

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila**

**Institut des Sciences et de Technologie**

**Département de Génie Civil et d'Hydraulique**



N°Ref :.....

**Projet de Fin d'Etude préparé en vue de l'obtention du diplôme  
de Master**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structures**

**Étude d'un bâtiment (R+8+sous-sol ) contreventé par  
noyau central**

**Réalisé par :**

**- Beghibegh Wided**

**- Cheligham Aya**

**Soutenu devant le jury :**

**Mr. Choayb Belghiat**

**Président**

**Mr. Mostefa Lecheheb**

**Examineur**

**Mr. Fethi Kitchah**

**Promoteur**

**Année universitaire : 2020/2021**

# Dédicaces

Je dédie, ce modeste mémoires, à deux personnes qui m'ont supporté pendant 24 ans, ce qui n'est pas une mince affaire, deux personnes qui ont partagé mes peines, deux personnes qui m'ont soutenus dans tout ce que j'ai fait et ont surtout pardonné mes bêtises Dieu sait qu'elles sont nombreuses, ces deux anges c'est ma maman et mon papa .

A Mes chers Sœurs et mon frère Adem , qui m'ont épaulée tout au long de mes expériences .

A mes chers amis : Wail , Yasser , Salah

A mes chers copines : khaoula , Rokia , choubayla, Nourhane , Rofia.

A tous mes amis de promo de 2<sup>eme</sup> année Master structures .

A tous les membres de ma famille et tous personne qui porte le nom Beghibegh, toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Wided Beghibegh





## *Remerciement*

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **Mr :f- KITCHAH** qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.*

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

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs de l'université pour nous avoir aidé et prêté leur attention et leur disponibilité.*

*Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.*

*B-wided*

## *Liste des symboles*

La signification des principaux symboles est la suivante :

### **En majuscules :**

|           |                                                                   |
|-----------|-------------------------------------------------------------------|
| A         | Coefficient d'accélération de zone                                |
| $A_s$     | Aire d'une section d'acier,                                       |
| $A_t$     | Section d'armatures transversales,                                |
| B         | Aire D'une section de béton,                                      |
| E         | Module d'élasticité longitudinale,                                |
| $E_b$     | Module de déformation longitudinale du béton,                     |
| $E_i$     | Module de déformation instantanée ( $E_{ij}$ à l'âge de j jours), |
| $E_s$     | Module d'élasticité de l'acier,                                   |
| $E_v$     | Module de déformation différé ( $E_{vj}$ à l'âge de j jours),     |
| F         | Force ou action en général,                                       |
| G         | Action permanente.                                                |
| Q         | Charges d'exploitations,                                          |
| I         | Moment d'inertie,                                                 |
| L         | Longueur ou portée,                                               |
| $L_f$     | Longueur de flambement.                                           |
| M         | Moment en général, moment de flexion le plus souvent              |
| $M_G$     | Moment fléchissant développé par les charges permanentes          |
| $M_Q$     | Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations      |
| $M_u$     | Moment de calcul ultime                                           |
| $M_{ser}$ | Moment de calcul de service                                       |
| $M_t$     | Moment en travée                                                  |
| $M_a$     | Moment en appui                                                   |
| N         | Effort normal                                                     |
| $N_u$     | Effort normal de calcul ultime                                    |
| $S_t$     | Espacement des armatures transversales,                           |
| T         | Effort Tranchant, période                                         |
| R         | Coefficient de comportement                                       |

E.L.U        Etat limite ultime

E.L.S        Etat limite service

**En minuscules :**

a        une dimension

b        une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)

d        distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême

$d'$        distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême

e        épaisseur

f        résistance d'un matériau (avec indice), flèche

$f_e$        limite d'élasticité de l'acier

$f_{cj}$        résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours

$f_{tj}$        résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours

$f_{c28}, f_{t28}$        grandeurs précédentes avec j =28 jours

h        hauteur totale d'une section de béton armé

i        rayon de giration d'une section

j        nombre de jours

k        coefficient en général

l        longueur ou portée (on utilise aussi L)

