

Le sens le moins sollicité :

$$\text{Sens-yy: } s_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}).$$

$$s_t \leq \min (48; 45 \text{ cm}) \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm}.$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 30.08 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 16.98 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \{ 0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

→ La Fissuration est préjudiciable.

$$\tau_{ux} = 0,35 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau_{uy} = 0.23 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

- Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[ A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2 \right]$$

On a:  $A'_s = 0 \Rightarrow I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante:

$$b \cdot y^2 + 30 \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - 30 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

On a :  $A'_s = 0 \Rightarrow b \cdot y^2 + 30 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \quad y = 2.38 \text{ cm.}$

$$I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 2156.29 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{6.02}{2156.29 \cdot 10^{-8}} \cdot 2,38 \cdot 10^{-2} \Rightarrow \sigma_b = 6.644 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 14.17 \text{ MPa} \dots \text{c.v.}$$

Vérification de la flèche :  $h/L = 12/100 = 0.12 \geq 1/16 = 0.0625 \dots \text{CV.}$

$A_s / b \cdot d = 3.14 / 100 \cdot 8.4 = 0.0037 \leq 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \text{CV.}$

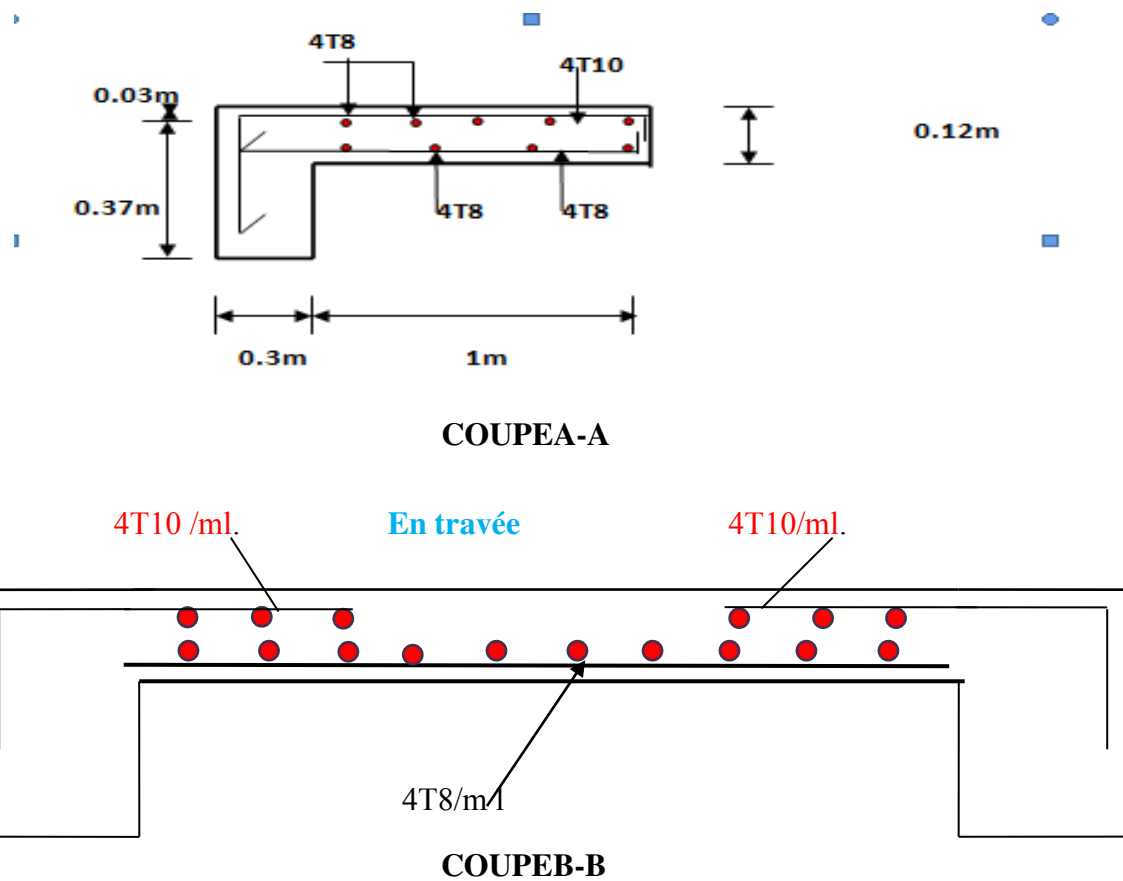


Fig.III.16.Ferrailage des balcons à 1m.

### III.5.les Planchers :

#### III.5.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis ils les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à corps creux.

#### III.5.2. planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension  $(16 \times 25 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une table de compression de 5cm d'épaisseur.

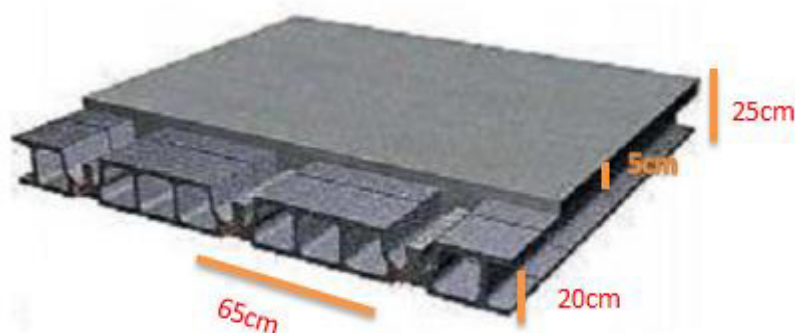


Figure III.17.Plancher à corps creux.

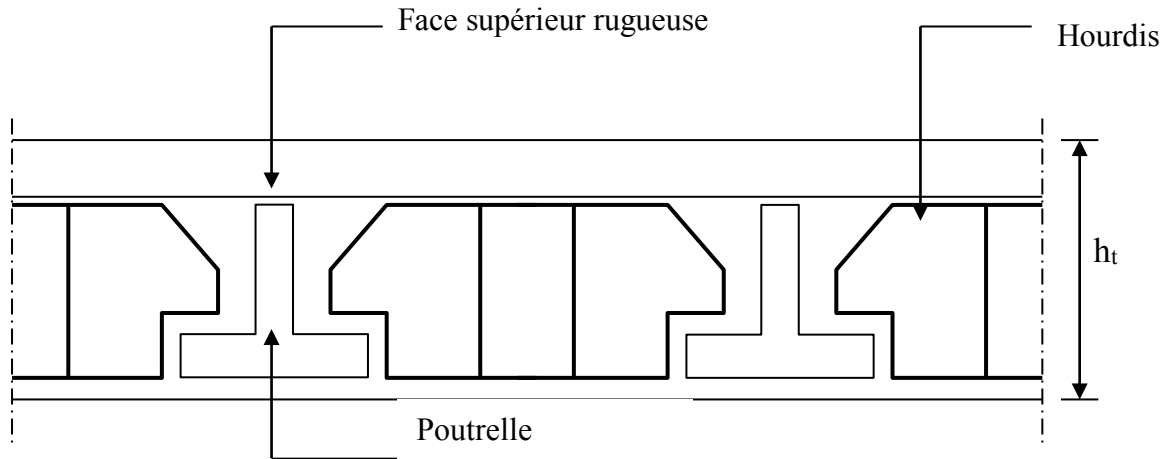
#### III.5.2.1 Calcul des poutrelles:

Le plancher est constitué de corps creux  $(20+5)$  qui repose sur des poutrelles.

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations Intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis).





**Fig. III.18. Coupe verticale du plancher à corps creux**

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La table de compression.

#### III.5.2.2. Méthode de calcul :

- Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

##### ✓ Méthode forfaitaire :

Dans notre bâtiment il existe un seul type de planchers à corps creux. Donc on applique la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées [suivant BAEL91] :

- Les charges d'exploitations sont modérées, c'est-à-dire ou :  $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :  $I = \text{constant}$ .
- Les portées vérifient la relation suivante :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ .
- Les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.

##### ❖ Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :

- 1<sup>ère</sup> condition :

$$Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5,85, 5) \text{ KN/m}^2 = 11,7 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5, 5) \text{ KN/m}^2 = 10 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **2<sup>ème</sup> condition :**

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$I = \text{constante} \dots\dots\dots CV.$

- **3<sup>ème</sup> condition :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \left( \frac{5}{2,75} = 1,81 \right) \leq 1.25 \dots\dots\dots C.N.V$$

- **4<sup>ème</sup> condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....CV.

Donc : on va appliquer la méthode Caquot sur le 1<sup>er</sup> type

✓ **Méthode Caquot :**

❖ **Introduction :**

Cette méthode est basé sur la théorie générale de la continuité, mais des corrections ont été rapportés pour tenir compte de la fissuration du béton due au fluage et de la présence fréquente de table de compression qui diminue les moments sur appuis et augmente les moments sur travées.

- Moments sur appui :

$$M_a = 0,15 M_0 \text{ : Appui de rive ; avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \text{ : Appui intermédiaire.}$$

$$M_t \geq 1.25 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ : Moment en travée.}$$

$M_0$ : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$(M_w, M_e)$  : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$  : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$  : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives  $l'_0$  à gauche et à droite avec :

$l' = l$  Pour une travée de rive.

$l' = 0,8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.

Où «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

Effort tranchant :

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

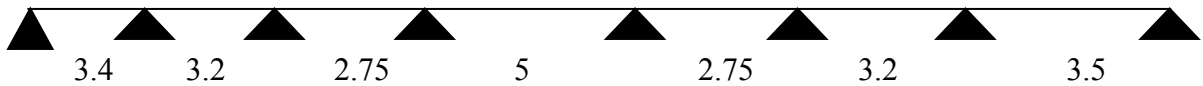
$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Avec :  $T_0 = \frac{ql}{2}$

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

❖ Application de la Méthode de Caquot :

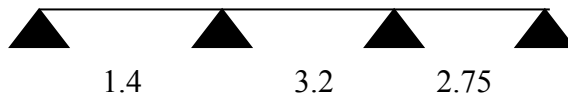
**Type01 :**



**Type02 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \left( \frac{3.4}{3.2} = 1,1062 \right) \leq 1.25$$

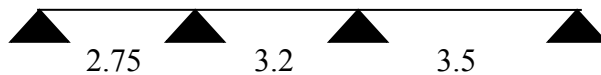
Cvon applique la méthode forfaitaire.



**Type03 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \left( \frac{3.2}{3.5} = 0.91 \right) \leq 1.25$$

Cvon applique la méthode forfaitaire



❖ **Détermination des charges :**✓ **1<sup>er</sup> cas :****Type(1) :**❖ **Plancher terrasse:**Charge permanente :  $G=6.33 \text{ KN/m}^2$ Pour une bande de 0.65m :  $G=4.11 \text{ KN/ml}$ Surcharge d'exploitation :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$ Pour une bande de 0.65m :  $Q=0.65 \text{ KN/ml}$ ❖ **Plancher étage courant :** $G = 5,85 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ Pour une bande de 0,65 m :  $G = 5,85 \times 0,65 = 3,8025 \text{ KN/ml}$ 

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des sollicitations :****ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q$ Plancher terrasse :  $q = 6,92 \text{ KN/m}$ Plancher étage courant :  $q = 6,85 \text{ KN/m}$ **ELS :**  $G+Q$ Plancher terrasse :  $q = 4,77 \text{ KN/m}$ Plancher étage courant :  $q = 4,76 \text{ KN/m}$ 

- **Type1 :** Méthode de calcul :(CAQUOT)

❖ **Moment en appui :**Appui de rive :  $M_a = 0,15M_0$  avec :  $M_0 = q \cdot l^2 / 8$ 

Appui intermédiaire :

$$M_a = q \cdot w \times l'w^3 + qe \times l'e^3 / 8.5(l'w + l'e).$$

Avec :  $l'=1$  → pour une travée de rive.

$l'=0.8l$  pour une travée intermédiaire

| Type  | ELU    |       |        | ELS    |       |       |
|-------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|
| Type1 | M0     | Ma    | Mt     | M0     | Ma    | Mt    |
|       | 9.42   | 1.413 | 7.46   | 6.87   | 1.03  | 5.438 |
|       | 8.345  | 7.216 | 4.6205 | 6.092  | 5.267 | 3.369 |
|       | 6.163  | 4.418 | 0.89   | 4.49   | 3.225 | 0.63  |
|       | 20.375 | 13.04 | 12.423 | 14.875 | 6.74  | 11.85 |
|       | 6.163  | 13.04 | 0.89   | 4.49   | 6.74  | 0.63  |
|       | 8.345  | 4.14  | 4.585  | 6.092  | 3.225 | 3.247 |
|       | 9.98   | 7.55  | 7.915  | 7.28   | 5.51  | 2.498 |
|       | 1.497  |       |        | 1.092  |       |       |

TabIII.10.résultats des moments à l'ELU et ELS pour plancher terrasse.

| Type   | ELU                      |                          |                          | ELS                      |                          |                          |
|--------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Type 1 | M <sub>0</sub><br>(KN.m) | M <sub>a</sub><br>(KN.m) | M <sub>t</sub><br>(KN.m) | M <sub>0</sub><br>(KN.m) | M <sub>a</sub><br>(KN.m) | M <sub>t</sub><br>(KN.m) |
|        | 9.51                     | 1.43                     | 7.53                     | 6.89                     | 1.033                    | 5.456                    |
|        | 8.42                     | 7.28                     | 4.6                      | 6.205                    | 5.28                     | 3.37                     |
|        | 6.22                     | 4.45                     | -0.89                    | 4.109                    | 3.23                     | 0.64                     |
|        | 20.56                    | 9.32                     | 16.38                    | 14.906                   | 6.75                     | 11.88                    |
|        | 6.22                     | 9.32                     | 16.38                    | 4.509                    | 6.75                     | 3.25                     |
|        | 8.42                     | 4.45                     | 0.89                     | 6.105                    | 3.23                     | 3.25                     |
|        | 10.07                    | 5.48                     | 8.85                     | 7.3                      | 5.52                     | 5.817                    |
|        | 3.021                    |                          |                          | 1.092                    |                          |                          |
| Type 2 | 9.51                     | 2.85                     | 6.278                    | 6.895                    | 2.068                    | 4.346                    |
|        | 8.428                    | 4.775                    | 5.313                    | 6.108                    | 3.447                    | 3.85                     |
|        | 6.22                     | 4.214                    | 5.296                    | 4.51                     | 1.353                    | 0.852                    |
|        |                          | 1.86                     |                          |                          |                          |                          |
| Type3  | 6.22                     | 1.860                    | 3.92                     | 4.51                     | 1.533                    | 2.84                     |
|        | 8.42                     | 4.212                    | 3.41                     | 8.108                    | 3.045                    | 3.29                     |
|        | 10.08                    | 5.24                     | 6.66                     | 7.31                     | 3.566                    | 4.83                     |
|        |                          | 3.024                    |                          |                          | 2.19                     |                          |

Tab.III.11.résultats des moments à ELU et ELS pour plancher étage.

❖ Les efforts tranchant :

- Appuis de rive :  $T_e = q_u \cdot L/2$  et  $T_w = q_u \cdot L/2$
- Appuis intermédiaire :  $T_e = 1,1 q_u \cdot L/2$  et  $T_w = 1,1 q_u \cdot L/2$

|        | appuis | Les efforts tranchant | Plancher terrasse | Plancher étage |
|--------|--------|-----------------------|-------------------|----------------|
| Type 1 | 1      | $T_e$                 | 11.099            | 11.19          |
|        | 2      | $T_w$                 | 12.21             | 12.31          |
|        |        | $T_e$                 | 11.491            | 11.59          |
|        | 3      | $T_w$                 | 11.491            | 11.59          |
|        |        | $T_e$                 | 9.88              | 9.96           |
|        | 4      | $T_w$                 | 9.88              | 9.96           |
|        |        | $T_e$                 | 17.93             | 18.11          |
|        | 5      | $T_w$                 | 17.93             | 18.11          |
|        |        | $T_e$                 | 9.88              | 9.96           |
|        | 6      | $T_w$                 | 9.88              | 9.96           |
| $T_e$  |        | 14.491                | 11.59             |                |
| 7      | $T_w$  | 11,491                | 11.59             |                |
|        | $T_e$  | 12.56                 | 12.68             |                |
| 8      | $T_w$  | 11.43                 | 11.52             |                |
| Type 2 | 1      | $T_e$                 | 11.099            | 11.19          |
|        | 2      | $T_w$                 | 12.21             | 12.31          |
|        |        | $T_e$                 | 11.491            | 11.59          |
|        | 3      | $T_w$                 | 11.491            | 11.59          |
|        |        | $T_e$                 | 9.88              | 9.96           |
| 4      | $T_w$  | 9.89                  | 9.05              |                |
| Type 3 | 1      | $T_e$                 | 8.8 9             | 9.05           |
|        | 2      | $T_w$                 | 9.88              | 9.96           |
|        |        | $T_e$                 | 11.491            | 11.59          |
|        | 3      | $T_w$                 | 11,491            | 11.59          |
|        |        | $T_e$                 | 12.56             | 12.68          |
| 4      | $T_w$  | 11.43                 | 11.52             |                |

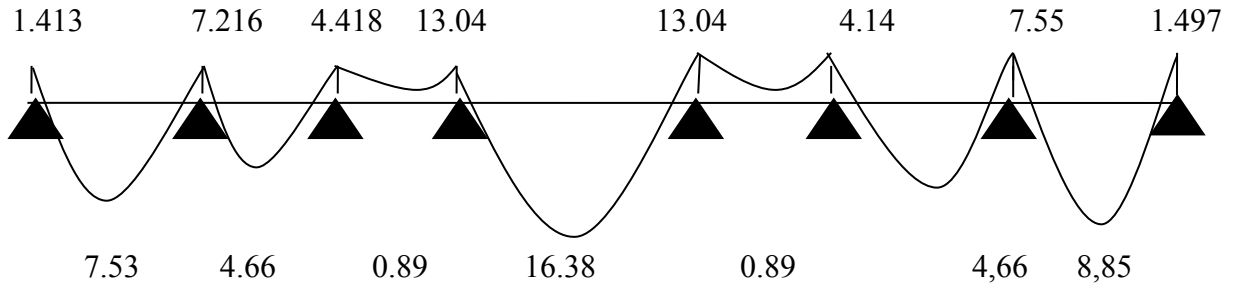
Tableau.III.12.Calcul des efforts tranchant ELU.

|        | appuis | Les efforts tranchant | Plancher terrasse | Plancher étage |
|--------|--------|-----------------------|-------------------|----------------|
| Type 1 | 1      | $T_e$                 | 8.092             | 8.1124         |
|        | 2      | $T_w$                 | 8.90              | 8.92           |
|        |        | $T_e$                 | 8.38              | 8.4            |
|        | 3      | $T_w$                 | 8.38              | 8.4            |
|        |        | $T_e$                 | 7.2               | 7.22           |
|        | 4      | $T_w$                 | 7.2               | 7.22           |
|        |        | $T_e$                 | 11.19             | 13.123         |
|        | 5      | $T_w$                 | 11.19             | 13.123         |
|        |        | $T_e$                 | 7.2               | 7.22           |
|        | 6      | $T_w$                 | 7.2               | 7.22           |
| $T_e$  |        | 8.38                  | 8.4               |                |
| 7      | $T_w$  | 8.38                  | 8.4               |                |
|        | $T_e$  | 9.163                 | 9.19              |                |
| 8      | $T_w$  | 8.33                  | 8.35              |                |
|        | $T_e$  | 8.092                 | 8.1124            |                |
| Type 2 | 1      | $T_e$                 | 8.092             | 8.1124         |
|        | 2      | $T_w$                 | 8.90              | 8.92           |
|        |        | $T_e$                 | 8.38              | 8.4            |
|        | 3      | $T_w$                 | 8.38              | 8.4            |
|        |        | $T_e$                 | 7.2               | 7.22           |
| 4      | $T_w$  | 6.55                  | 6.56              |                |
| Type 3 | 1      | $T_e$                 | 6.55              | 6.56           |
|        | 2      | $T_w$                 | 7.2               | 7.22           |
|        |        | $T_e$                 | 8.38              | 8.4            |
|        | 3      | $T_w$                 | 8.38              | 8.4            |
|        |        | $T_e$                 | 9.163             | 9.19           |
| 4      | $T_w$  | 8.33                  | 8.35              |                |

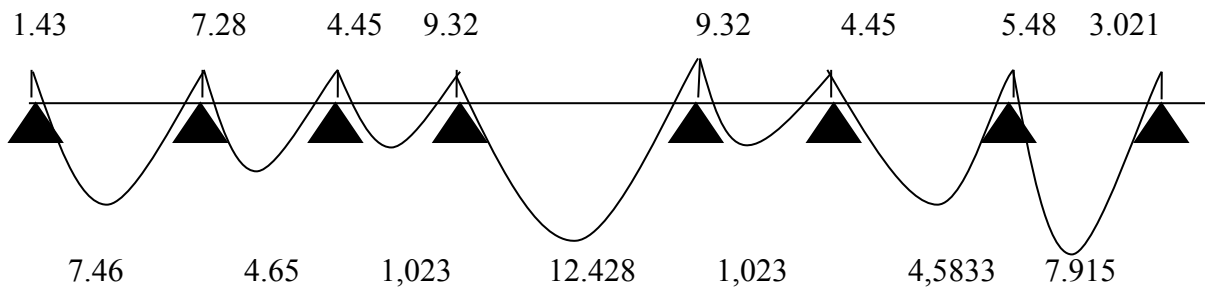
TaB.III.13.Calcul des efforts tranchant ELS.

❖ Diagramme des moments type1 :

- Plancher étage : ELU

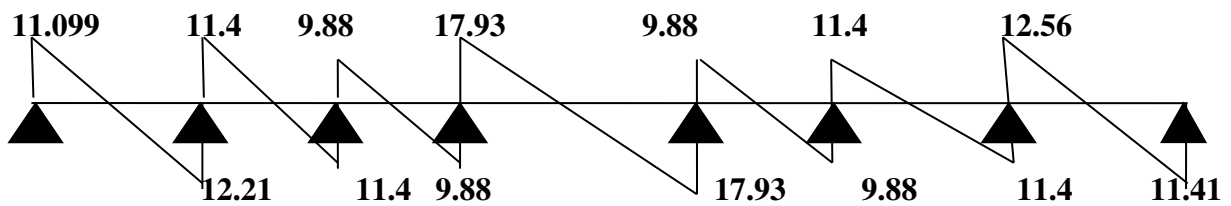


- Plancher terrasse : ELU

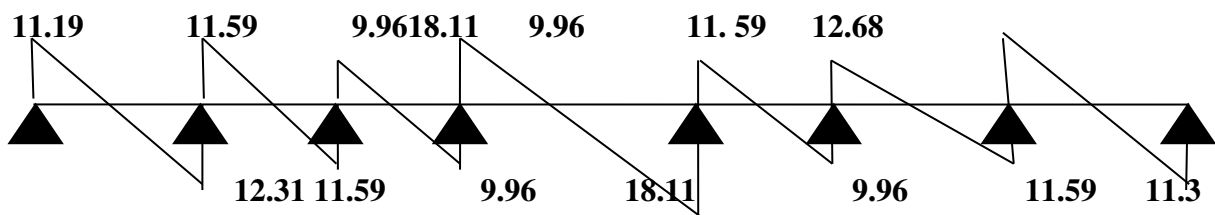


❖ Diagramme des efforts tranchant type1 :

- Plancher terrasse : ELU



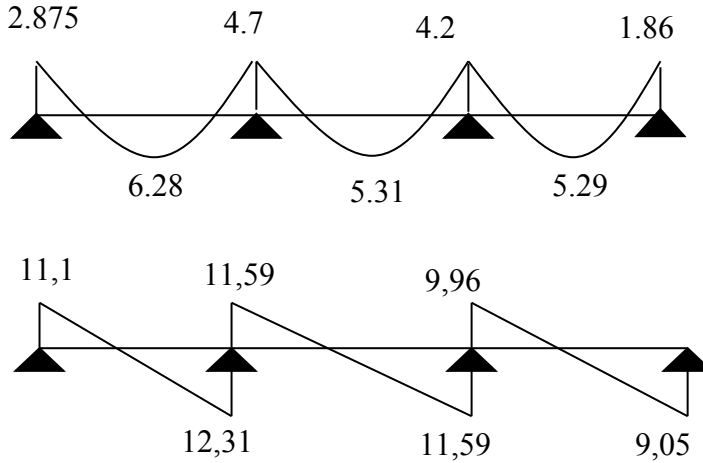
- Plancher étage :ELU



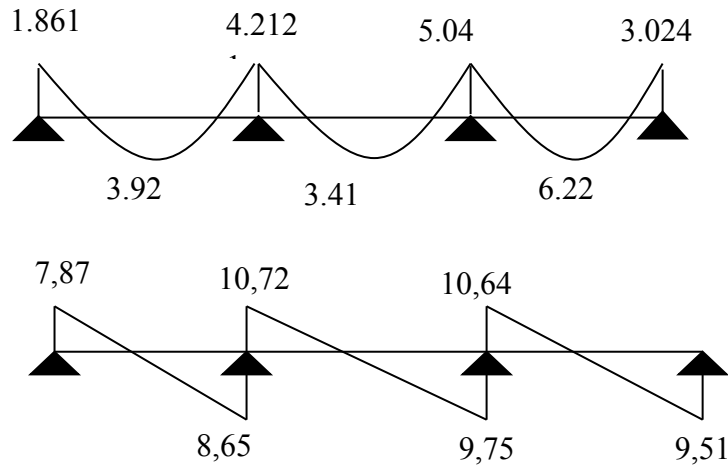


❖ Diagramme des mo moment et effort Tranchant type2 :

- Plancher étage :



❖ Diagramme des mo moment et effort Tranchant type3 :



❖ Calcul des armatures longitudinales :

- Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

| $M_a$ max de rive | $M_a$ max intermédiaire | $M_t$ max  | $T_u$ max |
|-------------------|-------------------------|------------|-----------|
| 1.497KN.m         | 13.04KN.m               | 12.423KN.m | 17.93KN   |

TaB.III.14. les sollicitations les plus défavorables.

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right).$$

\*si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

\*si  $M_u < M_t$  : l'axe neutre se trouve dans la nervure.

**En travée :**

$$\Rightarrow M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.225 - 0.05/2) = 92.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 92.3 \text{ KN.m} > M_u = 12.423 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple avec :  $b = 0.65 \text{ m}$  et  $h = 0.25 \text{ m}$ .

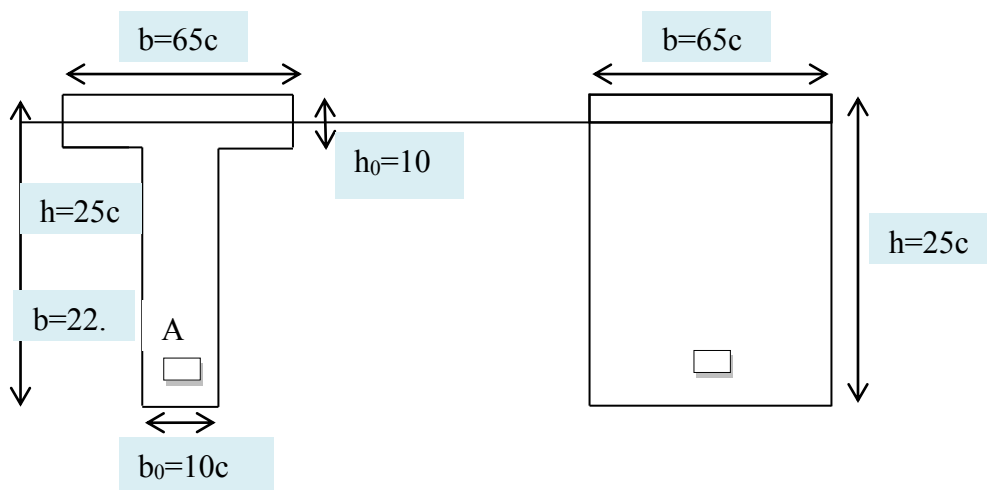
**Sur appui :**

$$\Rightarrow \text{Appui de rive : } M_t = 92.3 \text{ KN.m} > M_u = 1.497 \text{ KN.m}$$

► section rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\Rightarrow \text{Appui intermédiaire : } M_t = 92.3 \text{ KN.m} > M_u = 13.04 \text{ KN.m}$$

► section rectangulaire ( $b \times h$ )



**Fig .III.19. Schéma descriptif des poutrelles.**

Le calcul se fait avec les formules suivantes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

|                      | Mu (KN.m) | b (cm) | d (cm) | $\mu$ | $\alpha$ | Z (cm) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-----------|--------|--------|-------|----------|--------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>Travée</b>        | 12.423    | 65     | 22.5   | 0.027 | 0.034    | 22.19  | 1.6                               | 1.76                                 | 3T10=2.36                            |
| <b>Appui de rive</b> | 1.497     | 10     | 22.5   | 0.02  | 0.025    | 22.27  | 0.19                              | 0.27                                 | 1T10=0.79                            |
| <b>Appui inter</b>   | 13.04     | 10     | 22.5   | 0.18  | 0.25     | 22.25  | 1.85                              | 0.27                                 | 1T1+1T1<br>=1.92                     |

Fig .III.20. Résultats de ferrillage des poutrelles plancher.