n        coefficient d'équivalence acier-béton

s        espacement des armatures en générales

$s_t$        espacement des armatures transversales

x        coordonnée en général, abscisse en particulier

y        coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie

z        coordonnée d'altitude

**En minuscules :**

$\phi$        diamètre des armatures, mode propre

$\gamma_s$        coefficient de sécurité dans l'acier

$\gamma_b$        coefficient de sécurité dans le béton

$\varepsilon$        déformation relative

|                                |                                                                                             |
|--------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| $\varepsilon_{bc}$             | raccourcissement relatif du béton comprimé                                                  |
| $\varepsilon_s$                | allongement relatif de l'acier tendu                                                        |
| $\varepsilon'_s$               | raccourcissement relatif de l'acier comprimé                                                |
| $\eta$                         | coefficient de fissuration relatif à une armature                                           |
| $\nu$                          | coefficient de poisson, coefficient sans dimension                                          |
| $\rho$                         | rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton                 |
| $\sigma$                       | contrainte normale en général                                                               |
| $\lambda$                      | Élancement                                                                                  |
| $\tau$                         | contrainte tangente (de cisaillement)                                                       |
| $\sigma_{bc}$                  | contrainte de compression,                                                                  |
| $\sigma_{st}$ et $\sigma_{sc}$ | contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées $\sigma_s, \sigma'_s$ |
| $\varphi$                      | Angle de frottement,                                                                        |
| $\overline{\sigma}_s$          | Contrainte de traction admissible de l'acier                                                |
| $\overline{\sigma}_{bc}$       | Contrainte de compression admissible du béton                                               |
| $\beta$                        | Coefficient de pondération                                                                  |
| $\sigma_{sol}$                 | Contrainte du sol                                                                           |

---

# TABLE DES MATIÈRES

|                                                          |          |
|----------------------------------------------------------|----------|
| <b>Introduction générale</b>                             | <b>i</b> |
| <b>I Généralités</b>                                     | <b>1</b> |
| I.1 Introduction . . . . .                               | 2        |
| I.2 Présentation de l'ouvrage . . . . .                  | 2        |
| I.2.1 Description architecturale . . . . .               | 2        |
| I.3 Les structures à noyau central(généralité) . . . . . | 4        |
| I.3.1 Définition . . . . .                               | 4        |
| I.3.2 Comportement . . . . .                             | 6        |
| I.3.3 Avantages . . . . .                                | 6        |
| I.3.4 Inconvénients . . . . .                            | 7        |
| I.4 Règlements et normes utilisés . . . . .              | 7        |
| I.4.1 Etat limite ultime (ELU) . . . . .                 | 8        |
| I.4.2 Etat limite de service (ELS) . . . . .             | 8        |
| I.5 Eléments de la structure . . . . .                   | 10       |
| I.5.1 Ossature . . . . .                                 | 10       |
| I.5.2 Planchers . . . . .                                | 10       |
| I.5.3 Les balcons . . . . .                              | 11       |
| I.5.4 Terrasse . . . . .                                 | 11       |

## ❖ TABLE DES MATIÈRES

|           |                                                            |           |
|-----------|------------------------------------------------------------|-----------|
| I.5.5     | Maçonnerie . . . . .                                       | 11        |
| I.5.6     | Revêtement . . . . .                                       | 12        |
| I.5.7     | Enduits . . . . .                                          | 12        |
| I.5.8     | Isolation . . . . .                                        | 12        |
| I.5.9     | Ascenseur . . . . .                                        | 12        |
| I.5.10    | Les voiles . . . . .                                       | 12        |
| I.5.11    | Escaliers . . . . .                                        | 13        |
| I.6       | Caractéristiques mécaniques de matériaux . . . . .         | 13        |
| I.6.1     | Béton . . . . .                                            | 13        |
| I.6.2     | Acier . . . . .                                            | 20        |
| I.7       | Actions et sollicitations . . . . .                        | 21        |
| I.7.1     | Actions . . . . .                                          | 21        |
| I.7.2     | Combinaison d'actions . . . . .                            | 22        |
| I.7.3     | Sollicitations . . . . .                                   | 24        |
| I.8       | Conclusion . . . . .                                       | 24        |
| <b>II</b> | <b>Pré- dimensionnement des éléments</b>                   | <b>25</b> |
| II.1      | Introduction . . . . .                                     | 26        |
| II.2      | Pré dimensionnement des éléments non structuraux . . . . . | 26        |
| II.2.1    | Plancher en dalle pleine . . . . .                         | 26        |
| II.2.2    | Les escaliers . . . . .                                    | 27        |
| II.2.3    | Les voiles . . . . .                                       | 29        |
| II.2.4    | Les poteaux . . . . .                                      | 30        |
| II.3      | Evaluation des charges et des surcharges . . . . .         | 31        |
| II.3.1    | Plancher terrasse :( accessible) . . . . .                 | 32        |
| II.3.2    | Plancher étage courant, R D C . . . . .                    | 32        |
| II.3.3    | Plancher de sous-sol : (parking) . . . . .                 | 33        |
| II.3.4    | Balcons . . . . .                                          | 33        |
| II.3.5    | Murs intérieur (simple parois) . . . . .                   | 34        |
| II.3.6    | Murs extérieurs (double paroi) . . . . .                   | 35        |

---

|            |                                                                   |           |
|------------|-------------------------------------------------------------------|-----------|
| II.3.7     | Les Escaliers . . . . .                                           | 36        |
| II.3.8     | L'acrotère . . . . .                                              | 36        |
| II.3.9     | Poids propre des poteaux . . . . .                                | 38        |
| II.4       | Descente des charges . . . . .                                    | 39        |
| II.4.1     | La dégression des charges(DTR B.C.2.2)[4] . . . . .               | 39        |
| II.4.2     | Vérification de la section de poteau . . . . .                    | 43        |
| II.5       | Conclusion . . . . .                                              | 45        |
| <b>III</b> | <b>Calcul des éléments secondaires</b>                            | <b>46</b> |
| III.1      | Introduction . . . . .                                            | 47        |
| III.2      | Etude de l'acrotère : . . . . .                                   | 47        |
| III.2.1    | Hypothèses de calcul . . . . .                                    | 48        |
| III.3      | Les escaliers . . . . .                                           | 54        |
| III.3.1    | Charge et surcharge . . . . .                                     | 54        |
| III.3.2    | Schéma statique . . . . .                                         | 55        |
| III.3.3    | Combinaison des charges . . . . .                                 | 55        |
| III.3.4    | Calcul des sollicitations . . . . .                               | 55        |
| III.3.5    | Calcul du ferrailage . . . . .                                    | 59        |
| III.3.6    | Vérification à l'ELS . . . . .                                    | 61        |
| III.3.7    | Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1) . . . . . | 62        |
| III.3.8    | Vérification de la flèche (BAEL 91B.6.5.1 1 ) . . . . .           | 63        |
| III.3.9    | Etude de la Poutre palier : . . . . .                             | 64        |
| III.4      | Plancher en dalle pleine . . . . .                                | 73        |
| III.4.1    | Evaluation des charges . . . . .                                  | 73        |
| III.4.2    | Dalle pleine en étage courant et RDC . . . . .                    | 73        |
| III.4.3    | Dalle pleine en sous-sol . . . . .                                | 77        |
| III.4.4    | Schéma de ferrailage . . . . .                                    | 82        |
| III.5      | Étude l'ascenseur . . . . .                                       | 82        |
| III.5.1    | Introduction . . . . .                                            | 82        |
| III.5.2    | Prédimensionnement . . . . .                                      | 83        |