- Etage 1<sup>er</sup> cas type 1 :

❖ Vérification à l'E.L.S :

➤ Vérification des contraintes:

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

|                          |                            | $\alpha$ | $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ |
|--------------------------|----------------------------|----------|--------------------------------|--|--|
| <b>Plancher Terrasse</b> | <b>En travée</b>           | 0.034    | 1.37                           | 0.43   | CV   |
|                          | <b>Appui de rive</b>       | 0.025    | 1.37                           | 0.43   | CV   |
|                          | <b>Appui intermédiaire</b> | 0.25     | 1.37                           | 0.4  | CV   |

Tab.III.21. vérifications à l'ELS.

❖ Contrainte dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

## ❖ Vérification a l'E.L.U :

## ❖ Plancher terrasse Type 1 :

## a- Vérification de la condition de non fragilité :

## • En travée :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,765 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

## ❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_{u \max} = 17.93$$

## ❖ fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17.931 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,225} = 0,774 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,774 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

## ❖ Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(250/35; 100/10; 10) \text{ mm} = 7.14 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte un cadre } \phi 8 \Rightarrow A_t = 2 \text{ T } 8 = 1.1 \text{ cm}^2$$

## ❖ Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 22.5; 40 \text{ cm}) = 20.25 \text{ cm}$$

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

Suivant: R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$$Q_t \leq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0.6 \text{ cm}$$

$$Q_t = 8 \text{ mm} \geq 6 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

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

❖ Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.055 > 0.0625 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow 0.05 > 0.053 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{Fe} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 22.5} < \frac{3.6}{400} \rightarrow 0.0016 < 0.009 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

❖ Calcule la flèche :

$F \leq F_{adm}$  .

$F_{adm} = L / 500 = 5000 / 500 = 10 \text{mm}$

$I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 88175.42 \text{cm}^4$

$\Phi = A_s / b_0 d = 0,010$

$\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 3,15$

$\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,77$

$I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 19714.016 \text{cm}^4$

$1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000264 \text{mm}^{-1}$

$F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.67 \text{mm} < 10 \text{mm}$

$F \leq F_{adm} \dots\dots\dots CV$

• **Plancher étage:**

$q_u = 6.85 \text{ KN/ml}$  ;  $q_{ser} = 4.77 \text{ KN/ml}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

|                      | <b>Mu<br/>KN.m</b> | <b>b<br/>(cm)</b> | <b>d<br/>(cm)</b> | <b><math>\mu</math></b> | <b><math>\alpha</math></b> | <b>Z<br/>(cm)</b> | <b>As<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Asmin<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Aadop<br/>(cm<sup>2</sup>)</b> |
|----------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------------|----------------------------|-------------------|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b>        | 16.38              | 65                | 22.5              | 0.035                   | 0.045                      | 22.09             | 2.13                           | 1.76                              | 3T10=2.36                         |
| <b>Appui de rive</b> | 1.43               | 10                | 22.5              | 0.129                   | 0.17                       | 22.97             | 0.19                           | 0.27                              | 1T10=0.79                         |
| <b>Appui inter</b>   | 9.32               | 10                | 22.5              | 0.02                    | 0.02                       | 22.28             | 1.85                           | 0.27                              | 2T10=0.79                         |

**Tab.III.22: résultats de ferrailage des poutrelles plancher étage 1<sup>er</sup> cas type1**

❖ **Vérification à l'E.L.S :**

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier que :  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ;  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

|                 |                     | <b><math>\alpha</math></b> | <b><math>\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}</math></b> | <b><math>\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}</math></b> | <b><math>\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}</math></b> |
|-----------------|---------------------|----------------------------|--|--|--|
| <b>Plancher</b> | En travée           | 0.045                      | 1.38   | 0.44   | CV   |
|                 | Appui de rive       | 0.02                       | 1.38   | 0.44   | CV   |
|                 | Appui intermédiaire | 0.17                       | 1.38   | 0.44   | CV   |

**Tab.III.23. vérifications à l'ELS type1.**

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

❖ **Vérification a l'E.L.U :**

- **Plancher étage type 1 :**

**b- Vérification de la condition de non fragilité :**

- **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_c} b.d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,225 = 1,765 \text{ cm}^2.$$

⇒  $A_s = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.765 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C.V.

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$T_{u \max} = 17.93$

❖ **fissuration non préjudiciable :**

$\bar{\tau}_u = \min(0,2.f_{c28} / \gamma_b; 5MPa) = 3,33MPa$

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{18.11 \cdot 10^{-3}}{0,1 \cdot 0,225} = 0,804MPa$

$\tau_u = 0.804MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots$ CV

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$\phi_t = \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t) = \min(250/35; 100/10; 10)mm = 7.14mm$

On adopte un cadre  $\phi 8 \Rightarrow A_t = 2 T 8 = 1.1 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales:**

$S_t \leq \min (0, 9.d; 40cm) = \min (0, 9 \cdot 22.5; 40cm) = 20.25cm$

On adopte :  $S_t = 20cm$

Suivant: R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2)

$Q_t \leq 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 20 \times 10 = 0.6cm$

$Q_t = 8mm \geq 6mm \dots\dots\dots$ CV

On adopte :  $S_t = 20cm$

❖ Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas

Calcule la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow 0.05 > 0.0442 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \rightarrow 0.05 > 0.054 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{Fe} \rightarrow \frac{2.36}{65 \times 22.5} < \frac{3.6}{400} \rightarrow 0.0016 < 0.009 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

$F \leq F_{adm}$  .

$F_{adm} = L / 500 = 5000 / 500 = 10\text{mm}$

$I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 88175.42\text{cm}^4$

$\Phi = A_s / b_0 d = 0,011\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 3,15$

$\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,77$

$I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 19714.016\text{cm}^4$

$1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000186\text{mm}^{-1}$

$F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.76\text{mm} < 10\text{mm}$

$F \leq F_{adm} \dots\dots\dots CV$

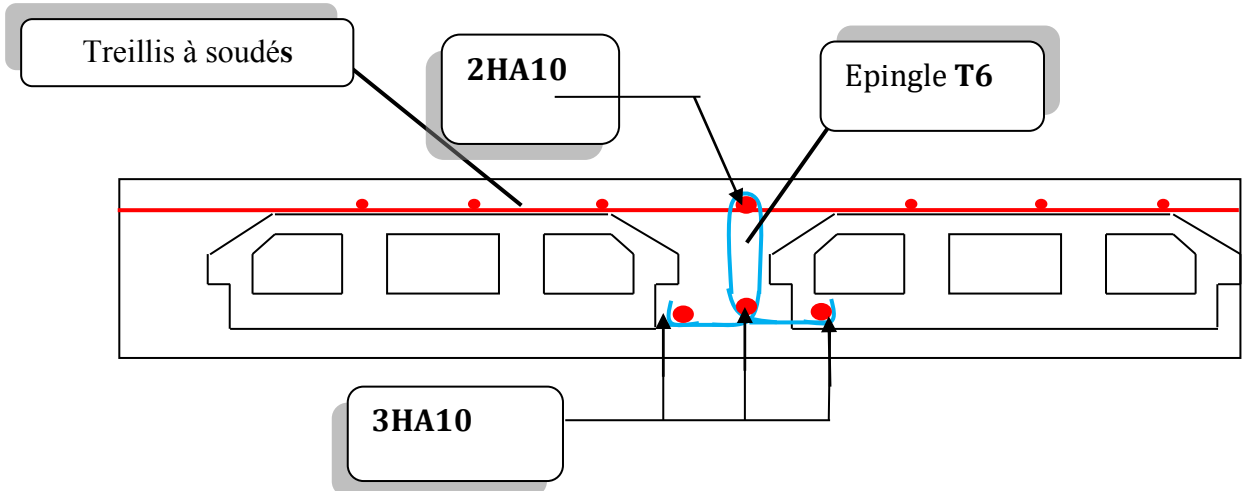


Fig.III.20.Ferraillage du plancher à corps creux de (appuis intermédiaire)



**III.5.2.3. Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferroalliage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

$$20 \text{ cm} : \text{ Dans le sens parallèle aux poutrelles si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_c}$$

$$30 \text{ cm} : \text{ Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles si : } L_1 > 50\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_c}; A_2 =$$

$$\frac{A_1}{2}.$$

Avec :

- $L_1$  : La distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1 = 65 \text{ cm}$ ).
- $A_1$  : diamètres perpendiculaire aux poutrelles.
- $A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles.

On a:

$$L_1 = 65 \Rightarrow A_1 = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

**❖ Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition doivent vérifier :

$$A_2 = \frac{A_1}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 5HA6 = 1,41 cm<sup>2</sup>/ml.

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

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

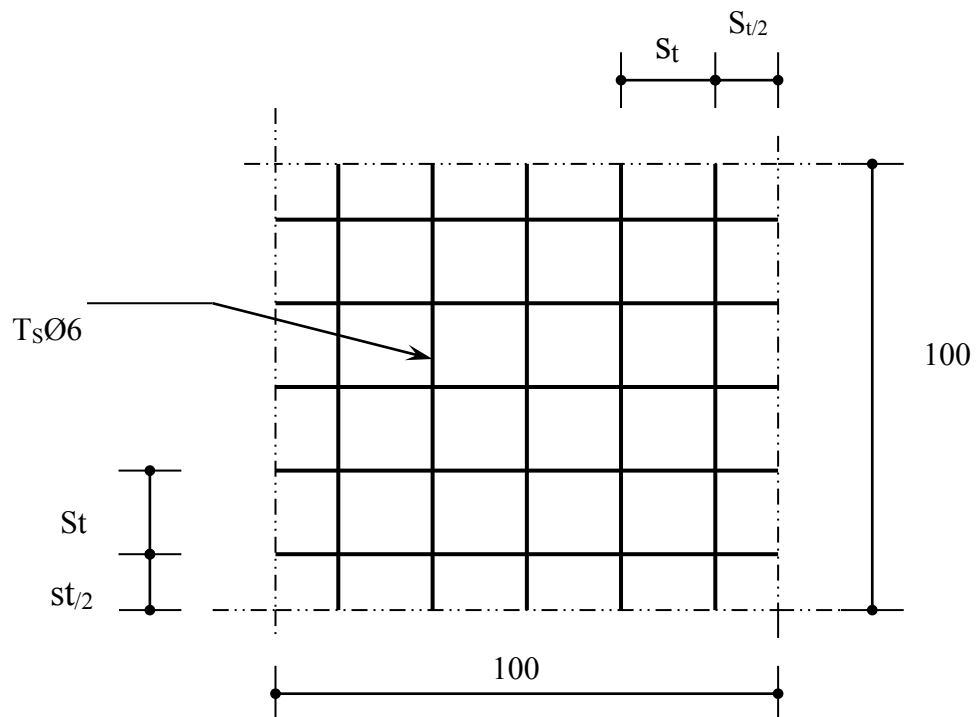


Fig.III.21. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

**CHAPITRE IV :**

**ETUDE DE VENT.**

## Chapitre IV : Etude au vent

### IV.1. Introduction :

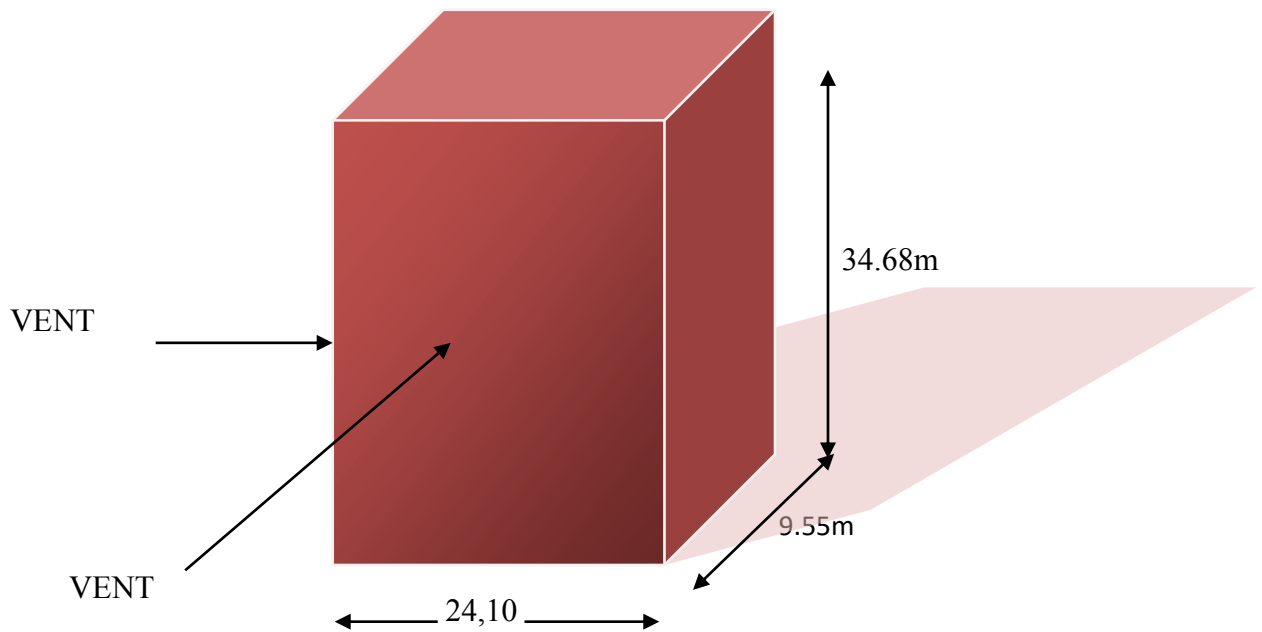
Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

La région, le site, l'altitude, et les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, tels que le moment fléchissant et l'effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

Le calcul est conduit selon le Règlement Neige et Vent **RNV99**.

Le bâtiment sera modélisé par une console encastree dans le sol et soumis à une pression due au vent répartie sur la hauteur,



**Fig. IV.1. Action de vent.**

**IV.2. Application de RNV 99 :** exige les étapes suivante :

#### **IV.2.1. Détermination de 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 ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de structure

Ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure,

- **Valeur de  $C_d$  :**

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque (3,1 page 51); pour :

**Sens x:**

$h = 34.68\text{m}$  }  
 $b = 9.55\text{m}$  }      Après l'interpolation :  $C_d = 0.96 < 1.2$

**Sens-y:**

$h = 34.68\text{m}$  }  
 $b = 9.55\text{m}$  }      Après l'interpolation :  $C_d = 0.32 < 1.2$

$C_d$  dans les deux directions est inférieur à 1,2 ; Donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques dues au vent.

#### IV.2.2. 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 l'article 3, 1,1 des **RNV99**.

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de  $n$  éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec  $n$  étant le nombre de niveaux de la construction,

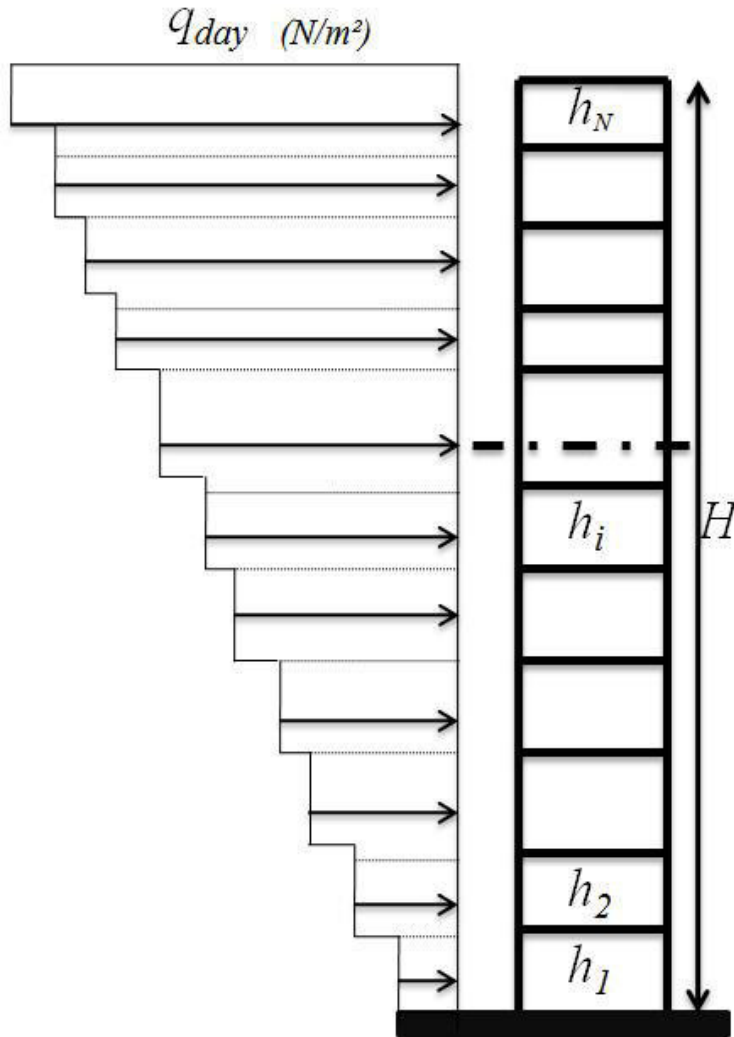


Fig.IV.2.Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique  $q_{dyn}(Z_j)$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée Par la **RNV99** (formule 2,12 pages 45) :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(z_j) \quad [N/m^2]$$

$Z_j$  : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément  $j$ .

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée par le **RNV99** (tab 2,3 page 46) en fonction de la zone de vent,

$$\text{Alger (zone I)} \Rightarrow q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$$

**IV.2.3. Détermination de coefficient d'exposition  $C_e$  :**

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,

Dans le cas ou la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ;  $C_e(z)$  est donnée

Par la **RNV99 (for 2,13 pages 46)** :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

$C_T$  : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent,

Sa valeur est donnée par **RNV99 (tab 2,5 page 48)**,

$$\text{site plat} \Rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$$

$K_T$  : Facteur de terrain sa valeur est donnée par **RNV99 (tableau 2,4 page 47)**

$C_r$  : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent  
Sa valeur est défini par la loi logarithmique,

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \dots \dots \dots \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \dots \dots \dots, \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

Avec  $z_0$  : paramètre de rugosité.

$z_{\min}$  : hauteur minimale.

Sa valeur :  $(z_0, z_{\min})$  est donnée par **RNV99 (tab 2,4 page 47)**

| Catégorie de terrain | $K_T$ | $Z_0$ (m) | $Z_{\min}$ (m) |
|----------------------|-------|-----------|----------------|
| I                    | 0,17  | 0,01      | 2              |

**Tableau .IV.1.définition des catégories de terrain.**

| Niveau | Zj (m) | Cr   | Ce     | q <sub>ref</sub> | q <sub>dyn</sub> (N/m <sup>2</sup> ) |
|--------|--------|------|--------|------------------|--------------------------------------|
| 10     | 33.3   | 1.37 | 3.507  | 375              | 1315.125                             |
| 9      | 30.24  | 1.36 | 3.519  | 375              | 1319.63                              |
| 8      | 27.18  | 1.34 | 3.49   | 375              | 1308.75                              |
| 7      | 24.12  | 1.32 | 3.31   | 375              | 1241.25                              |
| 6      | 21.06  | 1.30 | 3.23   | 375              | 1213.85                              |
| 5      | 18.02  | 1.27 | 3.12   | 375              | 1170                                 |
| 4      | 14.96  | 1.24 | 3.0132 | 375              | 1129.95                              |
| 3      | 11.9   | 1.19 | 2.83   | 375              | 1061.75                              |
| 2      | 8.84   | 1.15 | 2.69   | 375              | 1008.75                              |
| 1      | 5.78   | 1.08 | 2.43   | 375              | 911.25                               |
| RDC    | 2.72   | 0.95 | 2.033  | 375              | 762.375                              |

Tableau IV.2.Valeurs de Cr et Ce et de q<sub>dyn</sub> Selon la hauteur.

#### IV.2.4. Détermination des coefficients de pression extérieure C<sub>pe</sub> :

Les coefficients de pression externe C<sub>pe</sub> des constructions à base rectangulaire dépendent

De la dimension de la surface chargée est donc à RNV99 (fig5, 1 page 64) il faut diviser les parois comme l'indique la figure suivant :

**Parois verticales :**

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$



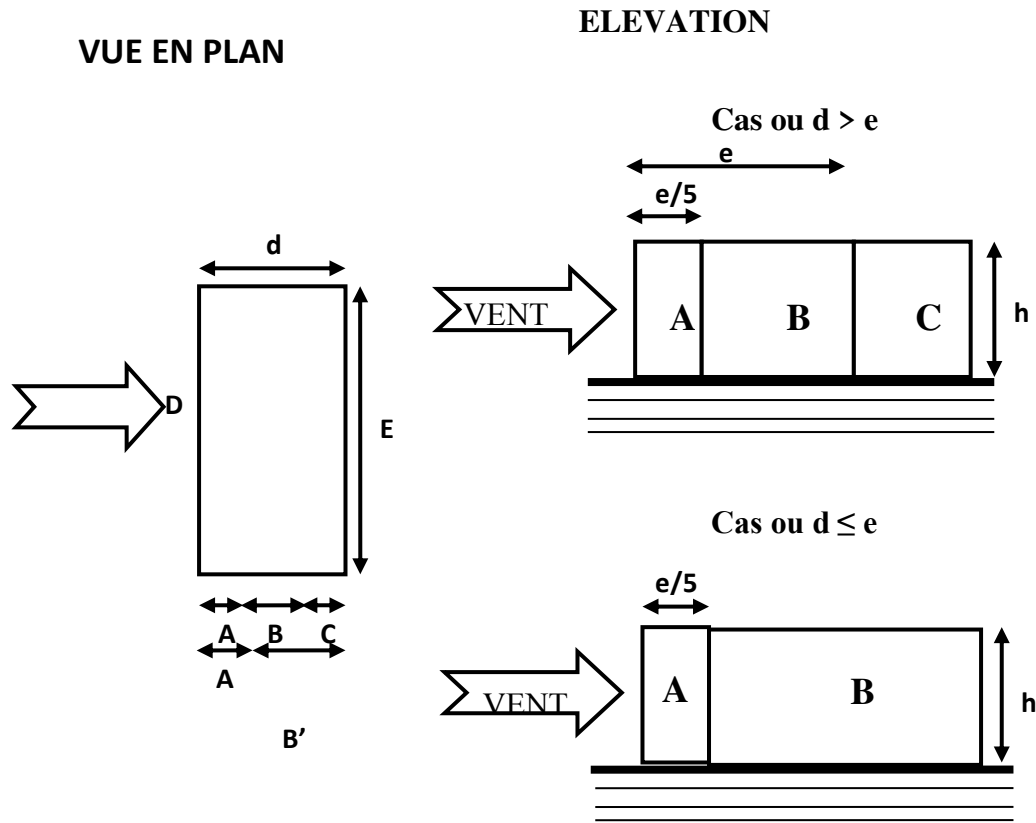


Fig. IV.3.légende pour les parois verticales.

➤ Sens transversal (X-X) :

$$h = 34.68 \text{ m} \quad d = 24.10\text{m} \quad b=9.55\text{m}$$

$$e = \text{Min} (b, 2h) \quad e=b=9.55\text{m}$$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction,

h : La hauteur totale de la construction,

d : est la dimension parallèle à la direction du vent,

On à  $e < d$  donc :

$$\text{La surface de la paroi considérée est : } S = b \times h = 9.55 \times 34.68 = 311.19\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$\text{donc : } C_{pe} = C_{pe10}$$

| A        | B        | C        | D        | E        |
|----------|----------|----------|----------|----------|
| $C_{pe}$ | $C_{pe}$ | $C_{pe}$ | $C_{pe}$ | $C_{pe}$ |
| -1,00    | -0,80    | -0,5     | +0,8     | -0,30    |

Tab. IV.3.Coefficients de pression extérieure des parois verticales(X-X).

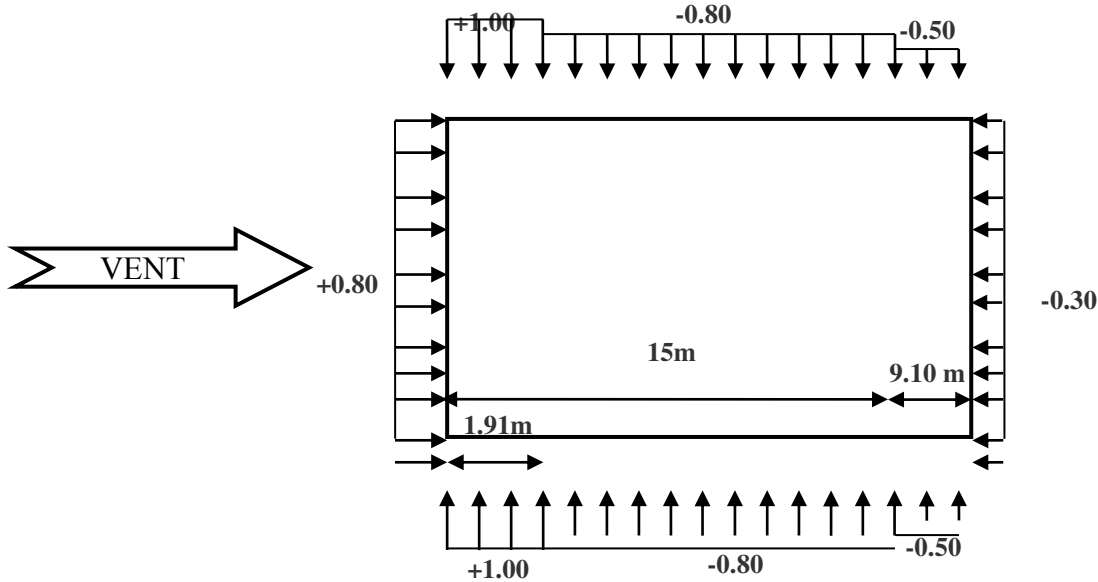


Fig.IV.4. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (X-X)

➤ Sens longitudinal (Y-Y) :

$h = 34.68 \text{ m}$      $d = 9.55 \text{ m}$      $b = 24.10 \text{ m}$

$e = \text{Min}(b, 2h)$      $e = 24.10 \text{ m}$

On a :  $e > d$  donc

La surface de la paroi considérée est :  $S = b \times h = 24.10 \times 34.68 = 883.988 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

donc:  $C_{pe} = C_{pe10}$

| A'       | B'       | D        | E        |
|----------|----------|----------|----------|
| $C_{pe}$ | $C_{pe}$ | $C_{pe}$ | $C_{pe}$ |
| -1,00    | -0,80    | +0,80    | -0,30    |

Tab. IV.4 .Coefficients de pression extérieure des parois.

- Verticales sens (Y-Y)

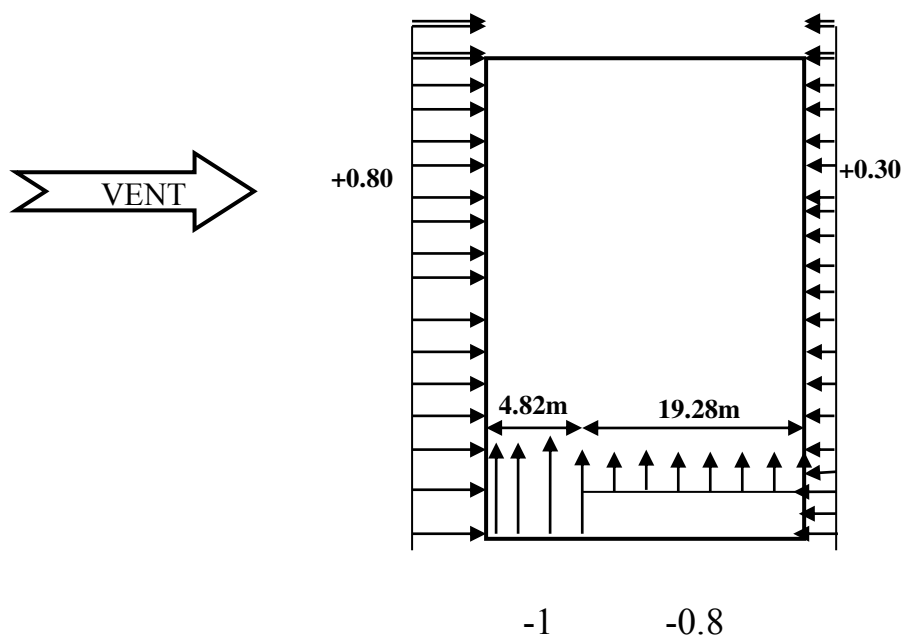


Fig. IV.5. La répartition du vent sur les parois verticales dans le sens (Y-Y)

#### IV.2.5. 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).

$$\hookrightarrow e = \text{Min}(b, 2h)$$

**b** : dimension du coté perpendiculaire au vent,

**h** : La hauteur totale de la construction,

**h<sub>p</sub>** : la hauteur de l'acrotère

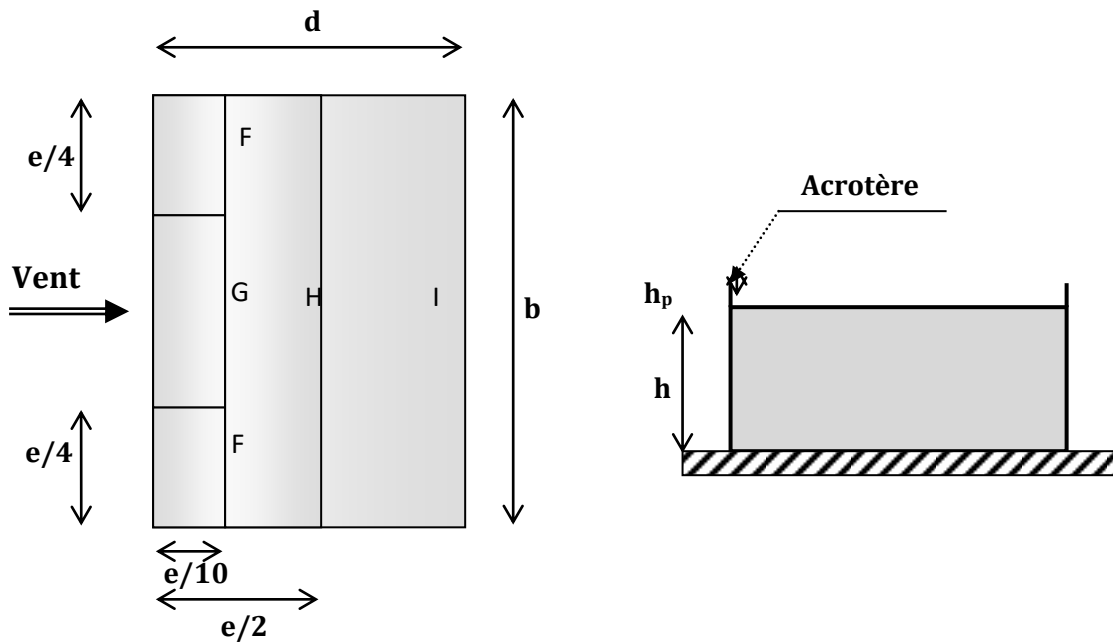


Fig. IV.6. Les toitures plates.

|                           | F                  |                   | G                  |                   | H                  |                   | I                  |                   |
|---------------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|--------------------|-------------------|
|                           | C <sub>pe 10</sub> | C <sub>pe 1</sub> | C <sub>pe 10</sub> | C <sub>pe 1</sub> | C <sub>pe 10</sub> | C <sub>pe 1</sub> | C <sub>pe 10</sub> | C <sub>pe 1</sub> |
| H <sub>p</sub> /h = 0,025 | -1,6               | -2,2              | -1,1               | -1,8              | -0,7               | -1,2              | ±0,2               |                   |
| H <sub>p</sub> /h = 0,05  | -1,4               | -2,0              | -0,9               | -1,6              | -0,7               | -1,2              | ±0,2               |                   |
| H <sub>p</sub> /h = 0,1   | -1,2               | -1,8              | -0,8               | -1,4              | -0,7               | -1,2              | ±0,2               |                   |

Tab.IV.5.Les coefficients de pression externe de la toiture.

dans notre cas :  $\frac{H_p}{h} = \frac{0,6}{36,68} = 0,016$

- **Sens X :**

Pour : b = 9.10m

↪ e = min (9.10; 2 × 36,68) = donc e = 9.10m,

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones Sont montrées sur la figure suivante :

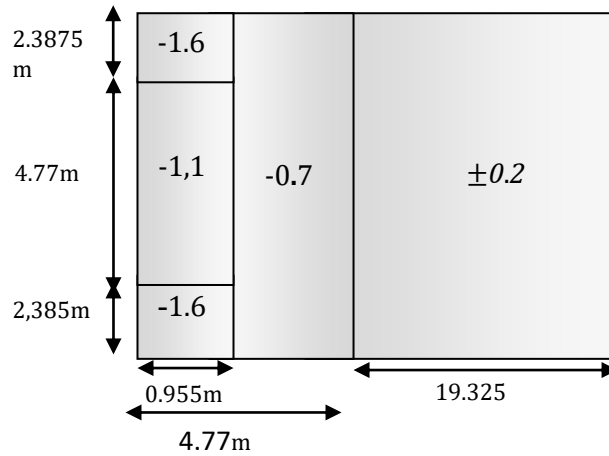


Fig.IV.7. La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture.

- Sens Y :

Pour :  $b = 24.10 \text{ m}$

$$\hookrightarrow e = \min(24.10; 2 \times 34,68) ; \text{ donc } e = 24.10\text{m}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

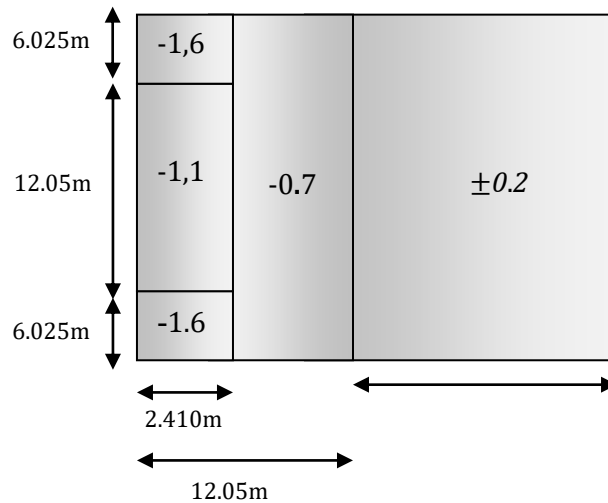


Fig. IV.8 .La distribution de  $C_{pe}$  sur la toiture.

#### IV.2.6. Détermination du coefficient de pression nette $C_p$ :

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

➤ **Détermination des coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  :**

D'après RNV99 (art 2, 2,2page79) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures et :  $C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$

• **Sens X :**

➤ **Pour  $C_{pi} = 0,8$**

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| A    | 0,8      | -1,0               | -1,8  |
| B    | 0,8      | -0,8               | -1,6  |
| C    | 0,8      | -0,5               | -1,3  |
| D    | 0,8      | +0,8               | 0     |
| E    | 0,8      | -0,3               | -1,1  |

Tab.IV.6.Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$ .

➤ **pour  $C_{pi} = -0,5$**

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| A    | -0,5     | -1,0               | -0,5  |
| B    | -0,5     | -0,8               | -0,3  |
| C    | -0,5     | -0,5               | 0     |
| D    | -0,5     | +0,8               | 1,3   |
| E    | -0,5     | -0,3               | 0,2   |

Tab.IV.7. Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$ .

- Sens Y :

➤ Pour  $C_{pi} = 0,8$

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| A'   | 0,8      | -1,0               | -1,8  |
| B'   | 0,8      | -0,8               | -1,6  |
| D    | 0,8      | +0,8               | 0     |
| E    | 0,8      | -0,3               | -1,1  |

Tab.IV.8 .Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = 0.8$

Pour  $C_{pi} = -0,5$

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe} = C_{p10}$ | $C_p$ |
|------|----------|--------------------|-------|
| A'   | -0,5     | -1,0               | -0,5  |
| B'   | -0,5     | -0,8               | -0,3  |
| D    | -0,5     | +0,8               | 1,3   |
| E    | -0,5     | -0,3               | 0,2   |

Tab.IV.9.

Coefficient de pression de vent pour  $C_{pi} = -0.5$ .

#### IV.2.7.Calcul de la pression due au vent :

Pour les constructions de **catégorie I**, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides,

La valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  et donnée par **RNV99 (for 2,1 page 40)**:

$$q_j = C_d \times w(z_j)$$

$C_d$  : Coefficient dynamique de la construction.

$W$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .

$W_j$ : est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = q_{\text{dyn}}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

On prend par exemple :  $z_j = 33.3\text{m} \Rightarrow q_{\text{dyn}} = 1421,25\text{N/m}^2$

➤ Pour  $C_{pi} = 0,8$  :

- Sens transversal (X-X) :

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe}$ | $W_j[\text{N/m}^2]$ | $q_j [\text{N/m}^2]$ |
|------|----------|----------|---------------------|----------------------|
| A'   | 0,8      | -1,0     | -2558.25            | -818.64              |
| B'   | 0,8      | -0,8     | -2274               | -272.68              |
| D    | 0,8      | +0,8     | 0                   | 0                    |
| E    | 0,8      | -0,3     | -1563.375           | -500.28              |

Tab. IV.10.Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  suivent sens (X-X)

-Sens longitudinal (Y-Y) :

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe}$ | $W_j[\text{N/m}^2]$ | $q_j [\text{N/m}^2]$ |
|------|----------|----------|---------------------|----------------------|
| A'   | 0,8      | -1,0     | -2558.25            | -2404,75             |
| B'   | 0,8      | -0,8     | -2274               | -272.68              |
| C    | 0,8      | +0,5     | -426.375            | -136.44              |
| D    | 0,8      | +0,8     | 0                   | 0                    |

Tab IV.11 .Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=0.8$  suivent sens (Y-Y)



➤ Pour  $C_{pi} = -0,5$

-Sens transversal (X-X) :

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe}$ | $W_j [N/m^2]$ | $q_j [N/m^2]$ |
|------|----------|----------|---------------|---------------|
| A'   | -0,5     | -1,0     | -7106.25      | -227.4        |
| B'   | -0,5     | -0,8     | -426.375      | -132.44       |
| D    | -0,5     | +0,8     | 1563.375      | 500.28        |
| E    | -0,5     | -0,3     | 1137          | 363.4         |

Tab.IV.12 .Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  suivant sens (X-X)

-Sens longitudinal (Y-Y) :

| ZONE | $C_{pi}$ | $C_{pe}$ | $W_j [N/m^2]$ | $q_j [N/m^2]$ |
|------|----------|----------|---------------|---------------|
| A'   | -0,5     | -1,0     | -7106.25      | -227.4        |
| B'   | -0,5     | -0,8     | -426.375      | -132.44       |
| D    | -0,5     | +0,8     | 1563.375      | 500.28        |
| E    | -0,5     | -0,3     | 1137          | 363.4         |

Tab.IV.13 .Calcul de pression due au vent pour  $C_{pi}=-0.5$  suivant sens (Y-Y)

#### IV.2.8. Calcul des forces de frottement $f_{fr}$ :

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 RNV99 (formule 2,8 pages 43) :

$$f_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

$j$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.

$Z_j$ : La hauteur du centre de l'élément  $j$ .

$S_{fr,j}$  : aire de l'élément de surface  $j$ .

$C_{fr,j}$  : coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$ .

D'après RNV99 (l'artcl 1, 4,2 page 41), Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $\frac{d}{b} \geq 3 \frac{d}{h} \geq 3$  soit vérifie

Avec **b** :la dimension de la construction perpendiculaire à la direction du vent.

**h** :la hauteur de la construction.

**d** :la dimension de la construction parallèle à la direction du vent.

➤ **Sens transversal (X-X) :**

b = 9.10 m; d = 24.10m; h =34.68m,

$$\frac{d}{b} = \frac{24.100}{9.55} = 2.52 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{24.10}{34.68} = 0.69 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

➤ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

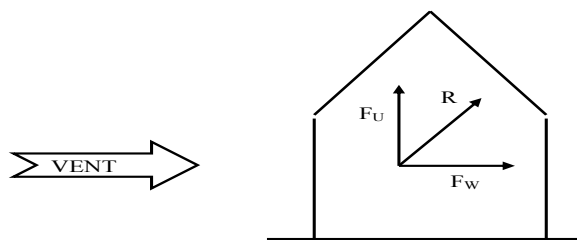
b =24.10; d = 9.55m; h =34,68m,

$$\frac{d}{b} = \frac{9.10}{24.10} = 0,377 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{9.55}{34.68} = 0,272 > 3 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

**IV.2.9. Détermination de la force résultante :**

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :



**Fig.IV.9.Force résultante R.**

$F_w$  : correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la Construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

$F_U$  : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule :

$$R = \sum (q_i \times S_i) + \sum f_{rj}$$

$\Sigma$ : la Somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

$q_j$  : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j.

$S_i$ : Aire de l'élément de surface j.

$f_{rj}$ : Forces de frottement.

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau suivant :

| $Z_j$ | Zone | $S_x$             | $S_y$             | $q_{dyn}$           | $q_{jx}$            | $q_{jy}$            | $R_x$     | $R_y$    |
|-------|------|-------------------|-------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------|----------|
| [m]   |      | [m <sup>2</sup> ] | [m <sup>2</sup> ] | [N/m <sup>2</sup> ] | [N/m <sup>2</sup> ] | [N/m <sup>2</sup> ] | [N]       | [N]      |
| 2.72  | -1,1 | 65.552            | 25.97             | 762.37              | 268.35              | 268.35              | 17590.879 | 7436.509 |
| 5.78  | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 911.25              | 320.76              | 320.76              | 23654.766 | 9372.607 |
| 8.84  | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1008.7              | 355.08              | 355.08              | 26185.729 | 10375.43 |
| 11.9  | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1061.7              | 373.73              | 373.73              | 27561.09  | 10920.39 |
| 14.96 | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1129.9              | 397.74              | 397.74              | 29331.732 | 11621.96 |
| 18.02 | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1170                | 411.84              | 411.84              | 30371.55  | 12033.96 |
| 18.02 | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1213.8              | 427.27              | 427.27              | 31509.45  | 12484.82 |
| 21.06 | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1241.2              | 436.90              | 436.90              | 32219.627 | 12766.21 |
| 24.12 | -1,1 | 73.746            | 29.22             | 1308.7              | 460.68              | 460.68              | 33973.30  | 13461.06 |
| 30.24 | -1,9 | 73.746            | 29.22             | 1319.6              | 464.5               | 464.5               | 34255.017 | 13572.69 |
| 33.3  | -1,5 | 73.746            | 29.22             | 1315.1              | 462.9               | 462.9               | 34137.023 | 13525.93 |
| TOTAL |      |                   |                   |                     |                     |                     | 286535.14 | 139605.5 |

Tab.IV.14.La force résultante R.

$$R_x = -286535.146KN$$

$$R_y = -139605.5KN$$

**IV.3.conclusion :**

Par une comparaison de l'action du vent à celle du séisme (chapitre suivant), on remarque que celle-ci est plus importante. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, et pour cela on peut négliger l'effet du vent.

**CHAPITRE V :**

**ETUDE SISMIQUE.**

## Chapitre V. Etude sismique

### V.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les Roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce Terrestre lorsque les contraintes dépassent un certain seuil une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et Sont plus ou moins amplifiés dans la structure Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

### V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

### V.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

#### V.3.1. Présentation de méthode statique équivalente :

Dans ce cas, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le calcul statique peut être considéré comme dérivant de l'analyse modale par les simplifications suivantes :

- ❖ Le mode fondamentale est le seul pris en compte, les masses modales négligées étant reportées sur ce mode.
- ❖ La déformée du mode fondamental est arbitrairement assimilée à une droite pour les structures à portiques et à une parabole pour les structures en voiles.

### V.3.2. Présentation de méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structure ; elle est caractérisée par :

- ❖ la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ❖ l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ❖ l'établissement d'une bonne modélisation.
- ❖ le choix judicieux des modes à retenir.
- ❖ la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

### V.3.3. Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

### V.3.4. Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable à notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaite :  $H=34,68\text{m}>30\text{m}$ )

### V.3.5. Présentation du logiciel de calcul ETABS :

ETABS (Extended 3D Analyses Building System) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de Modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface unique il graphique offre de nombreuses possibilités Pour L'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés Non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments,

ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau .....etc.)

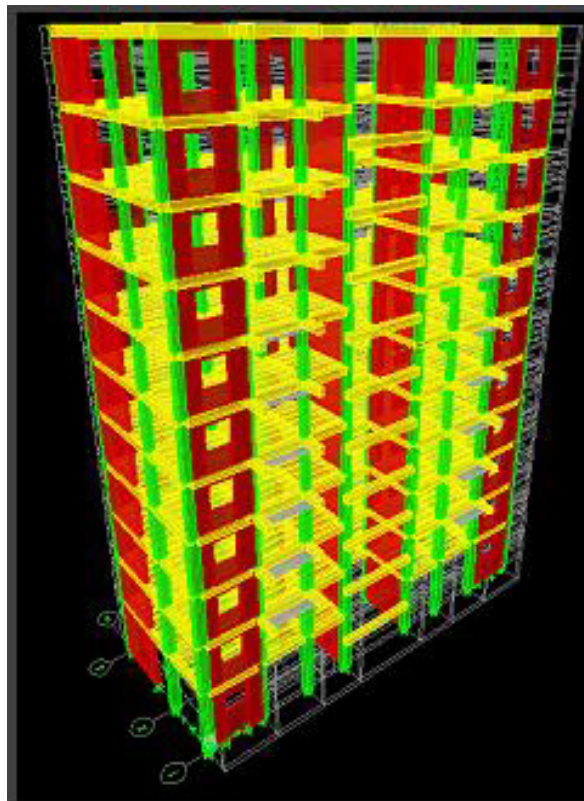


Figure.V.1. Modélisation de notre tour par ETABS.



**V.4. Classification de l’ouvrage selon le RPA99 version 2003 :**

La classification de l’ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

❖ **La classification des sites** :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ **Classification des ouvrages selon leur importance** :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d’importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d’importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

| Groupe | Zone |      |      |
|--------|------|------|------|
|        | I    | II   | III  |
| 1A     | 0,12 | 0,25 | 0,35 |
| 1B     | 0,10 | 0,20 | 0,30 |
| 2      | 0,08 | 0,15 | 0,25 |
| 3      | 0,05 | 0,10 | 0,15 |

**Tableau .V.1. : Coefficient d’accélération de zone A.**

## ❖ La classification du système de contreventement.

| Cat      | Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4) | Valeur de R |
|----------|---|-------------|
| <b>A</b> | <b><u>Béton armé</u></b>  |             |
| 1a       | Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide        | 5           |
| 1b       | Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide        | 3,5         |
| 2        | Voiles porteurs   | 3,5         |
| 3        | Noyau   | 3,5         |
| 4a       | Mixte portiques/voiles avec interaction                             | 5           |
| 4b       | Portiques contreventés par des voiles                               | 4           |
| 5        | Console verticale à masses réparties                                | 2           |
| 6        | Pendule inverse   | 2           |

Tableau.V.2.Classification de la structure selon le système de contreventement

## ❖ Régularité :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

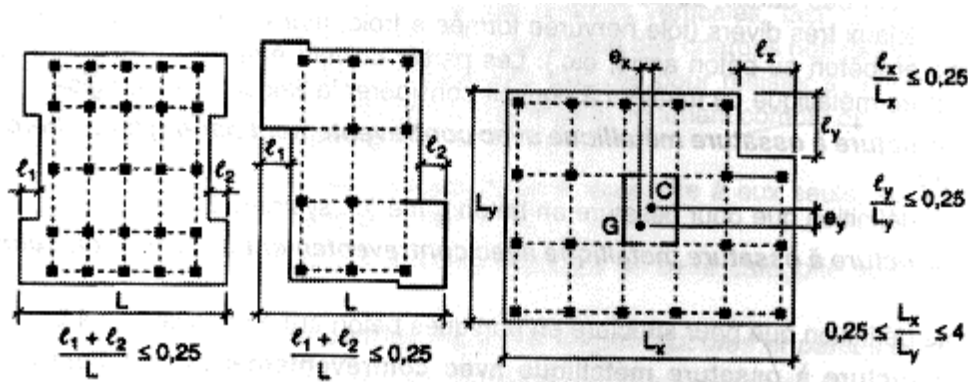


Fig.V.2.Dimensionnement de la structure

- $\frac{l_x}{L_x} = 0,2 \leq 0,25$  ..... CV
- $0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 2,52 \leq 4$  ..... CV

-Donc : notre structure est classé régulière.

Le tableau ci-dessous donne la classification de notre ouvrage selon les critères de RPA :

|   |  |  |
|---|--|--|
| <b>Classification des zones sismique</b>                  | Bâtiment implanté en zone III                        | A=0,25   |
| <b>Classification des ouvrages selon leur importance</b>  | Groupe 2   |  |
| <b>Classification des sites</b>                           | Site meuble S3                                       | T <sub>1</sub> = 0,15 s<br>T <sub>2</sub> = 0,50 s |
| <b>Classification des systèmes de contreventements</b>    | Système de contreventement mixte portiques – voiles. | R = 3,5<br>C <sub>T</sub> = 0,05                   |
| <b>Classification de l'ouvrage selon sa configuration</b> | régulier en plan<br>régulier en élévation            | Bâtiment régulier                                  |

Tableau V.3. Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre Du RPA99v2003, qui dépend des coefficients suivants :

❖ Facteur de qualité Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

| Critère q  | P <sub>q</sub> | Observer / non observer |
|--|----------------|-------------------------|
| Condition minimales sur les files de contreventement | 0,05           | N.O                     |
| Redondance en plan                                   | 0,05           | N.O                     |
| Régularité en plan                                   | 0              | O                       |
| Régularité en élévation                              | 0              | O                       |
| Contrôle de qualité des matériaux                    | 0              | O                       |
| Contrôle de qualité de l'exécution                   | 0              | O                       |
| Σ q  | 0,1            |                         |

Tableau. V.4 : pénalité P<sub>q</sub> en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,1 = 1,1$$

❖ Périodes associées à la catégorie du site T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> :

Donnée par RPA99v2003 (tab4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble) T<sub>1</sub>=0.15  
T<sub>2</sub>=0.5

❖ facteur de correction d'amortissement η :

$$\text{Donnée par RPA99v2003 (for 4.3 page 46)} \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

❖ **pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  :**

Donnée par RPA99v2003 (tab 4.2 page 48),  $\xi = 7\%$  pour portique en n béton armé avec un remplissage dense.

| Remplissage | Portiques  |       | Voiles ou murs        |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
|             | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger       | 6          | 4     | 10                    |
| Dense       | 7          | 5     |                       |

Tableau.V.5 : Valeurs de  $\xi$  (%)

### V.5. L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

#### V.5.1. Disposition des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celle qui est plus adéquate à notre structure.

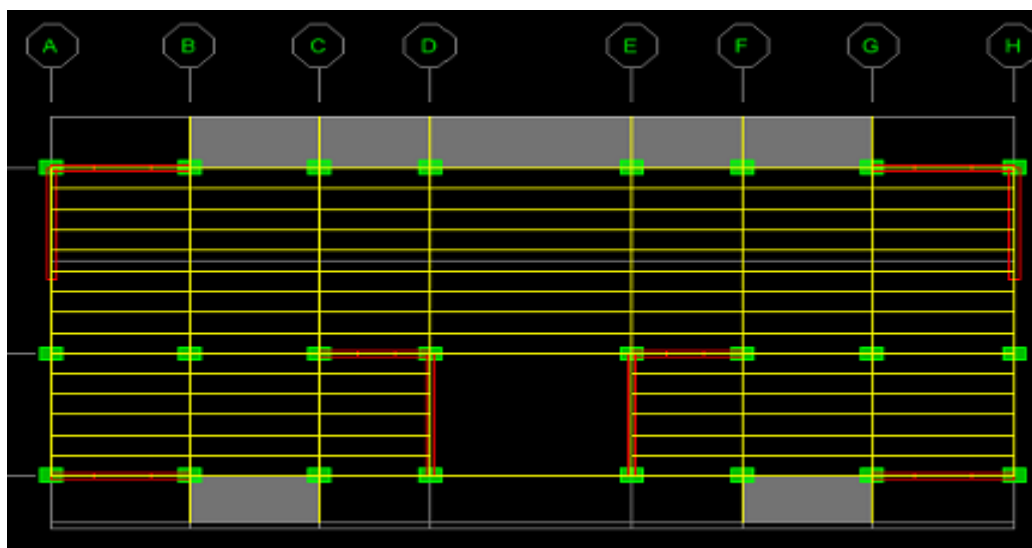


Fig.V.3 : Disposition des voiles

Les résultats donnés par logicielle ETABS résumé dans le tableau suivant :

| Mode | Period   | UX      | UY      | SumUX   | SumUY   | RZ      | SumRZ   | Nature         |
|------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------------|
| 1    | 0,848023 | 0,0277  | 68,5526 | 0,0277  | 68,5526 | 0,1691  | 0,1691  | Translation yy |
| 2    | 0,691676 | 66,1777 | 0,0619  | 66,2054 | 68,6146 | 3,4734  | 3,6425  | Translation xx |
| 3    | 0,640368 | 3,6898  | 0,1259  | 69,8952 | 68,7405 | 66,2277 | 69,8702 | Rotation zz    |
| 4    | 0,204235 | 0,027   | 18,8524 | 69,9223 | 87,5928 | 0,0889  | 69,9591 | //             |
| 5    | 0,178597 | 15,7951 | 0,0767  | 85,7174 | 87,6696 | 2,1562  | 72,1153 | //             |
| 6    | 0,162667 | 2,6471  | 0,0498  | 88,3645 | 87,7194 | 16,1706 | 88,2859 | //             |
| 7    | 0,087754 | 0,0152  | 6,4584  | 88,3798 | 94,1778 | 0,0507  | 88,3366 | //             |
| 8    | 0,08031  | 5,794   | 0,035   | 94,1738 | 94,2128 | 0,5116  | 88,8482 | //             |
| 9    | 0,072892 | 0,4684  | 0,0328  | 94,6422 | 94,2455 | 5,6976  | 94,5458 | //             |
| 10   | 0,051393 | 0,0069  | 2,8894  | 94,6491 | 97,1349 | 0,0292  | 94,575  | //             |
| 11   | 0,04841  | 2,6196  | 0,0111  | 97,2687 | 97,146  | 0,0955  | 94,6705 | //             |
| 12   | 0,043789 | 0,0315  | 0,0237  | 97,3002 | 97,1698 | 2,6008  | 97,2713 | //             |

Tableau.V.6 : Les périodes et les facteurs de participation modale.