## ❖ *TABLE DES MATIÈRES*

---

|           |                                                                         |            |
|-----------|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| III.5.3   | Combinaison des charges . . . . .                                       | 84         |
| III.5.4   | Calcul des efforts . . . . .                                            | 84         |
| III.5.5   | Ferraillage de la dalle . . . . .                                       | 85         |
| III.5.6   | Vérification . . . . .                                                  | 86         |
| III.6     | Balcon . . . . .                                                        | 91         |
| III.6.1   | Evaluation des charges . . . . .                                        | 92         |
| III.6.2   | Calcul des sollicitations : . . . . .                                   | 92         |
| III.6.3   | Ferraillage : . . . . .                                                 | 93         |
| III.6.4   | Vérification a l'ELS . . . . .                                          | 94         |
| III.7     | Conclusion . . . . .                                                    | 96         |
| <b>IV</b> | <b>Étude dynamique</b>                                                  | <b>98</b>  |
| IV.1      | Introduction . . . . .                                                  | 99         |
| IV.2      | Méthodes de calcul : . . . . .                                          | 99         |
| IV.3      | Choix de la méthode de calcul : . . . . .                               | 99         |
| IV.3.1    | Critères de classification par RPA 99 version 2003 : . . . . .          | 99         |
| IV.4      | Calcul de la force sismique V par la méthode statique . . . . .         | 100        |
| IV.5      | Méthode dynamique modale spectrale . . . . .                            | 106        |
| IV.6      | Modélisation de la structure . . . . .                                  | 106        |
| IV.6.1    | Modélisation . . . . .                                                  | 107        |
| IV.6.2    | Les modes de vibrations . . . . .                                       | 110        |
| IV.6.3    | Entre de gravite est centre de rigidité : (RPA art 4.3.7) (3) . . . . . | 111        |
| IV.6.4    | Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003 . . . . .   | 112        |
| IV.7      | Conclusion . . . . .                                                    | 119        |
| <b>V</b>  | <b>Étude des éléments structuraux</b>                                   | <b>120</b> |
| V.1       | Introduction . . . . .                                                  | 121        |
| V.2       | Étude des poteaux . . . . .                                             | 121        |
| V.3       | Recommandation du RPA99/Version2003 . . . . .                           | 121        |
| V.4       | Sollicitations de calcul . . . . .                                      | 123        |
| V.4.1     | Ferraillage des poteaux . . . . .                                       | 123        |

|           |                                                |            |
|-----------|------------------------------------------------|------------|
| V.4.2     | Vérifications . . . . .                        | 130        |
| V.5       | Étude des voiles . . . . .                     | 132        |
| V.5.1     | Recommandations de la RPA99 V 2003 : . . . . . | 132        |
| V.5.2     | Sollicitations de calcul . . . . .             | 135        |
| V.5.3     | Ferraillages des voiles . . . . .              | 136        |
| V.6       | Conclusion . . . . .                           | 141        |
| <b>VI</b> | <b>Étude de l'infrastructure</b>               | <b>142</b> |
| VI.1      | Introduction . . . . .                         | 143        |
| VI.2      | Choix du type des fondations . . . . .         | 143        |
| VI.3      | Etude des fondations . . . . .                 | 143        |
| VI.3.1    | Combinaisons de calcul . . . . .               | 143        |
| VI.3.2    | Calcul de la surface des fondations . . . . .  | 143        |
| VI.4      | Étude du radier . . . . .                      | 144        |
| VI.4.1    | Pré dimensionnement . . . . .                  | 144        |
| VI.4.2    | Vérifications nécessaires . . . . .            | 146        |
| VI.4.3    | Ferraillage du radier . . . . .                | 147        |
| VI.5      | Les nervures . . . . .                         | 151        |
| VI.5.1    | Calcul des sollicitations . . . . .            | 152        |
| VI.5.2    | Ferraillage des nervures . . . . .             | 154        |
| VI.6      | Étude du voile peripherique . . . . .          | 158        |
| VI.6.1    | Pré dimensionnement . . . . .                  | 158        |
| VI.6.2    | Caractéristiques du sol . . . . .              | 159        |
| VI.6.3    | Évaluation des charges et surcharges . . . . . | 159        |
| VI.6.4    | Ferraillage du voile . . . . .                 | 160        |
| VI.7      | Conclusion . . . . .                           | 164        |
|           | <b>Conclusion générale</b>                     | <b>165</b> |
|           | <b>Bibliographie</b>                           |            |
|           | <b>Annexes</b>                                 | ---        |