❖ Vérification de règlementaire

➤ La période fondamentale doit être inférieure la période empirique (T<sub>emp</sub>) :

On a  $T_{emp} = C_T h_N^{3/4} = 0,714 \text{ sec.}$

Après majoration :

$T_{emp} = 1,3 \times 0,714 = 0,9282 \text{ sec}$

$T_{dyn} = 0,84 \text{ sec} < T_{emp} = 0,9282 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{ CV}$

➤ La somme modale effective supérieur à 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

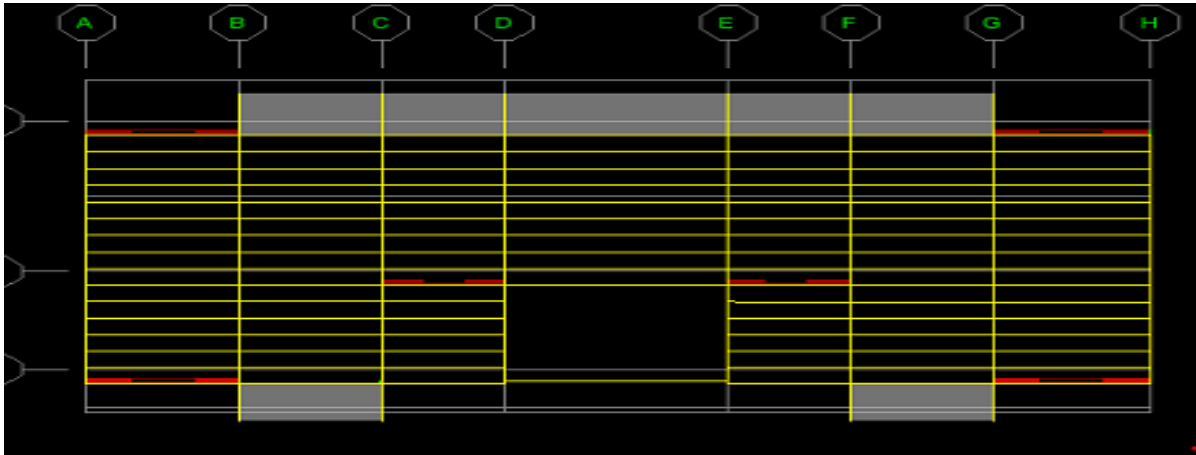
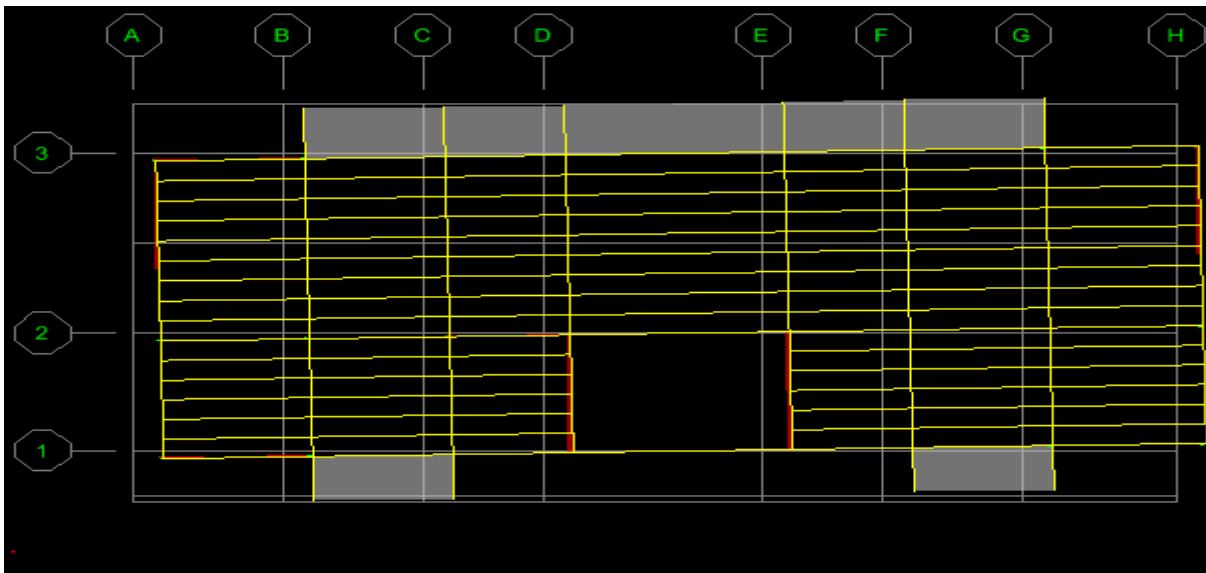
- atteint 94% après 8 modes dans le sens X et atteint 94% après 7 modes dans le sens Y.

-le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3 \sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.20 \text{ sec}$  (Selon RPA 99 V 2003 art4.3.4.b)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T<sub>k</sub> la période du mode K.

$K \geq 9$  et  $T_9 = 0,072 \leq 0,20 \dots\dots\dots \text{ CV}$

**V.5.1. Périodes et facteur de participation modale :****❖ 1<sup>er</sup> mode :****Fig.V.4: 1<sup>er</sup> mode de vibration (translation suivant Y)****2<sup>eme</sup> mode :****Fig.V.5 : 2<sup>eme</sup> mode de vibration (translation suivant X)**

3<sup>eme</sup> mode :

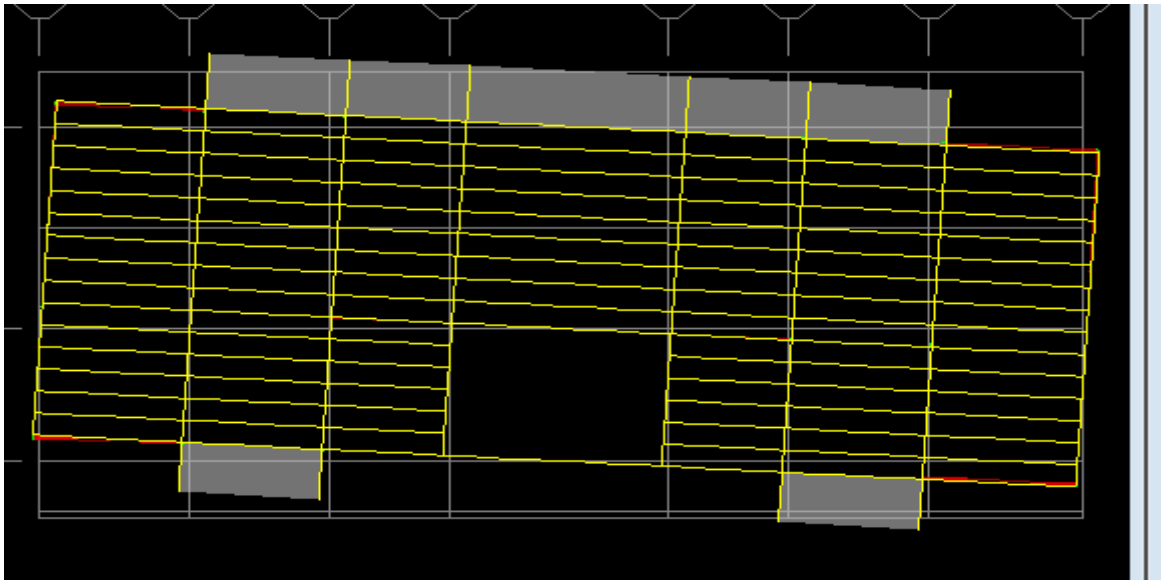


Fig.V.6 : 3<sup>eme</sup> mode de vibration (rotation selon Z).

#### V.6. Vérifications réglementaire :

##### ❖ Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

###### ➤ Centre de masse :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application

De la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

###### ➤ Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$



➤ **Calcul de l'excentricité théorique :**

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT} \quad e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

- **l'excentricité accidentelle :** L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$  (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x \quad e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y$$

| Story   | X <sub>CM</sub> | Y <sub>CM</sub> | X <sub>CR</sub> | Y <sub>CR</sub> | e <sub>xth</sub> | e <sub>yth</sub> | e <sub>accx</sub> | e <sub>accy</sub> |
|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| STORY2  | 12,243          | 4,91            | 11,891          | 4,88            | 0,352            | 0,03             | 1,205             | 0,4775            |
| STORY3  | 12,243          | 4,909           | 11,885          | 5,173           | 0,358            | -0,264           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY4  | 12,253          | 4,928           | 11,883          | 5,29            | 0,37             | -0,362           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY5  | 12,261          | 4,945           | 11,883          | 5,321           | 0,378            | -0,376           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY6  | 12,261          | 4,945           | 11,883          | 5,312           | 0,378            | -0,367           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY10 | 12,238          | 4,979           | 11,884          | 5,178           | 0,354            | -0,199           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY11 | 12,281          | 4,746           | 11,884          | 5,166           | 0,397            | -0,42            | 1,205             | 0,4775            |
| STORY1  | 12,302          | 4,414           | 11,891          | 4,014           | 0,411            | 0,4              | 1,205             | 0,4775            |
| STORY7  | 12,266          | 4,953           | 11,883          | 5,285           | 0,383            | -0,332           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY9  | 12,251          | 4,962           | 11,884          | 5,209           | 0,367            | -0,247           | 1,205             | 0,4775            |
| STORY8  | 12,269          | 4,962           | 11,884          | 5,247           | 0,385            | -0,285           | 1,205             | 0,4775            |

**Tableau.V.7 : centre de masse ; centre de rigidité et l'excentricité théorique et accidentelle**

-A partir des résultats précédents on a :  $e^{the} < e^{acc} \dots CV$

❖ **La résultante des forces sismiques :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales  $V_{dyn}$  ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{sta}$

$$\text{soit : } V = \frac{AdQ}{R} W$$

**RPA99v2003 (art 4.2.3) page 45)**

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Donné par **RPA99v2003 (for 4.2 page 45)** en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5\eta \leq T \leq T_2 \\ d = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)T \geq 3s \end{array} \right.$$

❖ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **(for 4-6 et 4-7) du RPA99v2003**.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \cdot \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$h_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : donné par **RPA99v2003 (tab 4.6 page 53)** en fonction du (système de contreventement et le type de remplissage)

$D$  : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul Considérée.

✓ **Sens transversal (X-X) :**

$$h_N = 34,68m \quad D = 24,1m \quad C_T = 0.05 \quad \eta = 0,88 \quad T_2 = 0,5s$$

$$\text{Alors : } T_x = \min \{0,714; 0.63\} \text{ donc : } T_x = 0.63 \text{ sec}$$

$$\text{Le facteur d'amplification dynamique moyen : } d_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.88$$

✓ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

$$h_N = 34,68 \text{ m } D = 9,55 \text{ m } C_T = 0.05 \quad \eta = 0,88 \quad T_2 = 0,5s$$

$$\text{Alors : } T_y = \min\{0,714; 1.009\} \text{ donc: } T_y = 0,714 \text{ sec}$$

$$\text{Le facteur d'amplification dynamique moyen: } d_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1,73$$

❖ **poids total de la structure :**

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau ( $i$ )

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- $W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels,

- $W_{Qi}$ : charges d'exploitation

-  $\beta$  : coefficient de pondération donnée par **RPA99v2003 (tab 4.5 page 52)** en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (on a  $\beta=0,2$  bâtiment d'habitation).

- $W_i$  : poids de chaque niveau

| Story          | Mass(KN) | poids (KN) |
|----------------|----------|------------|
| <b>STORY1</b>  | 272,0854 | 2669,15777 |
| <b>STORY2</b>  | 287,4945 | 2820,32105 |
| <b>STORY3</b>  | 287,6522 | 2821,86808 |
| <b>STORY4</b>  | 280,0565 | 2747,35427 |
| <b>STORY5</b>  | 273,9358 | 2687,3102  |
| <b>STORY6</b>  | 273,9354 | 2687,30627 |
| <b>STORY7</b>  | 270,6603 | 2655,17754 |
| <b>STORY8</b>  | 268,0087 | 2629,16535 |
| <b>STORY9</b>  | 267,5957 | 2625,11382 |
| <b>STORY10</b> | 265,9732 | 2609,19709 |
| <b>STORY11</b> | 258,8756 | 2539,56964 |
| <b>Total</b>   |          | 29491,5411 |

**Tableau.V.9 : Poids de chaque niveau**

| Paramètres | A    | $d_x$ | $d_y$ | Q   | R   | W [KN]     | $T_x(s)$ | $T_y(s)$ | $\eta$ |
|------------|------|-------|-------|-----|-----|------------|----------|----------|--------|
| Résultats  | 0.25 | 1.88  | 1.73  | 1.1 | 3.5 | 29491,5411 | 0.63     | 0.714    | 0.88   |

**Tableau.V.10. Résumée des résultats**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{(0.25 \times 1.88 \times 1.1 \times 29491,5411)}{3.5} = 4356,32 \text{ KN} \\ V_y = \frac{(0.25 \times 1.73 \times 1.1 \times 29491,5411)}{3.5} = 4008,74 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant à la basse :**

$$V_{\text{dyn}} = 2761,39 \text{ KN} < 0,8V_x = 3485,056 \text{ KN} \dots \dots \text{ CNV}$$

$$V_{\text{dyn}} = 2456,49 < 0,8V_y = 3206,992 \text{ KN} \dots \dots \text{ CNV}$$

Donc il faudra augmenter tous les parametres de la réponse (force, déplacement, moment,...) dans le rapport  $0,8V/V_t$ . D'après les **RPA/Version 2003(artcle 4.3.6)**

❖ **Les forces sismiques du niveau :**

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon **RPA99v2003 (for 4-10 pages 54)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07 T \cdot V & \text{Si } T_{\text{dyn}} > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{Si } T_{\text{dyn}} \leq 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,84 \text{ s} > 0.7 \text{ s} \text{ donc :}$$

✓ **Sens transversal (X-X) :**

$$F_{tx} = 0.07 T_{\text{dym}} \times V_x = 0.07 \times 0,84 \times 4356,32 = 256,15 \text{ KN}$$

✓ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

$$F_{ty} = 0.07 T_{\text{dym}} \times V_y = 0.07 \times 0,84 \times 4008,74 = 235,71 \text{ KN}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau **i** est donnée par **RPA99v2003 (for 4-11 pages 54)**

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$ : force horizontale au niveau  $i$ ,

$h_i$ : niveau du plancher,

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure.

$W_i$  : poids du niveau  $i$ .

Sens XX et sens YY :

| Niveau       | wi       | hi    | wi*hi      | V <sub>x</sub> -F <sub>ix</sub> | V <sub>y</sub> -F <sub>iy</sub> | F <sub>ix</sub> | F <sub>iy</sub> |
|--------------|----------|-------|------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------|-----------------|
| <b>RDC</b>   | 2669,158 | 4,08  | 10890,1637 | 4100,17                         | 3773,03                         | 79,12008        | 72,80733        |
| <b>R+1</b>   | 2820,321 | 7,14  | 20137,0923 | 4100,17                         | 3773,03                         | 146,3016        | 134,6286        |
| <b>R+2</b>   | 2821,868 | 10,2  | 28783,0544 | 4100,17                         | 3773,03                         | 209,1169        | 192,4321        |
| <b>R+3</b>   | 2747,354 | 13,26 | 36429,9176 | 4100,17                         | 3773,03                         | 264,6735        | 243,556         |
| <b>R+4</b>   | 2687,31  | 16,32 | 43856,9025 | 4100,17                         | 3773,03                         | 318,6326        | 293,2099        |
| <b>R+5</b>   | 2687,306 | 19,38 | 52079,9955 | 4100,17                         | 3773,03                         | 378,3757        | 348,1863        |
| <b>R+6</b>   | 2655,178 | 22,44 | 59582,184  | 4100,17                         | 3773,03                         | 432,8812        | 398,3429        |
| <b>R+7</b>   | 2629,165 | 25,5  | 67043,7164 | 4100,17                         | 3773,03                         | 487,0913        | 448,2278        |
| <b>R+8</b>   | 2625,114 | 28,56 | 74973,2507 | 4100,17                         | 3773,03                         | 544,7016        | 501,2415        |
| <b>R+9</b>   | 2609,197 | 31,62 | 82502,812  | 4100,17                         | 3773,03                         | 599,4059        | 551,5812        |
| <b>R+10</b>  | 2539,57  | 34,68 | 88072,2751 | 4100,17                         | 3773,03                         | 639,8696        | 588,8164        |
| <b>Total</b> | 29491,54 |       | 564351,364 |                                 |                                 |                 |                 |

Tableau.V.11 : Les forces sismiques selon la hauteur

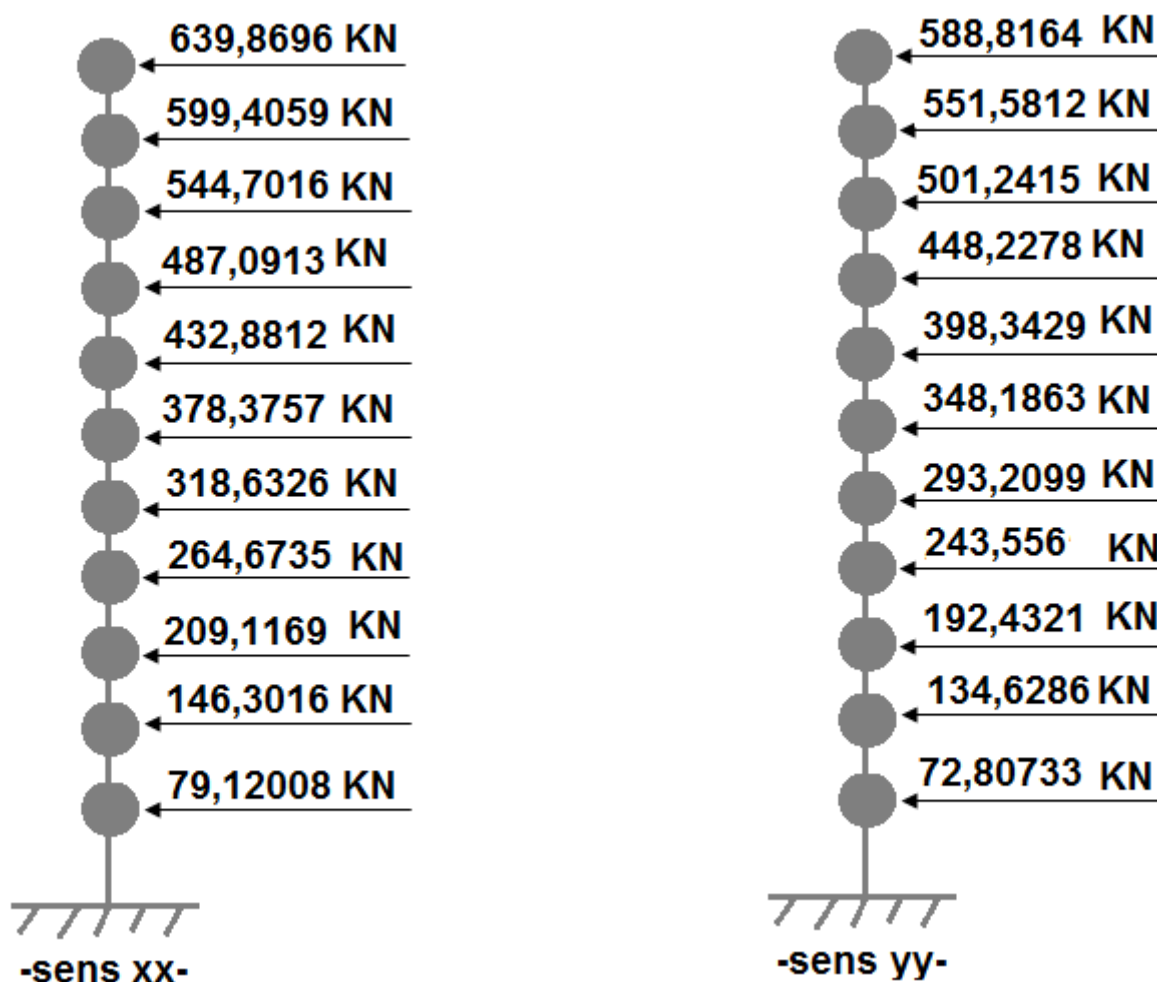


Fig.V.7.Distribution des forces sismiques selon la hauteur

❖ **Distribution horizontale des forces sismiques :**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par **RPA99v2003 (for 4.12 page 54)**

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

| Niveau | F <sub>tx</sub> | F <sub>ty</sub> | F <sub>ix</sub> | F <sub>iy</sub> | V <sub>ix</sub> | V <sub>iy</sub> |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| RDC    | 256,15          | 235,71          | 79,1201         | 72,80733        | 4356,32         | 4008,74         |
| R+1    | 256,15          | 235,71          | 146,302         | 134,6286        | 4277,2          | 3935,933        |
| R+2    | 256,15          | 235,71          | 209,117         | 192,4321        | 4130,898        | 3801,304        |
| R+3    | 256,15          | 235,71          | 264,674         | 243,556         | 3921,781        | 3608,872        |
| R+4    | 256,15          | 235,71          | 318,633         | 293,2099        | 3657,108        | 3365,316        |
| R+5    | 256,15          | 235,71          | 378,376         | 348,1863        | 3338,475        | 3072,106        |
| R+6    | 256,15          | 235,71          | 432,881         | 398,3429        | 2960,1          | 2723,92         |
| R+7    | 256,15          | 235,71          | 487,091         | 448,2278        | 2527,218        | 2325,577        |
| R+8    | 256,15          | 235,71          | 544,702         | 501,2415        | 2040,127        | 1877,349        |
| R+9    | 256,15          | 235,71          | 599,406         | 551,5812        | 1495,426        | 1376,108        |
| R+10   | 256,15          | 235,71          | 639,87          | 588,8164        | 896,0196        | 824,5264        |

Tableau.V.12 : distribution horizontal des forces sismiques.

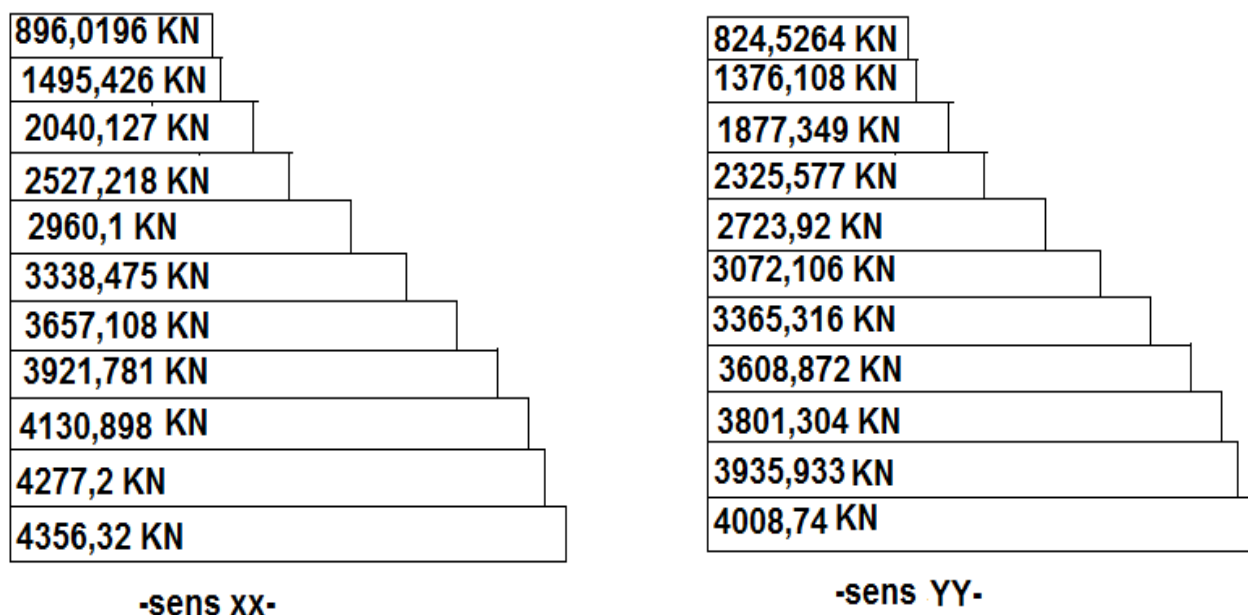


Fig.V.8.distribution des efforts tranchants.

❖ **Justification de l'interaction portiques voiles :**

On a :

1- Les sollicitations verticales totales de la structure : 48866,69KN

- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 19795,54KN

On a donc :  $19795,54/48866,69=40,5\% >20\%$

2- les sollicitations horizontales :

✓ **Sens xx** : à la base := 2761,39 KN

Repris par les voiles : 2638,6KN

On a donc :  $2638,6/2761,39=95,55\%$

✓ **Sens yy** : à la base : 2456,49KN

Repris par les voiles : 2360,26 KN

On a donc :  $2360,26/2456,49=96,08\%$

❖ On voit que les voiles de contreventement reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales : donc notre système est défini comme un système contreventé par voile (d'après **4.b.RPA**) ; et on prend donc :  $R=3,5$ .

❖ **Vérification des déplacements latéraux inters- étages :**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages.

Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$  Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x ; \delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \text{ et } \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y ; \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ )

$R$ =coefficient de comportement ; avec :  $R=3,5$



Sens X-X :

| Niveau | $\delta_{eK}^x (cm)$ | $\delta_K^x$ | $\Delta_K^x (cm)$ | $\bar{\Delta} (cm)$ | observation |
|--------|----------------------|--------------|-------------------|---------------------|-------------|
| R+10   | 2,7                  | 9,45         | 1,05              | 3,06                | CV          |
| R+9    | 2,4                  | 8,4          | 0,91              | 3,06                | CV          |
| R+8    | 2,14                 | 7,49         | 1,015             | 3,06                | CV          |
| R+7    | 1,85                 | 6,475        | 1,015             | 3,06                | CV          |
| R+6    | 1,56                 | 5,46         | 1,05              | 3,06                | CV          |
| R+5    | 1,26                 | 4,41         | 0,98              | 3,06                | CV          |
| R+4    | 0,98                 | 3,43         | 0,945             | 3,06                | CV          |
| R+3    | 0,71                 | 2,485        | 0,84              | 3,06                | CV          |
| R+2    | 0,47                 | 1,645        | 0,7               | 3,06                | CV          |
| R+1    | 0,27                 | 0,945        | 0,56              | 3,06                | CV          |
| RDC    | 0,11                 | 0,385        | 0,385             | 4,08                | CV          |

Tableau V .13.Vérification des déplacements inter- étages sens X-X.

Sens Y-Y :

| Niveau | $\delta_{eK}^y (cm)$ | $\delta_K^y$ | $\Delta_K^y (cm)$ | $\bar{\Delta} (cm)$ | observation |
|--------|----------------------|--------------|-------------------|---------------------|-------------|
| R+10   | 4,2                  | 14,7         | 1,575             | 3,06                | CV          |
| R+9    | 3,75                 | 13,125       | 1,68              | 3,06                | CV          |
| R+8    | 3,27                 | 11,445       | 1,645             | 3,06                | CV          |
| R+7    | 2,8                  | 9,8          | 1,68              | 3,06                | CV          |
| R+6    | 2,32                 | 8,12         | 1,61              | 3,06                | CV          |
| R+5    | 1,86                 | 6,51         | 1,54              | 3,06                | CV          |
| R+4    | 1,42                 | 4,97         | 1,4               | 3,06                | CV          |
| R+3    | 1,02                 | 3,57         | 1,26              | 3,06                | CV          |
| R+2    | 0,66                 | 2,31         | 1,05              | 3,06                | CV          |
| R+1    | 0,36                 | 1,26         | 0,77              | 3,06                | CV          |
| RDC    | 0,14                 | 0,49         | 0,49              | 4,08                | CV          |

Tableau .V.14: vérification des déplacements inter-étages.

❖ **Justification vis à vis de l'effet P-Δ :**

L'effet du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\Theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_K} \leq 0.10$$

$P_K$ : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$ : 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

Si :  $0.1 < \Theta_k < 0.2$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur  $1 / (1 - \Theta_k)$ .

Si :  $\Theta_k > 0.2$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Sens X-X :**

| Niveau      | $\Delta_k^x$ | $V_{kx}$ | $W_k$   | $P_k$    | $H_k$ | $\Theta_k$ | $\Theta_k < 0.2$ |
|-------------|--------------|----------|---------|----------|-------|------------|------------------|
| <b>R+10</b> | 0,0105       | 740,91   | 2669,16 | 2669,16  | 3,06  | 0,012362   | CV               |
| <b>R+9</b>  | 0,0091       | 1296,6   | 2820,32 | 5489,479 | 3,06  | 0,012591   | CV               |
| <b>R+8</b>  | 0,01015      | 1736,23  | 2821,87 | 8311,347 | 3,06  | 0,015878   | CV               |
| <b>R+7</b>  | 0,01015      | 2119,25  | 2747,35 | 11058,7  | 3,06  | 0,017309   | CV               |
| <b>R+6</b>  | 0,0105       | 2451,31  | 2687,31 | 13746,01 | 3,06  | 0,019242   | CV               |
| <b>R+5</b>  | 0,0098       | 2733,46  | 2687,31 | 16433,32 | 3,06  | 0,019254   | CV               |
| <b>R+4</b>  | 0,00945      | 2970,7   | 2655,18 | 19088,5  | 3,06  | 0,019844   | CV               |
| <b>R+3</b>  | 0,0084       | 3165,39  | 2629,17 | 21717,66 | 3,06  | 0,018834   | CV               |
| <b>R+2</b>  | 0,007        | 3325,4   | 2625,11 | 24342,77 | 3,06  | 0,016746   | CV               |
| <b>R+1</b>  | 0,0056       | 3457,26  | 2609,2  | 26951,97 | 3,06  | 0,014267   | CV               |
| <b>RDC</b>  | 0,00385      | 3532,66  | 2539,57 | 29491,54 | 4,08  | 0,007878   | CV               |

**Tableau.V.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X-X.**

Sens Y-Y :

| Niveau      | $\Delta_K^y$ | $V_{ky}$ | $W_k$   | $P_k$    | $H_k$ | $\Theta_k$ | $\Theta_k < 0.2$ |
|-------------|--------------|----------|---------|----------|-------|------------|------------------|
| <b>R+10</b> | 0,01575      | 724,98   | 2669,16 | 2669,16  | 3,06  | 0,01895    | CV               |
| <b>R+9</b>  | 0,0168       | 1235,66  | 2820,32 | 5489,479 | 3,06  | 0,02439    | CV               |
| <b>R+8</b>  | 0,01645      | 1619,91  | 2821,87 | 8311,347 | 3,06  | 0,027582   | CV               |
| <b>R+7</b>  | 0,0168       | 1951,23  | 2747,35 | 11058,7  | 3,06  | 0,031116   | CV               |
| <b>R+6</b>  | 0,0161       | 2237,97  | 2687,31 | 13746,01 | 3,06  | 0,032317   | CV               |
| <b>R+5</b>  | 0,0154       | 2485,19  | 2687,31 | 16433,32 | 3,06  | 0,033279   | CV               |
| <b>R+4</b>  | 0,014        | 2702,46  | 2655,18 | 19088,5  | 3,06  | 0,032316   | CV               |
| <b>R+3</b>  | 0,0126       | 2888,84  | 2629,17 | 21717,66 | 3,06  | 0,030956   | CV               |
| <b>R+2</b>  | 0,0105       | 3049     | 2625,11 | 24342,77 | 3,06  | 0,027396   | CV               |
| <b>R+1</b>  | 0,0077       | 3186,94  | 2609,2  | 26951,97 | 3,06  | 0,021281   | CV               |
| <b>RDC</b>  | 0,0049       | 3267,81  | 2539,57 | 29491,54 | 4,08  | 0,010839   | CV               |

Tableau.V.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  sens Y-Y

## ❖ Conclusion

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.

**CHAPITRE VI :**

**FERRAILLAGE DES**

**ELEMENTS DE**

**CONTREVENTEMENT.**

## Chapitre VI. Ferrailage des éléments porteurs

### VI.1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
  2. Traction simple.
  3. Flexion simple.
  4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
  - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

### VI.2 Ferrailage des portiques :

#### VI.2.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

❖ **Situation durable :**

$$\gamma_s=1.15, \quad \sigma_s= 348 \text{ MPa}, \gamma_b=1.5, \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s=1, \quad \sigma_s= 400 \text{ MPa}, \gamma_b=1.15, \quad f_{bu}= 18.48 \text{ MPa}$$

#### VI.2.1.1 Combinaisons des charges :

❖ **Etat limite ultime :**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G+1,5Q \dots\dots\text{Selon } \mathbf{BAEL93}$$

❖ **Etat limite de service :**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est

donnée par relation : **G+Q** .....Selon **BAEL93**

❖ **Etat limite accidentelle :**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

**G+Q ± E**..... selon **RPA2003**

**0.8G ± E**..... selon **RPA2003**

**VI.2.1.2 Calcul de ferrailage :**

**VI.2.1.2.1 Ferrailage des poutres principales:**

- ❖ Ferrailage en travée : **ELU (1.35G + 1.5 Q)**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe supérieure): **G+Q ± E**
- ❖ Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats de l'ETABS

- **M<sup>max</sup>** en **Travée** = 49,12Km
- **M<sup>max</sup>** sur **Appuis**: nappe sup =72.7 KN.m  
nappe inf. = 59.84KN.m

on a : b=30cm;h=45cm; d=42cm

|                 | <b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b> | <b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>A<sub>adoptée</sub>(cm<sup>2</sup>)</b> |
|-----------------|-----------------------------|---------------------------------------|---|--|
| <b>Travée</b>   | 49,12                       | 3,47                                  | 1,52                                    | 3T14=4,62                                  |
| <b>ApuisSup</b> | 72,7                        | 5,23                                  | 1,52                                    | 3T14+1T12=5,75                             |
| <b>apuisInf</b> | 59,84                       | 4,26                                  | 1,52                                    | 3T14+1T12=5,75                             |

**Tab. VI.1. Calcul du ferrailage des poutres secondaires**

❖ **Choix des barres :**

En travée: **3HA14** ⇒  $A_s \text{ adoptée} = 4.62 \text{ cm}^2$ .

Sur appui : nappe sup **3HA14+1HA12** ⇒  $A_s \text{ adoptée} = 5,75 \text{ cm}^2$ .

nappe inf. **3HA14+1HA12** ⇒  $A_s \text{ adoptée} = 5,75 \text{ cm}^2$ .

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales :**

➤ **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

➤ **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

- 4 %  $b \times d$  en zone courante ( $A_{s \max} = 50.4 \text{ cm}^2$ ) ..... (C.V)

- 6 %  $b \times d$  en zone de recouvrement ( $A_{s \max} = 75.6 \text{ cm}^2$ ).....(C.V)

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.023 b d f_{c28}}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots (\text{C,V})$$

❖ **Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité ;  $T_{\max} = 114,99 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 42 \text{ cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

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

• **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) = 12.85 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F<sub>e</sub>E400MPa)

**Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min (0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$A_{t f_e} / b \times S_t \geq \max [ \tau_u / 2, 0.4\text{MPa} ] \Rightarrow A_t \geq 0, 455 \times 30 \times 37, 8 / 400 = 1,28\text{cm}^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 1,28cm<sup>2</sup> .....CV**

- Espacement d’après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0, 9 \times d, 40\text{cm}) = 37.8\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_{t f_e} / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67\text{cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 37,8 \text{ cm}$$

- Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4, 12 \phi) = \min (45/4, 12 \times 1.2) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante :  $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10\text{cm}$  ... .. En zone nodale.

$S_t = 15\text{cm}$  ... .. En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_{t \min} = 1,35\text{cm}^2 \leq 2,01\text{cm}^2$  .....CV

❖ **vérification à l’état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur appui :  $A_t = 3T14 + 1T12 = 5.75\text{cm}^2$

➤ **Calcul de  $\sigma_b$ :**

$$b.y^2 + 15.A_s.y - 30.d.A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 86,25y - 7245 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 14.16\text{cm}$



$$I = b y^3 / 12 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 73947.30 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $M_{ser} = 35,59 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y / I = 35,59 \times 10^6 \times 14.16 \times 10 / 73947,3 \times 10^4 = 6,81 \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 24.28 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 5.81 \text{ KN/ml} \\ L = 5 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(24.28 + 5.81) \times 5^2}{8} = 94.03 \text{ KN.m}.$$

**En travée :**  $A_s = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,09 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

$$h / L \geq M_{tser} / 10M_0 \Rightarrow 0,09 > 0,037 \dots \dots \dots \text{CV} .$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0045 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{max} / 5$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1m.

$L_{max} / 4$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,25m.

**VI.2.1.2.2 Ferrailage des poutres principales :**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats de l'ETABS:

- $M^{max}$  en **Travée** = 72,58 KN.m
- $M^{max}$  en **Appuis**: Nappe sup = 103.59 KN.m
- Nappe inf = 84.32KN.m

|                 | $M_u$ (KN.m) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------|--------------|--------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| <b>Travée</b>   | 72,58        | 5,22                     | 1,52                         | 3T14+1T12=5,75                   |
| <b>AppuiSup</b> | 103,59       | 7,65                     | 1,52                         | 3T14+3T12=8,01                   |
| <b>appuiInf</b> | 84,32        | 6,13                     | 1,52                         | 3T14+3T12=8,01                   |

Tab. VI.2. Calcul du ferrailage des poutres secondaires

❖ **Choix des barres :**

- En travée: **3HA14+1HA12** ⇒  $A_s$  adoptée = **5.75cm<sup>2</sup>**
- Sur appui :  
nappe sup **3HA14+3HA12** ⇒  $A_s$  adoptée = **8.01cm<sup>2</sup>**

nappe inf **3HA14+3HA12** ⇒  $A_s$  adoptée = **8.01 cm<sup>2</sup>**

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales:**

- **Section minimale (RPA):** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75\text{cm}^2$  .....**C.V.**

- **Section maximale (RPA) :** (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

-4% $b \times d$  en zone courante ( $A_{smax} = 50.4\text{cm}^2$ ).....**C.V.**

-6% $b \times d$  en zone de recouvrement( $A_{smax} = 75.6\text{cm}^2$ ).....**C.V.**

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{0.23bd f_{c28}}{f_e} = 1,52\text{cm}^2$  ;  $A_s > A_{min}$  .....**CV**

❖ **Vérification à L'ELU :**

**a. vérification de la contrainte de cisaillement :**

Fissuration non préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 3,33\text{MPa}$

Soit la poutre la plus sollicité ;  $T_{max} = 153.14 \text{ KN}$

Avec :  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 42\text{cm}$

$\tau_u = T_{max}/b.d = 1,21\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$  .....**CV**

**b. Calcul de la section des armatures transversales :**

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

- **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12.85mm$$

On prend : T8 (HA.F<sub>e</sub>E400MPa)

**Espacement entre les cadres :**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40cm) = 37.8cm$$

$$A_{tfe} / b \times S_t \geq \max\left[\frac{\tau_u}{2}, 0.4MPa\right] \Rightarrow A_t \geq 0, 605 \times 30 \times 37, 8 / 400 = 1.71cm^2$$

Soit : **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > 1,71cm<sup>2</sup> .....CV**

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min(0, 9.d, 40cm) = 37.8cm$$

$$S_{t2} \leq A_{tfe} / 0,4.b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}) = 37,8 cm$$

- Espacement exigé par le RPA :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(h/4, 12\phi) = \min(45/4; 12 \times 1.2) = 11.25 cm$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 cm$$

Donc on adopte :

$$S_t = 10cm \dots \dots \dots \text{En zone nodale.}$$

$$S_t = 15cm \dots \dots \dots \text{En zone courante.}$$

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{tmin} = 0,003.S_t.b = 1.35 cm^2$$

$$A_{tmin} = 1,35cm^2 \leq 2,01cm^2 \dots \dots \dots CV$$

❖ **vérification à l'état limite de service (E.L.S) :**

➤ **La contrainte de compression du béton :**

**En appui :**  $A_t = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de  $\sigma_b$ :**

$$b \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 30 \cdot d \cdot A_s = 0 \Rightarrow 30y^2 + 120,15y - 10092,6 = 0$$

La résolution de cette équation on à trouver :  $y = 16.44 \text{ cm}$

$$I = b \cdot y^3 / 12 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 89603.87 \text{ cm}^4$$

Soit la poutre la plus sollicitée :  $M_{ser} = 51.092 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot Y / I = 51.092 \times 10^6 \times 16.44 \times 10 / 89603.87 \times 10^4 = 9,37 \leq \sigma_{badm} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

❖ **La vérification de la flèche :**

$$M_0 = (G + Q) L^2 / 8$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} G = \rho \times b \times h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \times (G_{\text{plancher}}) = 24.28 \text{ KN/ml} \\ Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b_{\text{poutre}}\right) \times Q = 5.81 \text{ KN/ml} \\ L = 5.5 \text{ m} . \end{array} \right.$$

$$M_0 = \frac{(24.28 + 5.81) \times 5.5^2}{8} = 113.77 \text{ KN.m}.$$

**En travée :**  $A_s = 3T14 + 1T12 = 5,75 \text{ cm}^2$

$$h / L \geq 1 / 16 \Rightarrow 0,081 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

$$h / L \geq M_{t_{ser}} / 10M_0 \Rightarrow 0,081 > 0,044 \dots \dots \dots \text{ CV} .$$

$$A_s / b \times d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0045 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{ CV}.$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

**NB :** Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

$L_{max} / 5$  : Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive, Soit : 1,1m.

$L_{max} / 4$  : Si l'appui appartient à une travée de rive, Soit : 1,375m.

VI.2.1.2.3. Schéma des ferrillages des poutres :

1- Poutres secondaires :

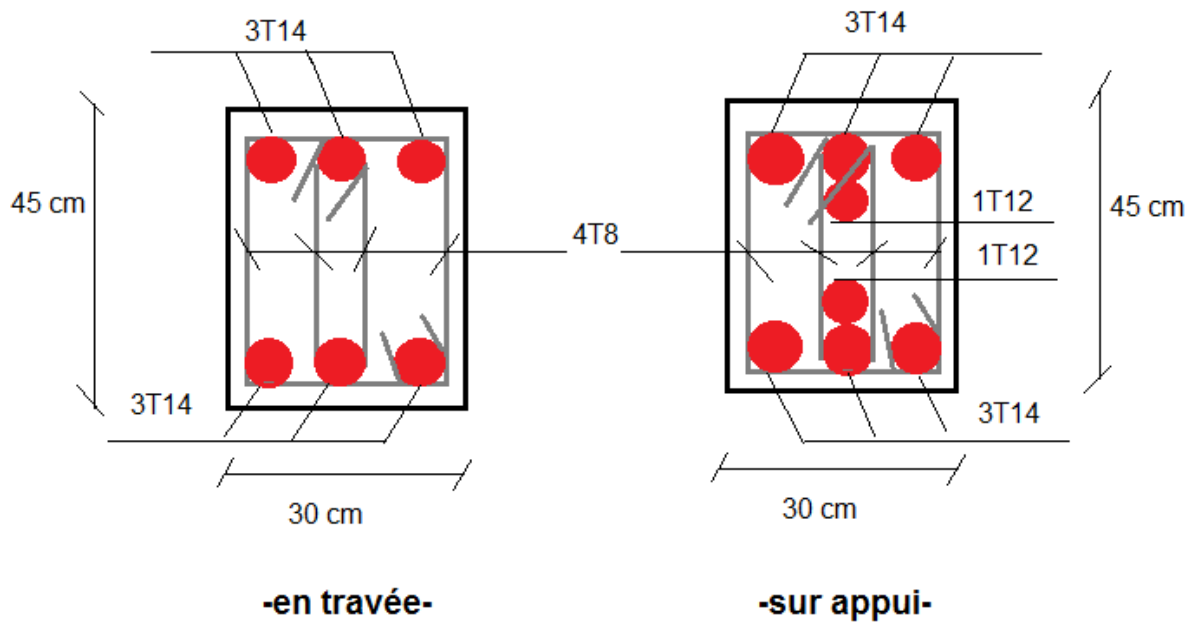


FIG.VI.1.ferrillage des poutres secondaires

2-poutres principales :

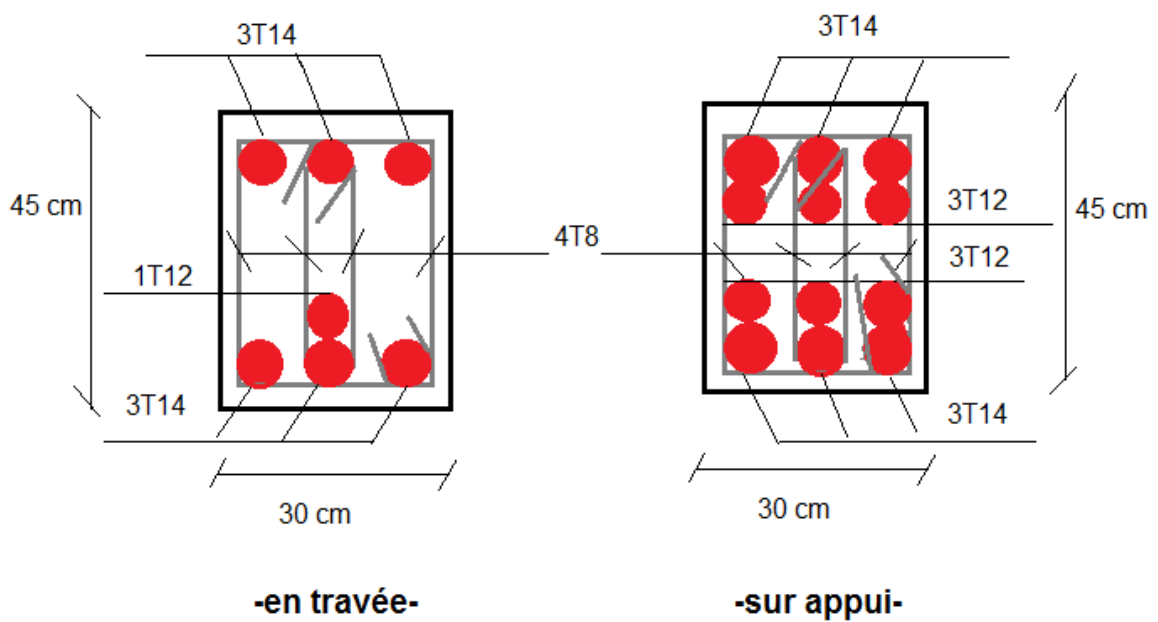


FIG.2. ferrillage des poutres principal

### VI.2.2 ferrailage les poteaux :

Les efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

Ils seront ferrailés d'après le **RPA** suivant les combinaisons :

- **1,35G+1,5Q** : pour obtenir les efforts normales.
- **0.8G ± E** : pour obtenir les efforts tranchants.
- **G + Q ± 1,2E**: pour obtenir les moments fléchissant.

Avec G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

#### VI.2.2.1.Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

- $A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 4\%$  en zone courante.
- $A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\%$  en zone recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi L$

#### VI2.2.2) Calcul de ferrailage :

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », en prenant les poteaux les plus sollicités.

- Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel « ETABS ».

Types des poteaux : on a quatre types des poteaux :

Poteau (55x40).Poteau (40x35).Poteau (35x30).

- **Poteaux 55x40 :**

- **1<sup>er</sup> cas :** 
$$\begin{cases} M^{\max} = 146,328 \text{KN.m} \\ N^{\text{corr.}} = 786,78 \text{KN} \end{cases} \quad (G+Q+E_x)$$

- **2<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\max} = 2556,92 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 28,41 \text{KN.m} \end{cases} \quad (ELU).$$

- **3<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\min} = 33,2253 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 2,312 \text{KN.m} \end{cases} (0,8G+E_x)$$

- **Poteaux 40x 35:**

- **1<sup>er</sup> cas :** 
$$\begin{cases} M^{\max} = 125,529 \text{KN.m} \\ N^{\text{corr.}} = 449,73 \text{KN} \end{cases} \quad (G+Q+E_x)$$

- **2<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\max} = 1600,14 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 14,562 \text{KN.m} \end{cases} (ELU)$$

- **3<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\min} = 24,48 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 18,998 \text{KN.m} \end{cases} (0,8G+E_x)$$

- **Poteaux 30x35 :**

- **1<sup>er</sup> cas :** 
$$\begin{cases} M^{\max} = 102,21 \text{KN.m} \\ N^{\text{corr.}} = 81,04 \text{KN} \end{cases} \quad (G+Q+E_x).$$

- **2<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\max} = 903,53 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 18,392 \text{KN.m} \end{cases} \quad (ELU).$$

- **3<sup>ème</sup> cas :** 
$$\begin{cases} N^{\min} = 24,07 \text{KN} \\ M^{\text{corr.}} = 3,433 \text{KN.m} \end{cases} \quad (0,8G+E_x)$$

- Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », on

Prenant le cas le plus défavorable.

| Poteau     | M(KN.m) | N(KN)  | As cal | La nature de section | As min(BAEL) | As min(RPA) | AS adopt          |
|------------|---------|--------|--------|----------------------|--------------|-------------|-------------------|
| Pot(55.40) | 146,328 | 786,78 | 0      | SEC                  | 4,4          | 19,80       | 4HA20+4HA16=20,61 |
| Pot(40.35) | 125,529 | 449,73 | 8,92   | SPC                  | 2,8          | 12,6        | 6HA20=18,85       |
| Pot(30.35) | 102,21  | 81,04  | 9,87   | SPC                  | 2,10         | 9,87        | 6HA16=12,06       |

Tab.VI.3. calcul du ferrailage des poteaux

❖ Vérification de ferrailage :

a- Les armatures longitudinales :

❖ Suivant le RPA :

La section minimale :

La section minimale est de 0,9% de la section total.

$$A_{smin} = 0,9\% bh = 19,8cm^2$$

$$A_{sadoptee} = 20,61cm^2 > A_{smin} = 19,8cm^2 \dots\dots\dots cv$$

➤ La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{smax} = 4\% bh = 88 cm^2$$

$$A_{smax} = 6\% bh = 132cm^2$$

$$A_{sadoptee} < A_{smax} \dots\dots\dots cv$$



❖ **Suivant les règles BAEL91 :**

➤ **La section minimale :**

$$A_{s\min} = 0,2\%bh = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{adoptée}} = 21,61 \text{ cm}^2 > A_{s\min} \dots\dots\dots cv$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_c} = 2,84 \text{ cm}^2$$

..... (C,V)

La condition est largement vérifiée pour tous les niveaux.

**b-Vérification à l'état limite ultime:**

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement <<  $\tau_u$ >>**

- Vérification selon le RPA 99/V2003:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,05 \text{ Si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$\lambda_g = l_f / i$  : L'élancement géométrique.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$l_f = 0,7l_0$  Si  $\lambda_g \geq 5$  ..... 0.3%.

Si  $\lambda_g < 3$  ..... 0.8%.

Si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les valeurs limitent

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Section | L <sub>f</sub> (cm) | i(cm) | λ <sub>g</sub> | ρ <sub>b</sub> |
|---------|---------------------|-------|----------------|----------------|
| 30×35   | 285,6               | 15,87 | 17,99          | 0,075          |
| 40×35   | 214,2               | 15,87 | 13,49          | 0,075          |
| 55×40   | 214,2               | 11,54 | 18,55          | 0,075          |
| 55×40   | 214,2               | 10,10 | 21,42          | 0,075          |

Tab.VI.4. Vérification selon RPA.

$$\bar{\tau}_u = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,735 \leq \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification selon les règles BAEL:**

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveaux | T <sub>max</sub><br>(kN) | τ <sub>u</sub><br>(MPa) | τ̄ <sub>bu</sub><br>(MPa) | τ̄ <sub>u</sub><br>(MPa) |
|---------|--------------------------|-------------------------|---------------------------|--------------------------|
| 55×40   | 100,65                   | 0,45                    | 1,875                     | 3,33                     |
| 40×35   | 84,43                    | 0,58                    | 1,875                     | 3,33                     |
| 30×35   | 69,52                    | 0,735                   | 1,875                     | 3,33                     |

Tab.VI.5.vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Les conditions sont vérifiées pour tous les niveaux.

**c-Vérification des contraint de béton à L’ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec : } \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Les résultats obtenus à l’aide de logicielle SOCOTEC sont récapitulé dans le tableau suivant :

| Niveau | M <sub>ser</sub> (KN.m) | N <sub>ser</sub> (KN) | A <sub>s</sub> (cm) | σ <sub>sup</sub> | σ <sub>inf</sub> | Vérification |
|--------|-------------------------|-----------------------|---------------------|------------------|------------------|--------------|
| 55×40  | 33,717                  | 1854,23               | 20,61               | 11,2             | 4,33             | CV           |
| 40×35  | 40,521                  | 1164,74               | 14,2                | 13,4             | 2,28             | CV           |
| 30×35  | 43,953                  | 656,08                | 10,68               | 13,5             | 0                | CV           |

Tab.VI.6. vérification des contraintes de béton à l'ELS

**d-.Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

❖ **Espacement des cadres d'après le RPA :**➤ **Dans la zone nodale :**

$S_t \leq 10$ ; en zone III  $S_t \leq 10$  cm; donc:  **$S_t = 10$  cm.**

➤ **Dans la zone courante :**

$S_t \leq \text{Min}(b/2; h/2; \Phi)$  en zone III,  $\Phi = 12$  cm

$S_t \leq 10$  cm;  **$S_t = 10$  cm**

❖ **Calcul de la section d'armature transversale :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

**T<sub>u</sub>** : l'effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Les résultats calculés sont représentés dans le Tableaux suivant :

|         |            |            | Zone nodale              | Zone courante            |
|---------|------------|------------|--------------------------|--------------------------|
| Section | $h_1$ (cm) | $T_u$ (KN) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_t$ (cm <sup>2</sup> ) |
| 55×40   | 55         | 100,65     | 1,14                     | 1,14                     |
| 40×35   | 40         | 84,43      | 1,31                     | 1,31                     |
| 30×35   | 35         | 100,65     | 1,24                     | 1,24                     |

Tab.VI.6: section des armatures transversales :

## ❖ Choix de diamètre :

$$\text{On a : } \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$$

On adopte des cadres : **T8**

Et on adopte  $A_t=4T8=2,01\text{cm}^2$

Les résultats du ferrailage transversal pour tous les sections sont résumées dans le tableau suivant :

| Section(c<br>m <sup>2</sup> ) | Barres transversales |                 | $S_t$ (cm <sup>2</sup> ) |                       |
|-------------------------------|----------------------|-----------------|--------------------------|-----------------------|
|                               | Zone<br>nodal        | Zone<br>courant | Zone nodal               | Zoned<br>recouvrement |
| 55×40                         | 4T8                  | 4T8             | 10                       | 10                    |
| 40×35                         | 4T8                  | 4T8             | 10                       | 10                    |
| 30×35                         | 4T8                  | 4T8             | 10                       | 10                    |

Tab.VI.7 : les résultats de ferrailage transversal des poteaux :

## e-Calcul de la zone de recouvrement :

## La longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de:  $50\phi$  en zone III

| $\varnothing$ (mm)   | 12  | 14  | 16  | 20  |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|
| 50 $\varnothing$ (m) | 0.6 | 0.7 | 0.8 | 0,1 |

Tab.VI.8.Longueur de recouvrement.

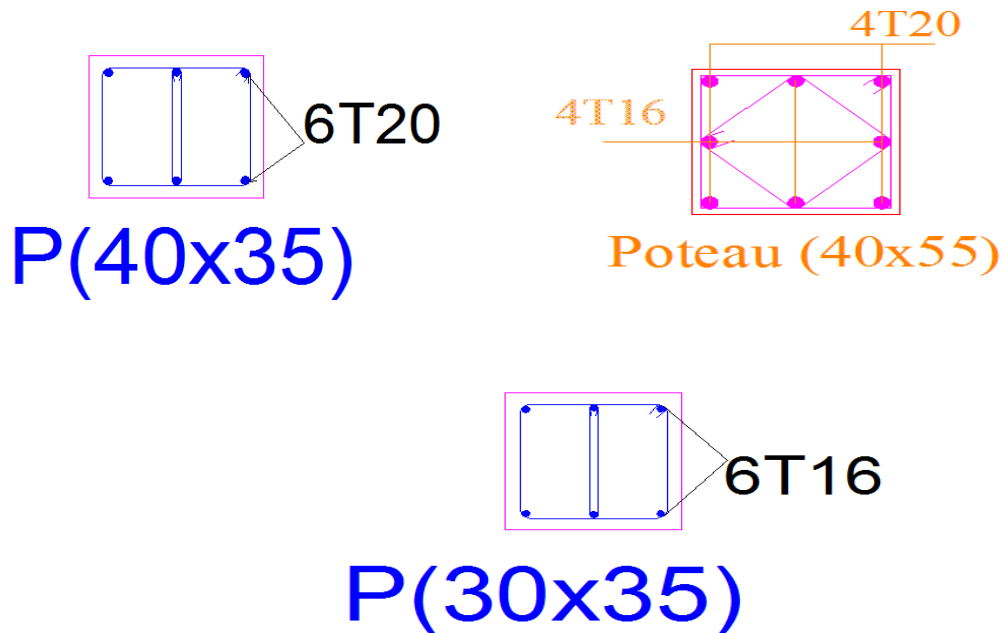


FIG.VI.4.ferraillage des poteaux.

### VI.3.Le ferraillage des voiles :

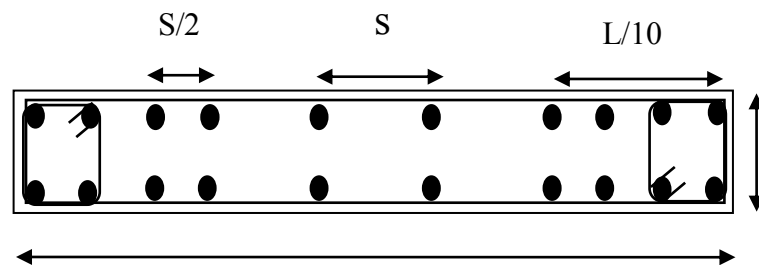
Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendre, le moment fléchissant et l'effort normale déterminée selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismique. Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL 91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

❖ **Prescriptions imposées par le RPA 99/version2003 :**

• **Aciers verticaux :**

Les voiles généralement soumis à une flexion composée, donc c'est possible de voir une zone tendue et l'autre comprimée. Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales des derniers niveaux doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres (autres étages) avec des barres d'attentes (jonction par recouvrement).

L'espacement des barres doit être réduit à la moitié d'espacement courant, sur une longueur de  $\frac{l}{10}$ .



**Fig.VI.5. Section transversale de**

• **Aciers horizontaux :**

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de **RPA99**. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à  $(135^\circ)$  ayant une longueur de  $10\Phi$ .

• **Règles générales :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Article 7.7.4.3 RPA**).

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

$e$  : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ❖ **40Φ** : pour les barres situées dans les zones tendues ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- ❖ **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

### VI.3.1. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur  $d$  est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e, \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

$L$  : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

#### a. Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

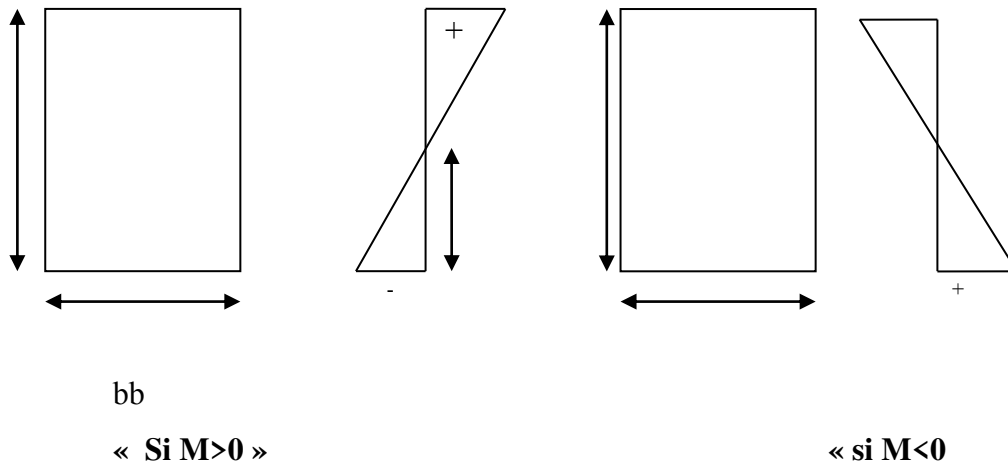
- ❖ Section entièrement comprimée « SEC ».
- ❖ Section entièrement tendue « SET ».
- ❖ Section partiellement comprimée « SPC ».

#### b. Méthode de RDM :

On utilise dans cette méthode la formule de **NAVIER BERNOULLI**

1) Section partiellement comprimée : (SPC)

$$\sigma_{A,B} = N / A \pm \frac{M.Y}{I}$$



A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

➤ Si :  $M > 0 \Rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer «  $L_t$  » en utilisant les triangles semblables :

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

➤ Si :  $M < 0 \Rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :  $A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

**2) Section entièrement comprimée : (SEC)**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

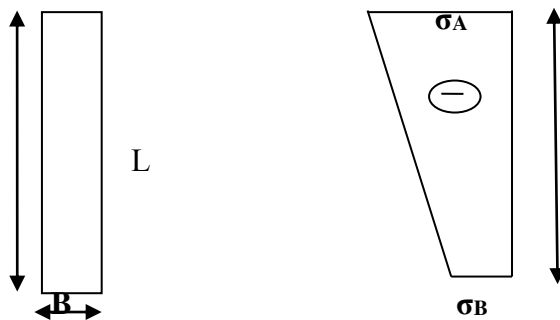
**3) .section entièrement tendue :( SET)**

Dans ce cas on a deux contrainte de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la longueur tendue est égale à « L »

$$\Rightarrow L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par

La section d'armatures nécessaires est donnée par :



**Fig. VI.6. Section entièrement tendue**

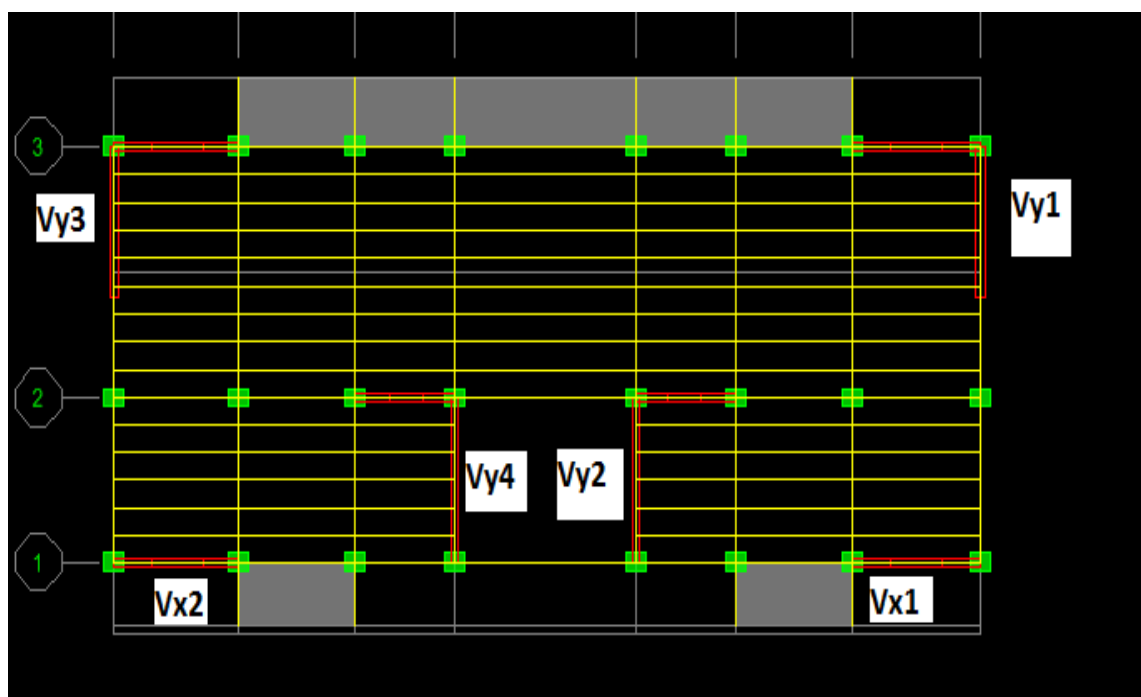


Fig.VI.7.Numérotation des voiles

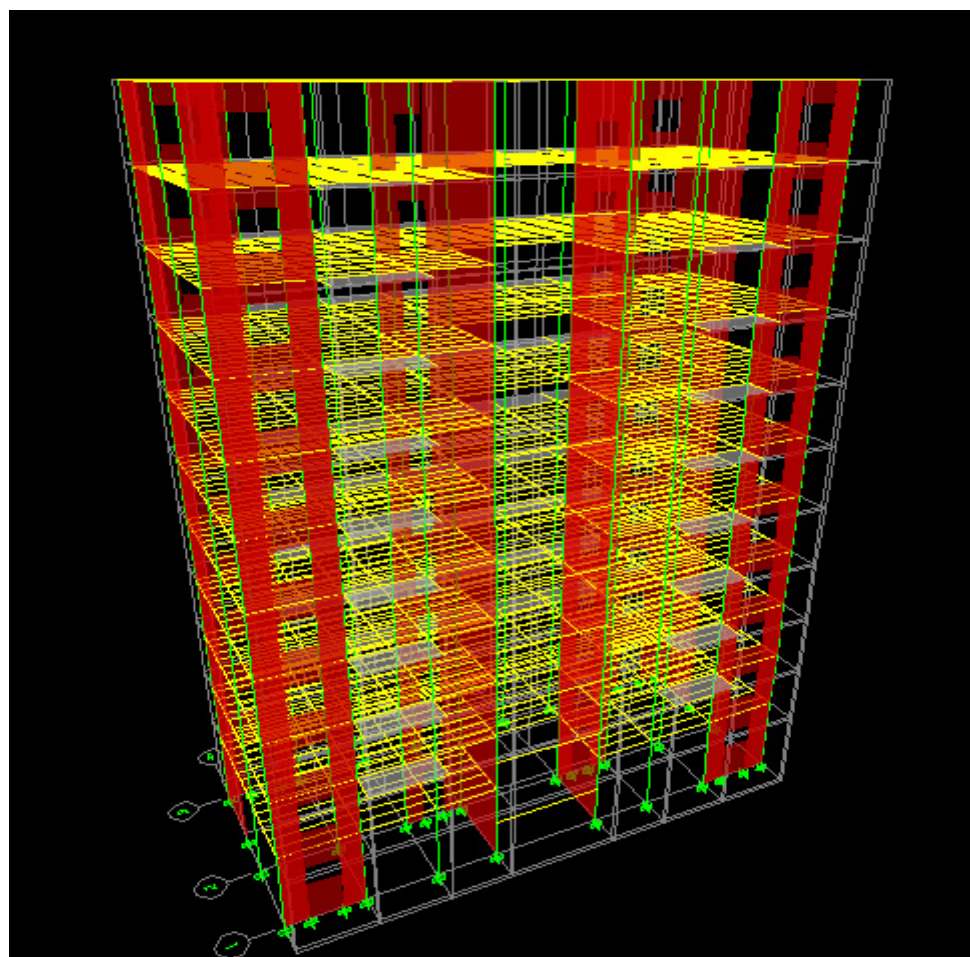


Fig.VI. 8 .vue en 3D des voiles existantes

**VI.3.1. calcul de ferrailage vertical :** Le calcul se fera en deux zone (courant et about) pour toute la longueur du voile :

$$A_{min} = 0,15\% b.L \quad \text{globalement dans la section.}$$

$$A_{min} = 0,10\% b.L \quad \text{dans la zone courant.}$$

❖ **Exemple de calcul des voiles << Vy1 >> :**

$$L = 3,043 \text{ m} ; b = 0,2 \text{ m} ; A = 0,609 \text{ m}^2 ; M = 4395,21 \text{ KN.m} ;$$

$$N = 3520,20 \text{ KN.}$$

$$I = b.l^3/12 = 0,2 \times 3,043^3 / 12 = 0,47055527 \text{ m}^4$$

$$\sigma_A = 20002,2894 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = -8441,66541 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$  donc section partiellement comprimée.

$$L_t = L \times \sigma_B / (\sigma_B + \sigma_A) = 0,90370243 \text{ m}$$

$$T = 0,5 \times \sigma_B \times L_t \times b = 762,8753585 \text{ KN}$$

$$A_{cal} = T \cdot \gamma_s / f_e = 792,875358 \times 10^3 \times 1 / 400 = 19,0718839 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} (\text{ml / face}) = A_{cal} / (2 \times L_t) = 10,5520818 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times b \times L_t = 3,61480974 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} (\text{ml / face}) = A_{RPA} / (2 \times L_t) = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0015 \times b \times L = 9,135 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} (\text{ml / face}) = A_{min} / (2 \times L) = 5,05420792 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} (A_{cal}, A_{RPA}, A_{min}) = 19,078839 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = A_s / (2 \times L_t) = 10,5520818 \text{ cm}^2$$

Alors pour toute la longueur du voile :

$$A_v = 2 \times A_{sv} \times L = 64,262178 \text{ cm}^2$$

• **La section adoptée:**

- En zone courant :  $A_s = 49,26 \text{ cm}^2 = 32 \text{ HA } 14$
- En zone d'about :  $A_s = 24,64 \text{ cm}^2 = 16 \text{ HA } 14$

❖ L'espacement :

- En zone courant :  $St \leq \min ( 1,5 e , 30 \text{ cm } ) = 30 \text{ cm}$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

- En zone d'about :  $St = St / 2 = 10 \text{ cm}$

On prend:  $St = 7,5 \text{ cm}$

$$A_{\text{vadoptée}} = 49,96 + 24,64 = 64,26217 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux :

| Voile Sens yy                           | V1         | V2         | V3         | V4         |
|---|------------|------------|------------|------------|
| <b>N S</b>                              | <b>SPC</b> | <b>SPC</b> | <b>SPC</b> | <b>SPC</b> |
| <b>L(m)</b>                             | 3,043      | 3,05       | 3,043      | 3,05       |
| <b>b(m)</b>                             | 0,2        | 0,2        | 0,2        | 0,2        |
| <b>I(m<sup>4</sup>)</b>                 | 0,47055527 | 0,47287708 | 0,47055527 | 0,47287708 |
| <b>S(m<sup>2</sup>)</b>                 | 0,609      | 0,61       | 0,609      | 0,61       |
| <b>Y(m)</b>                             | 1,5225     | 1,525      | 1,5225     | 1,525      |
| <b>M(KN.m)</b>                          | 4395,551   | 5115,005   | 3352,04    | 5004,835   |
| <b>N(KN)</b>                            | 3520,21    | 3690,42    | 3097,59    | 3594,02    |
| <b>σ<sub>B</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>  | 8441,66541 | -10445,713 | 5759,30201 | 10248,4542 |
| <b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> | 20002,2894 | 22545,4507 | 15932,0114 | 22032,1263 |
| <b>Lt(m)</b>                            | 0,90370243 | 0,96569569 | 1,10157425 | 1,41950981 |
| <b>T(KN)</b>                            | 762,875358 | 1008,738   | 634,429881 | 1454,77812 |
| <b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>           | 19,0718839 | 25,21845   | 15,860747  | 36,369453  |
| <b>AS rpa(cm<sup>2</sup>)</b>           | 3,61480974 | 3,86278276 | 4,40629701 | 5,67803923 |
| <b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>             | 9,135      | 9,15       | 9,135      | 9,15       |
| <b>AS cal(ML/Face)</b>                  | 10,5520818 | 13,0571412 | 7,19912752 | 12,8105677 |
| <b>As rpa(ML/Face)</b>                  | 2          | 2          | 2          | 2          |
| <b>A min(ML/Face)</b>                   | 5,05420792 | 4,73751726 | 4,14633874 | 3,22294357 |

|                                       |              |              |              |              |
|---------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>As(cm<sup>2</sup>)</b>             | 19,0718839   | 25,21845     | 15,860747    | 36,369453    |
| <b>As<sub>v</sub>(cm<sup>2</sup>)</b> | 10,5520818   | 13,0571412   | 7,19912752   | 12,8105677   |
| <b>A<sub>v</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>  | 64,262178    | 79,6485615   | 43,8426866   | 78,1444631   |
| <b>A<sub>v</sub>(adopte)</b>          | 48HA14=73,92 | 48HA16=96,52 | 54HA12=54,28 | 48HA16=96,52 |
| <b>barre courant</b>                  | 32HA14       | 32HA16       | 32HA12       | 32HA16       |
| <b>St about</b>                       | 7,5          | 7,5          | 7,5          | 7,5          |
| <b>barre about</b>                    | 16HA14       | 16HA16       | 16HA12       | 16HA16       |
| <b>st courant</b>                     | 15           | 15           | 15           | 15           |

Tab.VI.9 .résultats de ferrailage des voiles (SPC)yy.

| Voile Sens xx                           | Vx1         | Vx2         |
|---|-------------|-------------|
|   | <b>SPC</b>  |             |
| <b>L(m)</b>                             | 1,4         | 1,4         |
| <b>b(m)</b>                             | 0,2         | 0,2         |
| <b>I(m<sup>4</sup>)</b>                 | 0,04573333  | 0,04573333  |
| <b>S(m<sup>2</sup>)</b>                 | 0,28        | 0,28        |
| <b>Y(m)</b>                             | 0,7         | 0,7         |
| <b>M(KN.m)</b>                          | 376,689     | 244,132     |
| <b>N(KN)</b>                            | 597,93      | 443,8       |
| <b>σ<sub>B</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> | -3630,18367 | -2151,71429 |
| <b>σ<sub>A</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> | 7901,11224  | 5321,71429  |
| <b>Lt(m)</b>                            | 0,64421154  | 0,56733749  |
| <b>T(KN)</b>                            | 233,860621  | 122,074819  |
| <b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>           | 5,84651553  | 3,05187048  |
| <b>AS rpa(cm<sup>2</sup>)</b>           | 2,57684616  | 2,26934998  |
| <b>Amin(cm<sup>2</sup>)</b>             | 4,2         | 4,2         |

|                       |               |               |
|-----------------------|---------------|---------------|
| AS cal(ML/Face)       | 4,53772959    | 2,68964286    |
| As rpa(ML/Face)       | 2             | 2             |
| A min(ML/Face)        | 3,2597988     | 3,70150046    |
| As(cm <sup>2</sup> )  | 5,84651553    | 4,2           |
| Asv(cm <sup>2</sup> ) | 4,53772959    | 3,70150046    |
| Av(cm <sup>2</sup> )  | 12,7056429    | 10,3642013    |
| Av adp                | 24 HA10=18,84 | 24HA10=18,84  |
| Barre courant         | 16HA10=12,57  | 16 HA10=18,84 |
| st courant            | 15            | 15            |
| barre about           | 8 HA10=6,28   | 8HA10=6,28    |
| St about              | 7,5           | 7,5           |

Tab.VI.10. résultats de ferrailage des voiles (SPC) xx.

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suite :

$$\tau = \frac{1.4 V}{b.0.9.h} \leq \bar{\tau} \text{ Avec :}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,20f_{c28}, 5MPA) = 5MPA$$

h : la hauteur totale de la section brute.

d: hauteur utile=0,9.h

b : épaisseur du voile

V : effort tranchant

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

|          | V      | B   | L     | $\tau$ (MPa) | $\bar{\tau}$ (MPa) | Vérification |
|----------|--------|-----|-------|--------------|--------------------|--------------|
| $V_{y1}$ | 801,78 | 0,2 | 3,05  | 1,52         | 5                  | CV           |
| $V_{y2}$ | 975    | 0,2 | 3,045 | 1,86         | 5                  | CV           |
| $V_{y3}$ | 591,53 | 0,2 | 3,045 | 1,127        | 5                  | CV           |
| $V_{y4}$ | 945,05 | 0,2 | 3,05  | 1,8          | 5                  | CV           |
| $V_{x1}$ | 181,63 | 0,2 | 1,4   | 0,34         | 5                  | CV           |
| $V_{x2}$ | 112,10 | 0,2 | 1,4   | 0,21         | 5                  | CV           |

Tab. VI.10.Vérification de la contrainte de cisaillement

### VI.3.2 Calcul de ferrailage horizontal :

❖ D'après le BAEL :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{(\tau_u - \tau_0) \cdot b}{0,9 \cdot \left( \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Avec :  $\alpha = 90^\circ$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij} \times K \quad ; \quad f_{ij} = \{f_{ij}; 3,3 \text{MPa}\}$$

$K=0$  cas de reprise de bétonnage.

Donc :  $\tau_0 = 0$

$$S_t \leq (1,5 \times e; 30 \text{cm})$$

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

❖ D'après le RPA99, le pourcentage minimal exigé pour la partie courante doit être armée d'un carrelage d'armature en double nappe est :

$$\text{➤ pour } : \tau \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_t = 0,0015 b \cdot L$$

$$\text{➤ pour } : \tau > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{MPa} \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot L$$

## ❖ Exemple de calcul:

Voile Vy1:

$$V = 975 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1,127 \text{ MPA}$$

D'après le BAEL :

$$A_{BAEL} = \frac{(\tau_u \cdot S_t) \cdot b}{0,9 \cdot (F_e / \gamma_s)} = \frac{1,86 \times 20 \times 20}{0,9 \cdot 400} = 2,06$$

$$A_t \geq 2,06 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal de le RPA :

$$\tau_u = 2,14 > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t = 0,0025 b \cdot h$$

$$A_{RPA} = 0,25\% \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$A_t = \max(1 \text{ cm}^2 ; 2,06 \text{ cm}^2) = 2,06 \text{ cm}^2$$

$$A_t (\text{ml/face}) = 2,04 / (2 \times 4,08) = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

$$\text{Soit : } A_{adopte} (\text{ml/face}) = 5T8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles | $\tau$ (MPA) | St(m) | b(m) | A <sub>BEL</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> /ml/face) | A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml/face) |
|--------|--------------|-------|------|-------------------------------------|-------------------------------------|---|--|
| Vy1    | 1,52         | 0,2   | 0,2  | 1,68                                | 1,00                                | 2,5                                       | 5T8  |
| Vy2    | 1,86         | 0,2   | 0,2  | 2,06                                | 1,00                                | 2,5                                       | 5T8  |
| Vy3    | 1,127        | 0,2   | 0,2  | 1,25                                | 1,00                                | 2,5                                       | 5T8  |
| Vy4    | 1,80         | 0,2   | 0,2  | 2,00                                | 1,00                                | 2,5                                       | 5 T8   |
| Vx1    | 0,34         | 0,2   | 0,2  | 0,37                                | 0,6                                 | 2,5                                       | 5T8  |
| Vx2    | 0,24         | 0,2   | 0,2  | 0,23                                | 0,6                                 | 2,5                                       | 5T8  |

Tab. VI.11.ferrailage horizontal



**VI.3.3: Calcul d'un voile avec ouverture :**

Dans le cas d'un voile avec ouverture, on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant d'un linteau

**VI.3.3.1 linteaux:**

-Les linteaux sont des poutres courtes ou longues encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux du voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements dans les trumeaux, de ce fait la portée des linteaux présente des difficultés pour le calcul (majoration de T de 40%)

Le calcul de ferrailage du linteau se fait comme il est indiqué en art 7.7.3 RPA 99.

Dans le calcul du ferrailage du linteau, l'effort tranchant ( $V_u$ ), doit être majoré de 40 %.

**❖ linteaux :**

- Les caractéristiques géométriques de linteau :

$$H_e=4,08\text{m}, h= 1,08 \text{ cm} , \mathbf{b} = 20 \text{ cm} , \mathbf{L} = 1,4\text{m}$$

- Déterminations des sollicitations :

D'après le fichier des résultants du logiciel « ETAPS 7.9 » On a :

$$\text{Soit : } V_u = 499,91 \text{ KN.}$$

$$V = 1,4 V_u.$$

$$V = 1,4 \times 499,91 = 699,874 \text{ KN.}$$

**a-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- D'après RPA99, on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ; d = 0,9 h = 0,9 \times 1,08 = 97,2 \text{ cm}$$

$$\tau_b = 699,874 \times 10^3 / (200 \times 972) = 3,6 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 3,6 \text{ Mpa} < \tau_b = 5 \text{ Mpa} ,$$

-La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

**b- calcul du ferrailage :**

$$\tau_b = 3,6 \text{ Mpa} > 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ Mpa} ; \text{ donc on devra disposer :}$$

- Des aciers longitudinaux ( $A_L, A_L'$ ) de flexion ;
- Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- Des aciers en partie courante ( $A_c$ ) ;
- Des aciers diagonaux ( $A_d$ )

❖ **Calcul de ( $A_l$ ) :**

$$\tau_b = 2,94 \text{Mpa} > 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale exigée par le RPA99 :  $(A_L, A_L') \geq 0.0015.b.h$

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times 20 \times 104 = 3,24 \text{cm}^2 .$$

$$A_l = 2T12 = 4.52 \text{ cm}^2 , A_l' = 2T14 \text{cm}^2$$

❖ **Calcul de ( $A_t$ ) :**

Condition minimale du RPA 99(art4.3.2.2.B) :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At \geq 0.0015.b.S$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} \dots\dots\dots At > 0.0025.b.St$$

St: espacement des armatures transversales.

$$\tau_b = 3,6 > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0.0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{cm}^2.$$

$$St = \frac{h}{4} = 104/4 = 26 \text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } St = 20 \text{cm}.$$

❖ **Calcul de ( $A_c$ ) :**  $A_c \geq 0.002.b.h$

$$A_c \geq 0.002 \times 20 \times 108 = 4,32 \text{ cm}^2$$

**On prend :**

$$A_c = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de ( $A_d$ ) :**

$$A_d = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\tau_b = 3,6 > 1,5 \text{ MPa}.$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h-2d'}{l} = 0.62 \dots\dots \alpha = 35,753^\circ$$

$$A_d = (499,91 \times 10^3 / 2 \cdot 400 \cdot \text{Sin}35,753) = 10,69 \text{cm}^2$$

$$\tau_b = 3,6 > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$$

Section minimale du RPA 99:

$$A_d > 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 20 \times 108 = 3,12 \text{ cm}^2$$

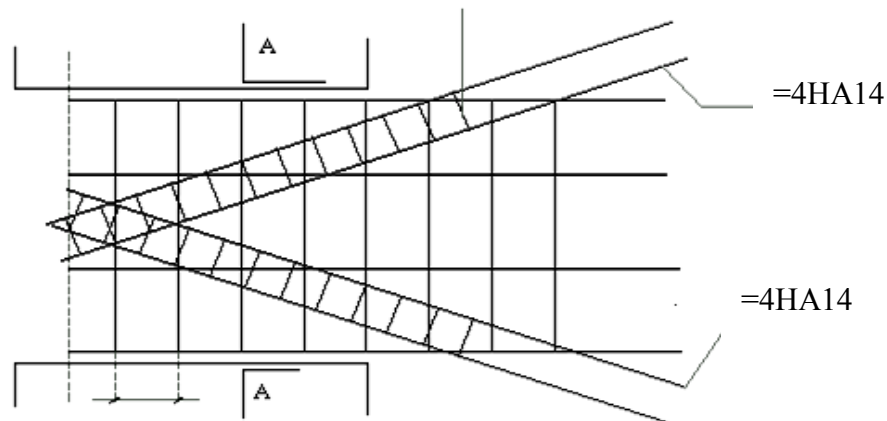
$$\text{donc : } A_d = \max (A_d \text{ calculee} , A_d \text{ RPA})$$

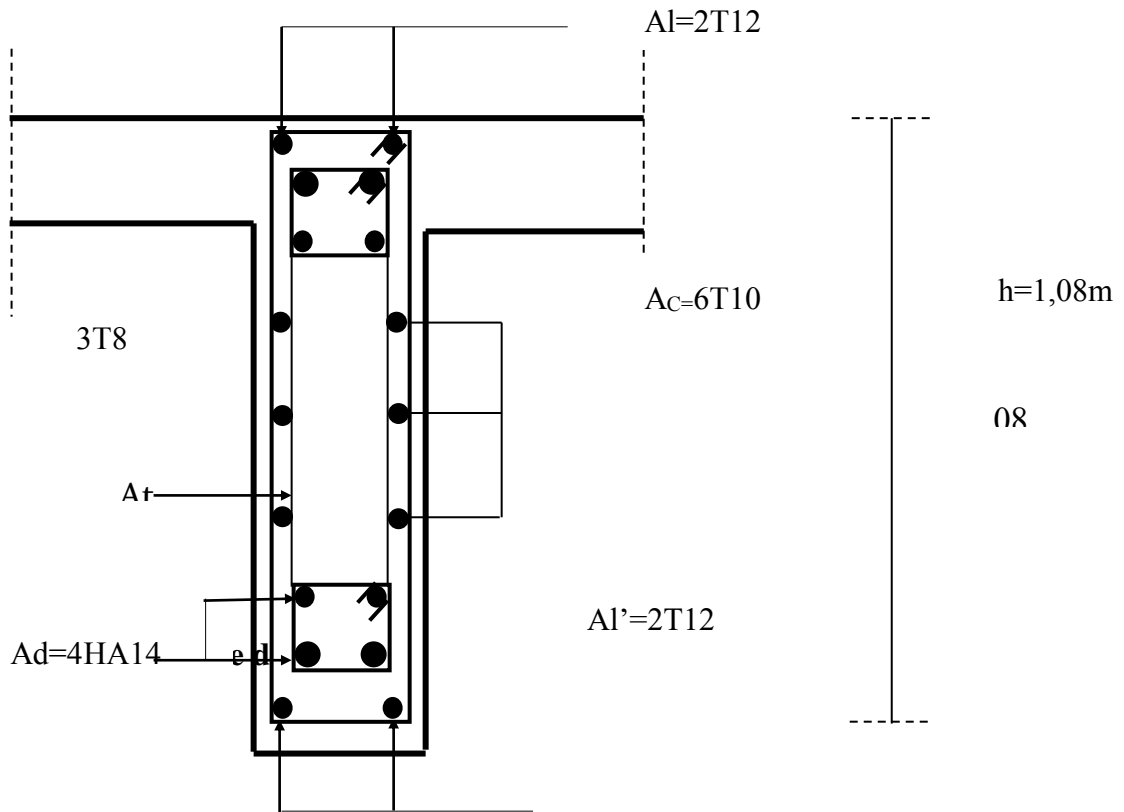
$$A_D = 10,69 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Choix des Barres d'aciers :

Le ferrailage final du linteau se résume comme suite :

- $A_l = 3,24 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S (4 \Phi 12) = 4,52 \text{ cm}^2$ .
- $A_t = 1 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S (3 \Phi 8) = 1,51 \text{ cm}^2$
- $A_c = 4,32 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S (6 T 10) = 4,71 \text{ cm}^2$
- $A_d = 10,69 \text{ cm}^2$  ; soit :  $A_S (8 \Phi 14) = 12,32 \text{ cm}^2$ .





VI3.4. Ferrailage des Trumeau :

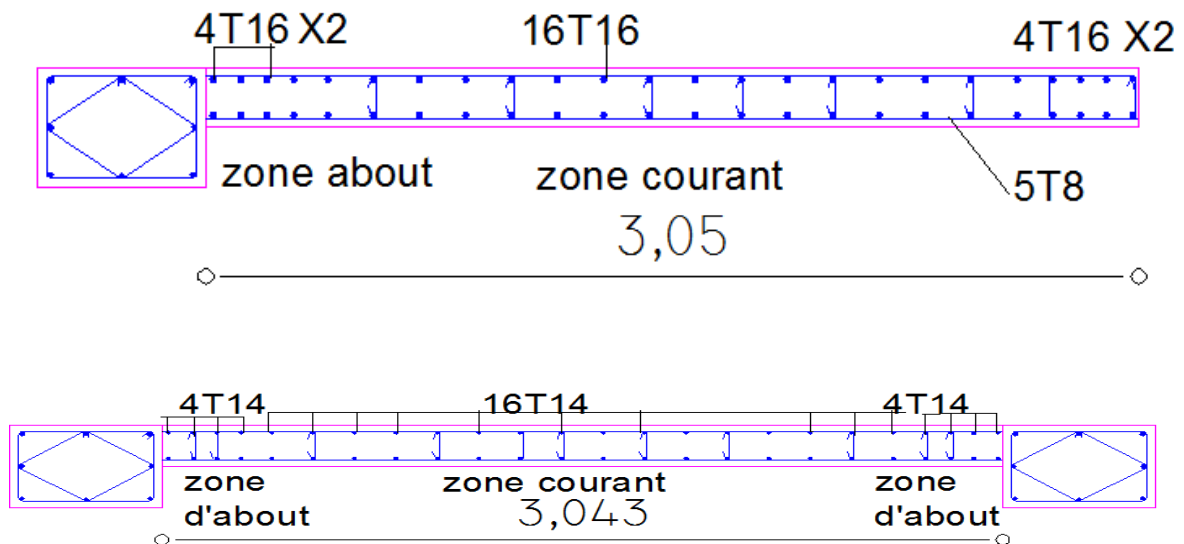
➤ Trumeau :

Les calculs sont résumé dans le tableau suivant :

| N S   | SPC         | SPC        | SPC        |
|---|-------------|------------|------------|
| <b>L(m)</b>                                     | 0,775       | 0,725      | 0,665      |
| <b>b(m)</b>                                     | 0,2         | 0,2        | 0,2        |
| <b>Y</b>  | 0,00775807  | 0,0063513  | 0,00490133 |
| <b>S(m<sup>2</sup>)</b>                         | 0,155       | 0,145      | 0,133      |
| <b>Y(m)</b>                                     | 0,3875      | 0,3625     | 0,3325     |
| <b>M(KN.m)</b>                                  | 620,97      | 422,572    | 478,016    |
| <b>N(KN)</b>                                    | 1722,51     | 1394,54    | 1588,98    |
| <b><math>\sigma_B</math>(KN/m<sup>2</sup>)</b>  | -19903,2237 | -14500,742 | 20480,7994 |
| <b><math>\sigma_A</math> (KN/m<sup>2</sup>)</b> | 42129,1592  | 33735,7765 | 44375,2355 |
| <b>Lt(m)</b>                                    | 0,36624024  | 0,21794769 | 0,20999945 |
| <b>T(KN)</b>                                    | 728,936138  | 316,040327 | 430,095658 |
| <b>AS cal(cm<sup>2</sup>)</b>                   | 18,2234035  | 7,90100817 | 10,7523915 |

|                          |              |                 |            |
|--------------------------|--------------|-----------------|------------|
| AS rpa(cm <sup>2</sup> ) | 1,46496095   | 0,87179077      | 0,8399978  |
| Amin(cm <sup>2</sup> )   | 2,325        | 2,175           | 1,995      |
| AS cal(ML/Face)          | 24,8790297   | 18,1259275      | 25,6009992 |
| As rpa (ML/Face)         | 2            | 2               | 2          |
| A min (ML/Face)          | 3,17414604   | 4,98972934      | 4,75001246 |
| As (cm <sup>2</sup> )    | 18,2234035   | 7,90100817      | 10,7523915 |
| Asv (cm <sup>2</sup> )   | 24,8790297   | 18,1259275      | 25,6009992 |
| Av (cm <sup>2</sup> )    | 38,562496    | 26,2825948      | 34,0493289 |
| Av adp                   | 20T16=40 ,21 | 14 HA114 =30,79 | 18 HA16    |
| st courant               | 15           | 15              | 15         |
| barre courant            | 12HA16       | 12HA14          | 10HA16     |
| St about                 | 7,5          | 7,5             | 7,5        |
| barre about              | 8HA16        | 8HA14           | 8HA16      |

Tab.VI.12. Résultant du ferrailage de trumeau



FigVI .10. shéma ferrailages des voile yy

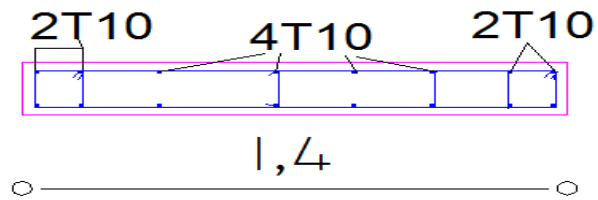


Fig.VI. 12.Shèma ferrailages des voile xx pour une face

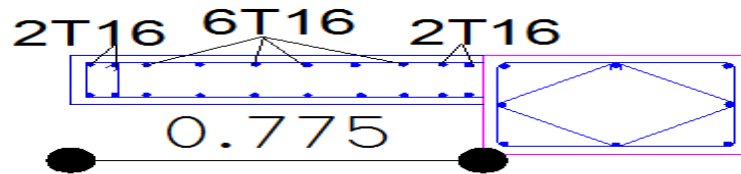


Fig.VI.13.Shèma ferrailag de trummeau pour une face

# **CHAPITRE VII :**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

### VII.1. Généralité :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrages qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques. Soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de la fondation qui convient mieux à supporter

L'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter

Une solution qui paraît satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
  - La nature et l'homogénéité du sol.
  - La capacité portante du terrain de fondation.
  - La charge totale transmise au sol.
  - L'aspect économique.
  - La facilité de réalisation.

### VII.2. Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2,2 bars, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.



- Radier nervuré.

- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles isolés sous poteau et filantes sous murs

Pour cela, nous allons procéder à une vérification telle que :

**VII.3.Calcul des surfaces nécessaires pour les semelles :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}, \text{ avec : } \sigma_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{Alors : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}.$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

| Poteau       | Nser(KN) | S=N/σsol(m²) | Poteau | Nser (KN)       | S=N/σsol(m²) |
|--------------|----------|--------------|--------|-----------------|--------------|
| P1           | 322,25   | 1,61         | P10    | 425,46          | 2,1273       |
| P2           | 416,02   | 2,08         | P11    | 744,46          | 3,725        |
| P3           | 645,53   | 3,22         | P12    | 1859,96         | 9,244        |
| P4           | 366,43   | 1,832        | P13    | 439,51          | 2,197        |
| P5           | 992,81   | 4,960        | P14    | 761,54          | 3,807        |
| P6           | 731,79   | 3,658        | P15    | 1853,28         | 9,266        |
| P7           | 662,13   | 3,310        | P16    | 680,44          | 4,902        |
| P8           | 797,82   | 3,989        | P17    | 781,79          | 3,908        |
| P9           | 1444,71  | 7,223        | P18    | 1435,86         | 7,179        |
| P19          | 423,31   | 2,116        | P22    | 432,94          | 2,164        |
| P20          | 1161,25  | 5,802        | P23    | 578,62          | 2,893        |
| P21          | 698,10   | 3,4909       | P24    | 672,66          | 3,363        |
| <b>Total</b> |          |              |        | <b>19329,13</b> | <b>98,12</b> |

**Tab. VII.1. Les surfaces des semelles revenant à chaque poteau.**

| Semelles     | N <sub>ser</sub> (KN) | S=N/σ <sub>sol</sub> (m <sup>2</sup> ) | Semelles | N <sub>ser</sub> (KN) | S=N/σ <sub>sol</sub> (m <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------------|--|----------|-----------------------|--|
| V1           | 2058,91               | 10,2945                                | V6       | 849,10                | 2,2455                                 |
| V2           | 2006,64               | 10,0332                                | V7       | 1442,30               | 7,2115                                 |
| V3           | 1575,87               | 7,87935                                | V8       | 1383,80               | 6,919                                  |
| V4           | 1677,35               | 8,3865                                 | V9       | 1368,27               | 6,84135                                |
| V5           | 1371,95               | 6,8595                                 | V10      | 1094,02               | 5,4701                                 |
| <b>Total</b> |                       |  |          | <b>14828,16</b>       | <b>70,1407</b>                         |

Tab VII.2. Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile.

❖ **Vérification de chevauchement :**

$$S_{\text{semelles Tot}} = 70,1407 + 98,12 = 168,2607 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 230,2 \text{ m}^2.$$

Le rapport de surface des semelles à celui du bâtiment est :

$$R = S_{\text{sem}} / S_{\text{bat}} = \frac{168,2607}{230,2} = 0,73$$

$$R \longrightarrow = 73\%$$

Alors :  $S_{\text{sem}} / S_{\text{bat}} = 73\% > 0.5 \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ **Commentaire :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit la possibilité d'avoir un chevauchement entre les semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général. Comme fondation.

**VII.4. Calcul du radier :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels. <w

- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.

**VII.5. pré dimensionnement du radier :**

➤ **La surface du radier :**

L'emprise totale du bâtiment est de : 230,2m<sup>2</sup>

- **La surface minimale du radier :**

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{34157,3}{220} = 155,26m^2$$

**La dalle radier :**

$$h_d \geq L_{max}/20 = 0.275m \quad \longrightarrow \quad h_d = 60 \text{ cm}$$

**VII.5.1.La nervure :**

L'épaisseur des nervures doit satisfaire les conditions suivantes :

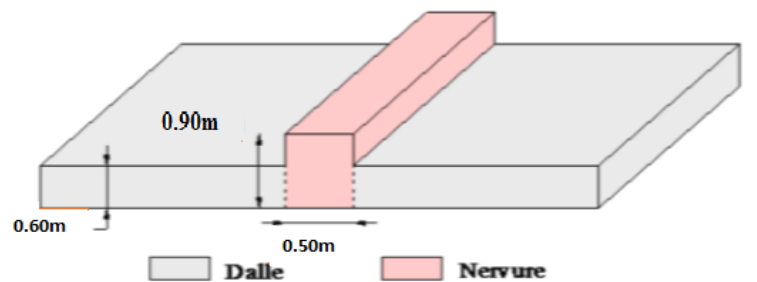
- **Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} ; L_{max} = 5,5 \text{ m} ; h \geq 55\text{cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 60 \text{ cm.}$$

$$L_e = [4EI/Kb]^{1/4} \geq 2L_{max}/J$$

$$H_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5.5^4}{32164 \times 3.14^4}} = 0.82 \text{ m}$$

On a dopte : h=90 cm ; b= 50 cm



**Fig .VII.1.Dimension du radier**

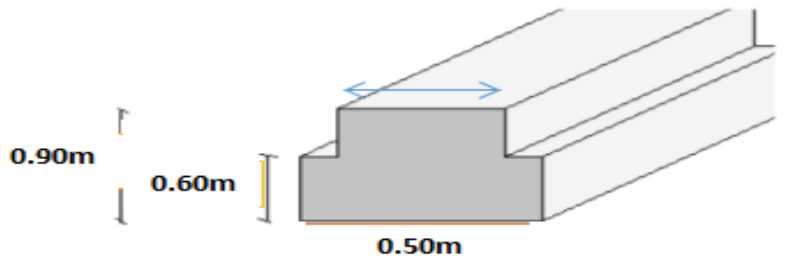


Fig .VII.2. Dimension de la nervure.

$b \geq 20\text{cm} \longrightarrow 50 \geq 20\text{cm} \dots \text{cv}$

$h \geq 30\text{cm} \longrightarrow 90 \geq 30\text{cm} \dots \text{cv}$

$h/b \leq 4 \longrightarrow 90/50 = 1.8 \leq 4 \dots \text{cv}$

**VII.6. Vérification au poinçonnement :**

Cette vérification s’effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \quad \text{C.B.A.}$$

❖ **Sous poteaux :**

$N_u$  : la charge de calcul du poteau le plus sollicité = 2642,51KN.

$\mu_c$  : périmètre du contour canaille =  $2(a+b+2 h) = 2 (0.4+0.55+2*0.9)=5.5\text{m}$ .

$N_u=2642,51\text{KN} \leq 3712.5\text{KN} \dots \dots \dots$  Donc la condition est vérifiée, et il n’y a pas de risque de poinçonnement.

❖ **Sous voile :**

$N_u$  : = 2816,16KN.

$\mu_c$  : périmètre du contour canaille =  $2(a+b+2 h) = 2 (3,6+0.2 +*2*0.9)=11.2\text{m}$ .

$N_u=2642,51\text{KN} \leq 75600\text{KN} \dots \dots \dots$  Donc la condition est vérifiée, et il n’y a pas de risque de poinçonnement.

❖ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.15 / 1.5 f_{c28}$$

$$V_u = q \frac{L}{2}$$

Avec  $q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}} = \frac{46824,22}{263,85} \Rightarrow q = 177,465KN / ml$

Donc :

$$V_u = q \frac{L}{2} = 177,85 * (5,5 / 2) = 488,029 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{488,029}{1 * 0,9 * 0,5 * 10^3} = 1,08 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1,8 < 2,5 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

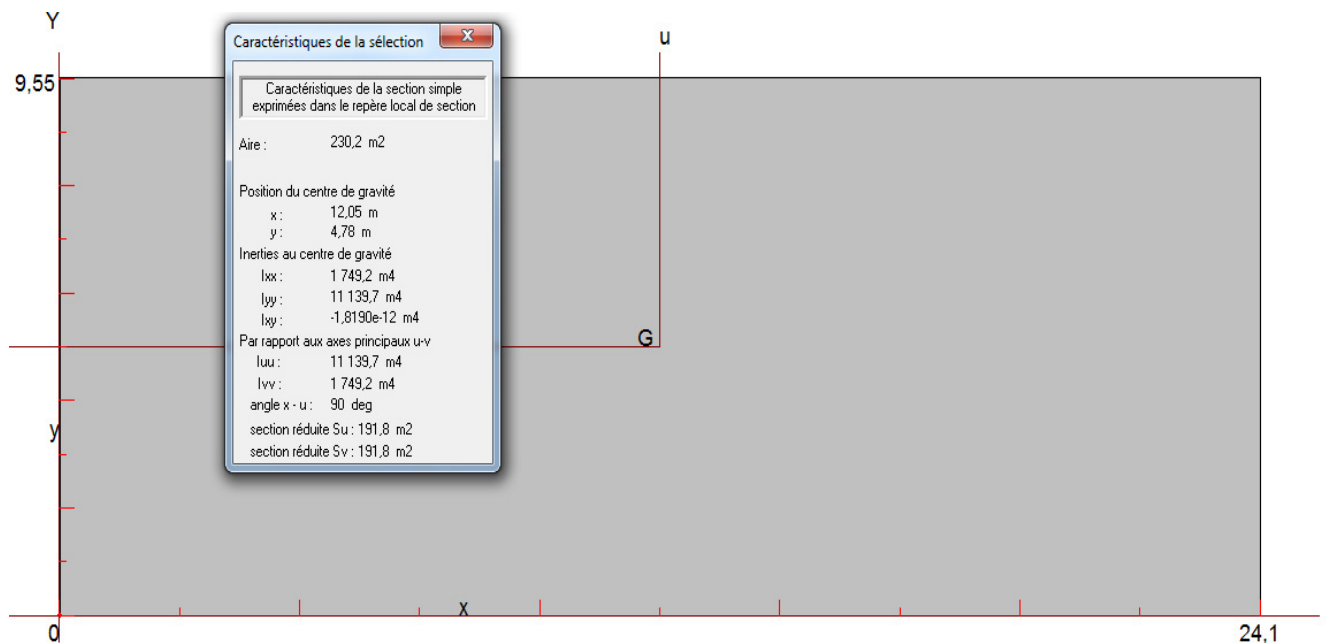
❖ **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2, 30) \text{ cm} = 45 \text{ cm. Avec : } h_r : \text{l'épaisseur de la dalle...}$$

....Soit : D = 45 cm.

$$\text{Soit : } S_r = S + (D * P) = 230,2 + (0,5 * 67,3) = 263,85 \text{ m}^2.$$

❖ **Caractéristiques géométriques du radier :**



**Fig.VII.3.Schéma du radier.**

❖ **Inerties du radier :**

➤ **Calcul de l'excentricité :** Centre de gravité du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = 12,05m \\ Y_G = 4,78m \end{cases}$$

Centre des masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_G = 12,06m \\ Y_G = 4,52m \end{cases}$$

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivants :

$$\begin{cases} e_x = 0,01m \\ e_y = 0,25m. \end{cases}$$

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

**VII.7.Vérification de la stabilité du radier :****VII.7.1.Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :  $\sigma = N/S_{RAD} \leq \sigma_{ADM}$

$$N_{RAD} = 3957,75 \text{ KN.}$$

$$N_T = N + N(\text{radier}) = 48866,96 + 3957,75$$

$$N_T = 52824,44 \text{ KN} \dots \dots N_T/S_{RAD} = 2,04 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{ADM} = 220 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \text{CV.}$$

**VII.7.2.Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E)**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E** :

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = M/N \leq L/4$  ; nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison : 0.8G ± EX :

|                 | N<br>(KN) | M <sub>x</sub><br>(KN.m) | M <sub>y</sub><br>(KN.m) | E <sub>x</sub> (m) | E <sub>y</sub><br>(m) | L <sub>x</sub> /4<br>(m) | L <sub>y</sub> /4<br>(m) | Obser |
|-----------------|-----------|--------------------------|--------------------------|--------------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|-------|
| <b>0.8G ± E</b> | 18345,36  | 79822,859                |                          | 4,35               | /                     | 6,025                    | /                        | CV    |
|                 | 33099,87  |                          | 50914,053                | /                  | 1,53                  | /                        | 2,38                     | CV    |

**Tab.VII.3.Stabilité du radier.**

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens et pour les deux variantes.

**VII.7.3. Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4, \text{ avec: } \sigma_1 = N/S + M \cdot X_G/I \quad \sigma_2 = N/S - M \cdot Y_G/I.$$

$$I_x = 1749,2 \text{ m}^4 ; I_y = 11139,7 \text{ m}^4.$$

|   | Sens X    | Sens-Y    |
|---|-----------|-----------|
| <b>M (KN.m)</b>                         | 79822,859 | 50914,053 |
| <b>N (KN)</b>                           | 18345,36  | 33099,87  |
| <b>σ<sub>1</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>  | 287,65    | 148,60    |
| <b>σ<sub>2</sub>(KN/m<sup>2</sup>)</b>  | 180,52    | 70,375    |
| <b>σ<sub>m</sub> (KN/m<sup>2</sup>)</b> | 178,587   | 152,98    |

**Tab.VII.4 .Calcul des contraintes.**

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 220 \text{ KN/m}^2$ , donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

**VII.7.4 .Vérification de la compression sous (G+Q+E) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} X \leq 1,5 \overline{\sigma_s}$$

Les contraintes sous le Radier sont données par :

|               | N<br>(KN) | M <sub>x</sub> (KN.m) | M <sub>y</sub><br>(KN.m) | σ <sub>1</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | σ <sub>2</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | σ <sub>m</sub><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | Obsr     |
|---------------|-----------|-----------------------|--------------------------|--|--|--|----------|
| <b>G+Q+Ex</b> | 26764,84  | 82425,96              | /                        | 330,91                                 | 128,05                                 | 216                                    | Vérifiée |
| <b>G+Q+Ey</b> | 41519,39  | /                     | 71033,245                | 234,19                                 | 80,52                                  | 195,77                                 | Vérifiée |

**Tab.VII.5. Vérification sous G+Q+E.**

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

## VII.8. Ferrailage du radier :

### VII.8.1. Les combinaisons de charges

- **ELU:**  $q_u = 1.35 \cdot (G_{\text{rad}} / S_{\text{rad}} + \sigma_S) = 1.35 \cdot (15, 11-220) = 276,59 \text{KN/m}^2$ .
- **ELS:**  $q_{\text{ser}} = G_{\text{rad}} / S_{\text{rad}} + \sigma_S = 15, 11-220 = 204,88 \text{KN/m}^2$ .

#### ❖ Calcul des moments :

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la

Méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et de rapport :  $\rho = L_x / L_y$ .

Si :  $0 < \rho < 0,4$  ..... La dalle porte dans un seul sens

$$M_x = q L_x^2 / 8 \quad ; \quad M_y = 0$$

Si :  $0,4 < \rho < 1$  ..... La dalle porte dans les deux sens

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad \mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4\rho^3)} \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x \quad \mu_y = \rho^3 (1,9 - 0,9\rho)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont articulés aux niveaux des appuis. D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

-Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,75 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{ax} = 0,5 \cdot M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 M_y$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive

- Moment en travée :  $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 M_y$
- Moment sur appuis :  $M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,3 M_y$



❖ Calcul des sections armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

Le calcul se fait pour une bande de « b=1m ».

- Section minimale :  $A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 6,5205cm^2$ .

❖ Espacement maximal :

Et travée :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm$$

Sur appui :

$$S_t \leq \min(3h ; 33cm) = 33cm \quad \text{On opte pour un espacement de : } S_t = 15cm.$$

VII.8.2. Ferrailage de panneau le plus sollicité :

ELU :

| Panneau   | Lx<br>(m) | Ly<br>(m) | ρ    | Qu     | μx     | μy   | Mox(KN.m) | Moy(KN.m) |
|-----------|-----------|-----------|------|--------|--------|------|-----------|-----------|
| 4,95*4,45 | 4,95      | 4.45      | 0,89 | 276,59 | 0,0455 | 0,77 | 186,71    | 143,76    |

Tab.VII.6 .Moments à l'ELU.

ELS :

| Panneau   | Lx<br>(m) | Ly<br>(m) | ρ    | Qser   | μx     | μy   | Mox<br>(KN.m) | Moy<br>(KN.m) |
|-----------|-----------|-----------|------|--------|--------|------|---------------|---------------|
| 4,95*4,45 | 4,95      | 4.45      | 0,89 | 204,88 | 0,0455 | 0,77 | 155,71        | 119,90        |

Tab.VII.7.Moments à l'ELS.

| ELU                                      | Sens (xx) |         | Sens (yy) |         |
|--|-----------|---------|-----------|---------|
|  | Appuis    | Travées | Appuis    | Travées |
| M0 (KN.m)                                | 186,710   |         | 143,76    |         |
| M <sub>u</sub> (KN.m)                    | 140,03    | 93,35   | 107,82    | 71,88   |
| b (cm)                                   | 100,000   | 100,000 | 100,000   | 100,000 |
| h (cm)                                   | 60,000    | 60,000  | 60,000    | 60,000  |
| d (cm)                                   | 54,000    | 54,000  | 54,000    | 54,000  |
| F <sub>su</sub> (Mpa)                    | 348,000   | 348,000 | 348,000   | 348,000 |
| F <sub>BU</sub> (Mpa)                    | 14,200    | 14,200  | 14,200    | 14,200  |
| μ <sub>u</sub>                           | 0,023     | 0,034   | 0,017     | 0,026   |
| α  | 0,029     | 0,043   | 0,022     | 0,033   |
| Z (m)                                    | 53,384    | 53,071  | 53,527    | 53,288  |
| A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )        | 5,025     | 7,582   | 3,859     | 5,814   |
| A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )    | 6,521     | 6,521   | 6,521     | 6,521   |
| Chois des barres                         | 5HA14     | 5HA14   | 5HA14     | 5HA14   |
| A <sub>s</sub> adopté (cm <sup>2</sup> ) | 7,7000    | 7,7000  | 7,7000    | 7,7000  |
| S <sub>t</sub> cm                        | 16        | 16      | 16        | 16      |
| S <sub>t</sub> max                       | 33        | 33      | 33        | 33      |
| S <sub>t</sub> ≤ S <sub>t</sub> max      | cv        | cv      | cv        | cv      |

Tab.VII.8.Ferrailage à l'ELU.

## ❖ Vérifications à l'ELS :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A_s'(y-d')^2], \quad \text{avec } A_s' = 0$$

Y : la position de l'axe neutre.

Y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante :

$$by^2 + 30.A_s.y - 30.d.A_s = 0$$

## ❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

$\bar{\sigma}_{st} = \min(1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta Ft28})$  Mpa. La fissuration est très préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \quad \bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ Mpa}$$

|  | Sens (xx)   |             | Sens (y y)  |             |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|
|  | Appuis      | Travées     | Appuis      | Travées     |
| <b>M0 (KN.m)</b>                                   |             |             |             |             |
| <b>M s (KN.m)</b>                                  | 77,889      | 116,833     | 59,950      | 89,925      |
| <b>A<sub>st</sub></b>                              | 7,7         | 7,7         | 7,7         | 10,05       |
| <b>Y</b>   | 10,07       | 10,07       | 10,07       | 10,07       |
| <b>I</b>   | 256935,3187 | 256935,3187 | 256935,3187 | 256935,3187 |
| <b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>                         | 0,03030335  | 0,04545113  | 0,02333272  | 0,03499713  |
| <b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>              | 3,05253762  | 4,57841437  | 2,35036771  | 3,52535554  |
| <b><math>\sigma_{st}</math> (MPa)</b>              | 199,669043  | 299,477919  | 153,739521  | 230,596459  |
| <b><math>\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-</math></b> | CNV         | CNV         | CNV         | C NV        |

**Tab.VII.9 .Vérification des contraintes à l'ELS.**

- Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées ;il faut calculer les armatures à l'ELS.

| ELU :                                   | Sens xx  |          | Sens yy  |          |
|---|----------|----------|----------|----------|
| ELS                                     | Appuis   | Travées  | appuis   | Travées  |
| <b>M0 (KN .m)</b>                       | 155 , 71 |          | 119,90   |          |
| <b>M ser (KN .m)</b>                    | 77,8550  | 116,7825 | 59,9500  | 89,9250  |
| <b>b (cm)</b>                           | 100,0000 | 100,0000 | 100,0000 | 100,0000 |
| <b>h (cm)</b>                           | 60,0000  | 60,0000  | 60,0000  | 60,0000  |
| <b>d (cm)</b>                           | 54,0000  | 54,0000  | 54,0000  | 54,0000  |
| <b><math>\sigma_{st}^-</math> (Mpa)</b> | 164,9400 | 164,9400 | 164,9400 | 164,9400 |
| <b><math>\mu_s</math></b>               | 0,0016   | 0,0024   | 0,0012   | 0,0019   |
| <b>B<sub>s</sub></b>                    | 0,9325   | 0,9188   | 0,9409   | 0,9270   |
| <b>As (cm<sup>2</sup>)</b>              | 9,3738   | 14,2704  | 7,1536   | 10,8913  |
| <b>As min (cm<sup>2</sup>)</b>          | 6,5205   | 6,5205   | 6,5205   | 6,5205   |
| <b>Chois des barres</b>                 | 6HA16    | 6HA20    | 6HA14    | 6HA16    |
| <b>As adopté (cm<sup>2</sup>)</b>       | 9,2400   | 12,0600  | 9,2400   | 9,2400   |
| <b>K</b>                                | 59,0200  | 46,6100  | 69,5700  | 53,5250  |
| <b><math>\sigma_{bc}</math> (MPa)</b>   | 2,7946   | 3,5387   | 2,3708   | 3,0816   |
|   | Vérifier | vérifier | vérifier | Vérifier |

**Tab.VII.10 : Ferrailage à l'ELS**

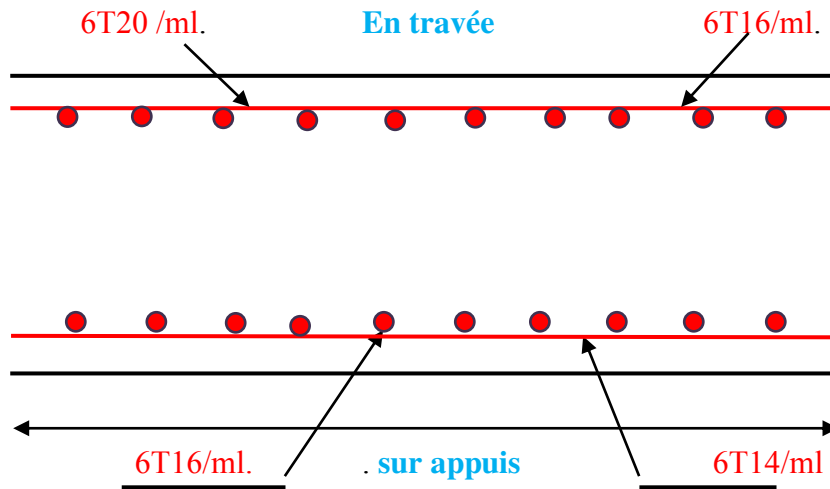


Fig.VII.4.ferrailage de la dalle du radier (Travée + appuie).

VII.8.3.Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L= 50 cm, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec : h= 0.6 m ;

$$d= 0.9h = 0.54 \text{ m}$$

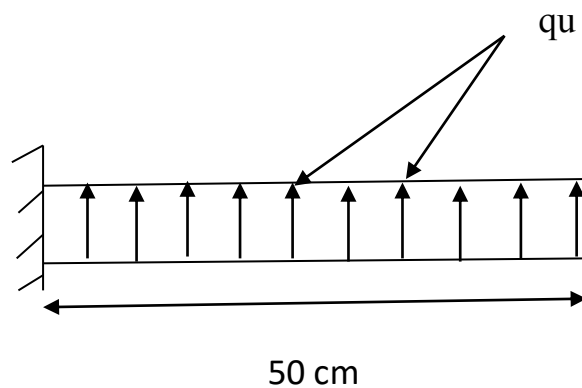


Fig.VII.5.Présentation schématique du débord.

La fissuration est très préjudiciable :  $M_{\max} = qL^2 / 2$  ;

Donc on ferraille à l'ELS : On utilise les formules suivantes pour déterminer le ferrailage :

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

$$\hookrightarrow \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\hookrightarrow Z = d(1 - 0.4 \alpha) \hookrightarrow A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\hookrightarrow A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e}$$

Les résultants de calcule sont donnés dans le tableau suivant :

| ELU  |              |
|--|--------------|
| <b>Q<sub>u</sub> (KN/m)</b>                          | 276,59       |
| <b>L (m)</b>   | 0,5          |
| <b>M<sub>u</sub> (KN. m)</b>                         | 34,573       |
| <b>b (cm)</b>  | 100          |
| <b>d (cm)</b>  | 54           |
| <b>M</b>   | 0,01         |
| <b>A</b>   | 0,0105       |
| <b>Z (cm)</b>  | 49,8         |
| <b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>                | 1,99         |
| <b>A<sub>s<sub>min</sub></sub> (cm<sup>2</sup>)</b>  | 6,5205       |
| <b>Choix des barres</b>                              | <b>6HA12</b> |
| <b>A<sub>s<sub>adop</sub></sub> (cm<sup>2</sup>)</b> | 6,79         |

Tab.VIII.11.Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

❖ **Condition de non-fragilité:**

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e}$$

$$A_{s_{adop}} > A_{s_{min}} = 6.5205 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **Verification à l' ELS :**

Les résultants de calcule sont donnés dans le tableau suivant :

|  |            |
|--|------------|
| <b>ELS</b>                                 |            |
| <b>Q<sub>ser</sub> (KN/m)</b>              | 204,88     |
| <b>M<sub>ser</sub> (KN. m)</b>             | 0,5        |
| <b>L (m)</b>                               | 25,61      |
| <b>A<sub>st</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>     | 6,79       |
| <b>y (cm)</b>                              | 48,6       |
| <b>I (cm<sup>4</sup>)</b>                  | 184016,816 |
| <b>K(N/mm<sup>3</sup>)</b>                 | 0,0139172  |
| <b>σ<sub>bc</sub> (MPa)</b>                | 1,25022119 |
| <b>σ<sub>st</sub> (MPa)</b>                | 82,7031164 |
| <b>σ̄<sub>st</sub></b>                     | 15         |
| <b>σ<sub>st</sub> &lt; σ̄<sub>st</sub></b> | 164,97     |

Tab. VIII.12.Vérification de débord de radier à l'ELS.

- Les résultats sont vérifier donc on adopte le ferrailage de l'ELS

❖ **Les armatures de répartition :**

$$\hookrightarrow A_{\text{rép}} = \frac{A_s}{4}$$

$$\hookrightarrow A_r = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } \mathbf{4T10 = 3.14\text{cm}^2}$$

Avec un espacement de **20cm**.

✓ **Cas ELS :**

- **Q<sub>ser</sub>=204,88KN** **M<sub>Max</sub>=Q<sub>Ser</sub>\*L<sup>2</sup>/2=204,88\*0.5<sup>2</sup>/2=25,61KN.m.**

$$\sigma_{\text{SLIM}}=164.97\text{MPa} \dots \dots \dots \sigma_{\text{bcLIM}}=15\text{MPa} \cdot \mathbf{A_{ser}=2.43\text{cm}^2}.$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd f_{t28}/f_e = 8.69 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max (A_{\text{ser}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_s = 8.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ on adopted: } \mathbf{6T14=9.24\text{cm}^2}.$$

$$\text{Armatures transversaux : } A_t = A_s / 4 = 2.16\text{cm}^2, \text{ on adopte } \mathbf{5T8=2.51\text{cm}^2}.$$

❖ Conclusion :

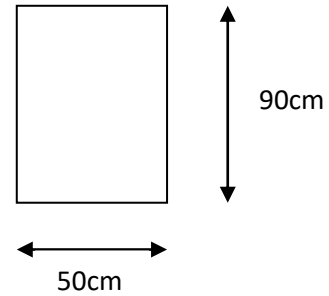
Pour l'exécution du ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive (dalle).

VII.9.Ferrailage de la nervure :

VII.9.1.ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend :

$L_x = 5m, L_y = 5,5m,$  et  $(b \cdot h) = (50 \cdot 90) \text{ cm}^2.$



➤ ELU :

$$q_u = 1.35 \cdot (h_r \cdot 25 + (W_{\text{totbat}} + W_{\text{nerv}}) / S_r) = 171 \text{ KN/m}^2 = 1.71 \text{ bar}$$

$$q_{\text{ser}} = h_r \cdot 25 + (W_{\text{totbat}} + W_{\text{nerv}}) / S_r = 127.008 \text{ KN/m}^2 = 1.27 \text{ bar}$$

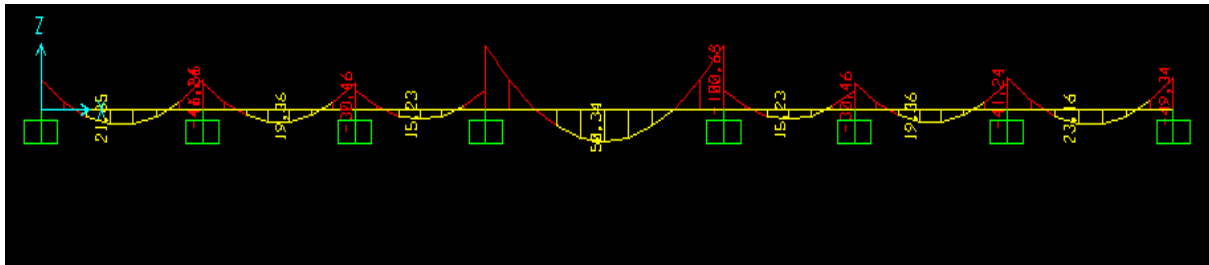


Fig.VII.6.Diagrammes des sollicitations à ELU sens XX.

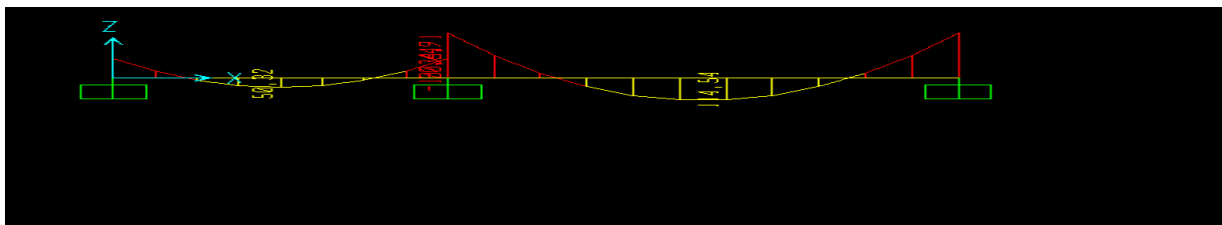


Fig.VII.7.Diagrammes des sollicitations à ELU sens YY.

➤ **ELU :**

Les résultats de ferrailage sont représentés dans le tableau suivant :

| Sens                           | XX      |         | YY      |         |
|--------------------------------|---------|---------|---------|---------|
|                                | Appuis  | Travée  | Appuis  | Travée  |
| <b>ELU</b>                     |         |         |         |         |
| <b>M<sub>u</sub> (KN.m)</b>    | 100,680 | 50,340  | 123,264 | 60,100  |
| <b>b (cm)</b>                  | 60,000  | 60,000  | 60,000  | 60,000  |
| <b>h (cm)</b>                  | 90,000  | 90,000  | 90,000  | 90,000  |
| <b>d (cm)</b>                  | 81,000  | 81,000  | 81,000  | 81,000  |
| <b>F<sub>su</sub>(Mpa)</b>     | 348,000 | 348,000 | 348,000 | 348,000 |
| $\mu_u$                        | 14,200  | 14,200  | 14,200  | 14,200  |
| $\alpha$                       | 0,018   | 0,009   | 0,022   | 0,011   |
| alpha                          | 0,023   | 0,011   | 0,028   | 0,014   |
| <b>Z (m)</b>                   | 80,264  | 80,634  | 80,097  | 80,562  |
| <b>As (cm<sup>2</sup>)</b>     | 3,604   | 1,794   | 4,422   | 2,144   |
| <b>As min (cm<sup>2</sup>)</b> | 5,868   | 5,868   | 5,868   | 5,868   |
| <b>Chois des barres</b>        | 6HA12   | 6HA12   | 6HA12   | 6HA12   |

Tab.VII.13.ferrailage de la nervure à l'ELU.

**ELS :**

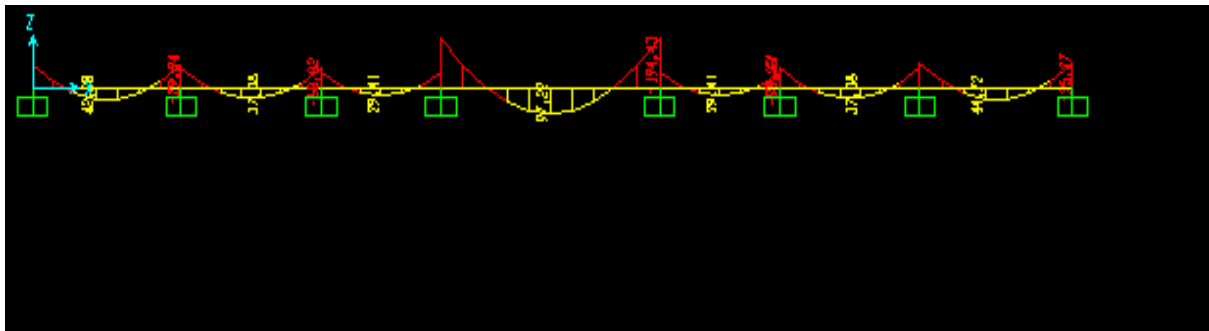


Fig.VII.8.Diagrammes des sollicitations à ELS sens XX.

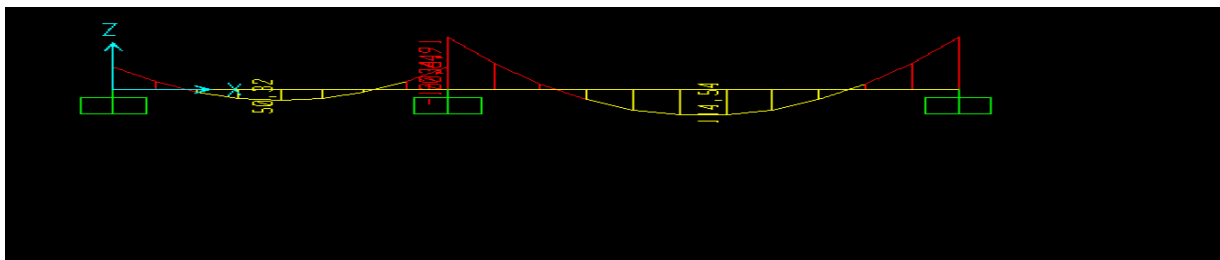


Fig.VII.9.Diagrammes des sollicitations à ELS sens YY.



| ELS                          | sens (x-x) |                   | sens (y-y) |                 |
|------------------------------|------------|-------------------|------------|-----------------|
|                              | Appuis     | Travée            | Appuis     | Travée          |
| M ser (KN.m)                 | 194,43     | 97,22             | 123,264    | 114,54          |
| b (cm)                       | 60,0000    | 60,0000           | 60,0000    | 60,0000         |
| h (cm)                       | 90,0000    | 90,0000           | 90,0000    | 90,0000         |
| d (cm)                       | 81,0000    | 81,0000           | 81,0000    | 116,0000        |
| $\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)    | 164,9720   | 164,9720          | 164,9720   | 164,9720        |
| $\mu_s$                      | 0,0030     | 0,0015            | 0,0019     | 0,0009          |
| $\beta_s$                    | 0,9140     | 0,9078            | 0,9173     | 0,9017          |
| As (cm <sup>2</sup> )        | 15,9192    | 8,0144            | 10,0561    | 6,6378          |
| As min (cm <sup>2</sup> )    | 5,8685     | 5,8685            | 5,8685     | 8,4042          |
| Chois des barres             | 8 HA16     | 4 HA16+<br>2 HA14 | 8HA16      | 4HA16+<br>2HA14 |
| As adopté (cm <sup>2</sup> ) | 18,7300    | 10,3              | 16,08      | 10,3            |
| K                            | 40,7900    | 61,3700           | 57,0900    | 69,5700         |
| sigma bc(Mpa)                | 4,0444     | 2,6882            | 2,8800     | 82,1350         |
| sigma bc < 15pa              | Vérifier   | Vérifier          | Vérifier   | Vérifier        |

Tab.VII.14.ferrailage de la nervure à l'ELS.

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \text{Min} (90/4, 12\phi) = \text{min} (22,5;30) = 20 \text{ cm.}$$

Donc on choisit **Dans les zones courantes :  $S_t = 15\text{cm}$**

**Dans les zones nodales :  $S_t = 10\text{cm}$**

L'armature de peau =  $0.1\% * b * h = 4.50\text{cm}^2$

On adopte  $4T14=6.16\text{cm}$

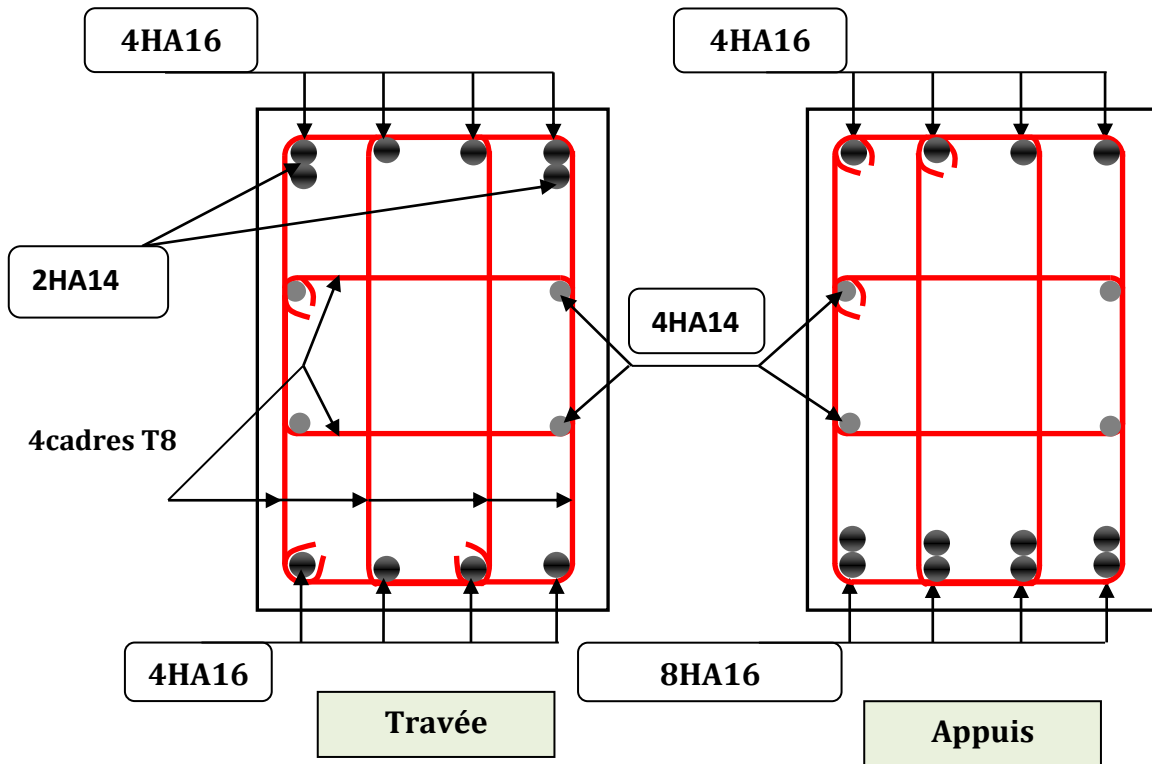


Figure. VII.10 Ferrailage des nervures de radier sensx

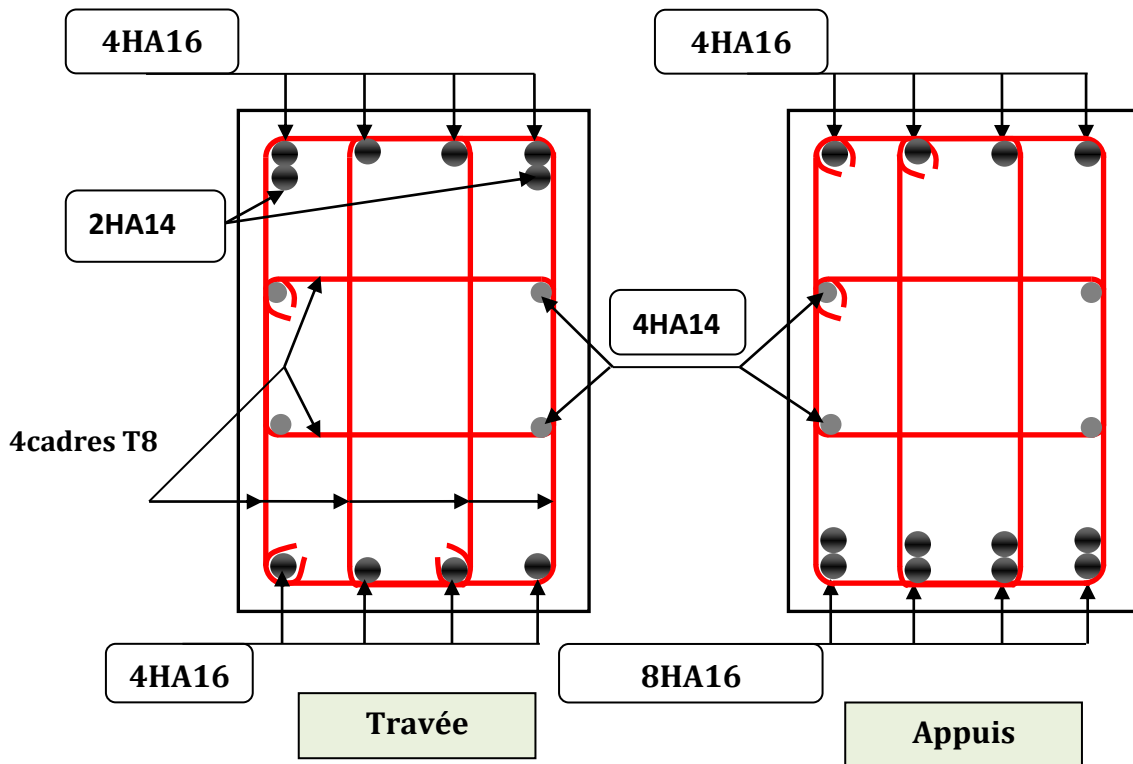
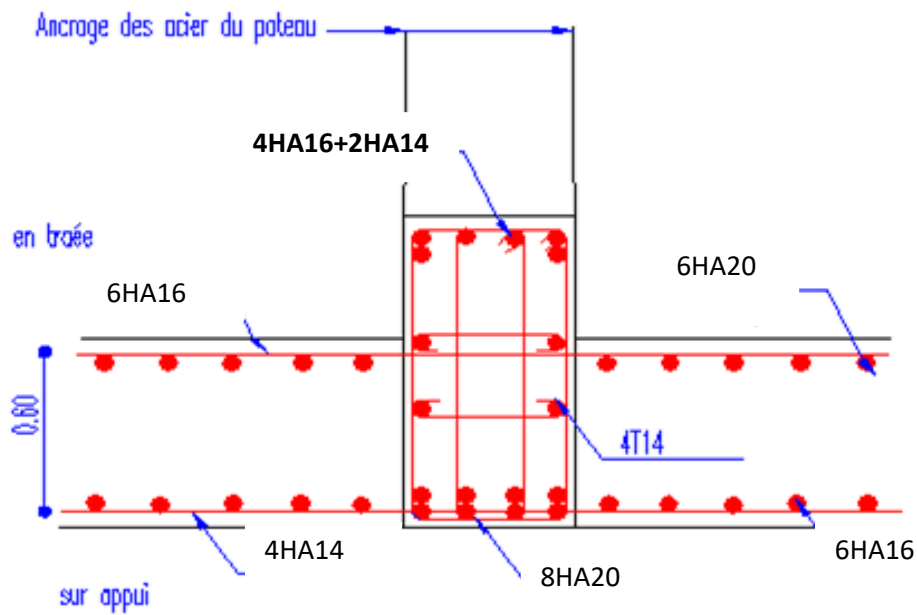


Figure. VII.11 Ferrailage des nervures de radier y



**Fig.VII.12. Ferrailage qui montre la liaison entre nervure et panneaux de radier**

# CONCLUSION

## GENERAL

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un coté 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 ses connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil.

Le rôle de l'ingénieur en structure dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Dans ce projet une étude complète d'un R+10 est présentée suivie de l'étude comparative entre des poutres métalliques sans ouvertures et ajourées. Il est clair qu'à l'état actuel des choses et avec la disponibilité de logiciels de calculs pouvant effectuer des calculs de second ordre, rien ne justifie le recours à ce genre d'approximations.

La conception et l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure se sont effectuées par l'ETABS. Au préalable, nous spécifions à l'ETABS les options de calcul et les caractéristiques de tour et des matériaux utilisés. Mais aussi en application des lois fondamentales de la résistance des matériaux et des méthodes empiriques nous pilotons le fonctionnement de la descente de charge pour avoir une bonne répartition des charges. Ainsi, une conception correcte est essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Après avoir déterminé les sollicitations, il est spécifié aux modules de ferrailage des éléments les options de calcul et les dispositions de ferrailage, entre autre. Le calcul permet de justifier qu'une sécurité appropriée est assurée vis-à-vis d'un comportement susceptible d'affecter gravement sa durabilité (ouvertures de fissures et déformation des éléments porteurs) d'autre part.

Ainsi le logiciel a permis de connaître les charges qui arrivent sur les éléments de la structure (poteaux, poutres). Les sections de béton et d'acier sont en conformité avec les règles de : **RPA99/V2003** et **BAEL91**.

# BIBLIOGRAPHIE

## **Bibliographie :**

### **Règlement :**

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

### **Livre :**

- Pratique du **BAEL93**.....**JEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé.**

### **COURS :**

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Bâtiments.
- Matériaux de construction.

### **Thèses fin d'étude :**

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.
- Mémoires de fin d'études, **ENTP**.

### **Logiciels :**

- AUTOCAD 2010.
- ETABS.9.
- SOCOTEC.