---

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I. GÉNÉRALITÉS

|                                                       |                                                                                                                     |    |
|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figure I.1</b>                                     | Vue en plan de la structure. . . . .                                                                                | 3  |
| <b>Figure I.2</b>                                     | Coupe de façade principale . . . . .                                                                                | 3  |
| <b>Figure I.3</b>                                     | Coupe vertical du bâtiment . . . . .                                                                                | 4  |
| <b>Figure I.4</b>                                     | Dalles dans les systèmes à noyau : (a) dalles en porte-à-faux, (b) dalles cantilever renforcées . . . . .           | 5  |
| <b>Figure I.5</b>                                     | Schéma structure à noyau central . . . . .                                                                          | 5  |
| <b>Figure I.6</b>                                     | Bâtiment avec noyau central . . . . .                                                                               | 6  |
| <b>Figure I.7</b>                                     | Dalle plein . . . . .                                                                                               | 10 |
| <b>Figure I.8</b>                                     | Brique creuse . . . . .                                                                                             | 11 |
| <b>Figure I.9</b>                                     | Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton . . . . .                                         | 14 |
| <b>Figure I.10</b>                                    | Evolution de la résistance du béton à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ . . . . . | 15 |
| <b>Figure I.11</b>                                    | Diagramme Contraintes Déformations du béton . . . . .                                                               | 17 |
| <b>Figure I.12</b>                                    | Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS . . . . .                                               | 17 |
| <b>CHAPITRE II. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS</b> |                                                                                                                     |    |
| <b>Figure II.1</b>                                    | Escalier . . . . .                                                                                                  | 28 |
| <b>Figure II.2</b>                                    | Schéma statique de l'escalier . . . . .                                                                             | 28 |
| <b>Figure II.3</b>                                    | Coupe de voile en élévation . . . . .                                                                               | 29 |
| <b>Figure II.4</b>                                    | Coupe de voile en plan. . . . .                                                                                     | 30 |

## ❖ LISTE DES FIGURES

|                                                      |                                                                         |     |
|------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure II.5                                          | Les Poteaux. . . . .                                                    | 31  |
| Figure II.6                                          | Balcon (dalle pleine) . . . . .                                         | 33  |
| Figure II.7                                          | Coupe transversale du mur intérieur. . . . .                            | 34  |
| Figure II.8                                          | Coupe transversale du mur extérieur. . . . .                            | 35  |
| Figure II.9                                          | Dimension de l'acrotère . . . . .                                       | 37  |
| Figure II.10                                         | La dégression des charges . . . . .                                     | 39  |
| Figure II.11                                         | Le poteau le plus sollicitée . . . . .                                  | 40  |
| <i>CHAPITRE III. CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES</i> |                                                                         |     |
| Figure III.1                                         | Vue en plan de acrotère pour terrasse accessible . . . . .              | 48  |
| Figure III.2                                         | Modèle de calcul de l'acrotère. . . . .                                 | 48  |
| Figure III.3                                         | Section de l'acrotère à ferrailer . . . . .                             | 51  |
| Figure III.4                                         | Shéma de ferrailage d'un acrotère . . . . .                             | 54  |
| Figure III.5                                         | Vue en plan (escalier) . . . . .                                        | 54  |
| Figure III.6                                         | Diagramme de moment a l'ELU . . . . .                                   | 58  |
| Figure III.7                                         | Diagramme de effort tranchent . . . . .                                 | 59  |
| Figure III.8                                         | Diagramme de moment a l'ELS . . . . .                                   | 59  |
| Figure III.9                                         | Schéma de ferrailage de l'escalier . . . . .                            | 64  |
| Figure III.10                                        | Schéma statique de la poutre palière. . . . .                           | 64  |
| Figure III.11                                        | Coupe vertical du bâtiment . . . . .                                    | 72  |
| Figure III.12                                        | Vue en plan de panneau la plus sollicitée. . . . .                      | 73  |
| Figure III.13                                        | Schéma de ferrailage de la dalle pleine. . . . .                        | 82  |
| Figure III.14                                        | Les éléments constituant un ascenseur . . . . .                         | 83  |
| Figure III.15                                        | Disposition constructive des armatures de l'ascenseur. . . . .          | 91  |
| Figure III.16                                        | Schéma statique de balcon . . . . .                                     | 92  |
| Figure III.17                                        | Schéma de ferrailage du balcon . . . . .                                | 96  |
| <i>CHAPITRE IV. ÉTUDE DYNAMIQUE</i>                  |                                                                         |     |
| Figure IV.1                                          | schéma pour calcul du facteur d'amplification dynamique -D- . . . . .   | 105 |
| Figure IV.2                                          | Noyau central . . . . .                                                 | 107 |
| Figure IV.3                                          | Comportement de la structure sous la première disposition . . . . .     | 108 |
| Figure IV.4                                          | La disposition des voiles. . . . .                                      | 109 |
| Figure IV.5                                          | Mode 1 T=0.61s de déformation (translation suivant l'axe x-x) . . . . . | 110 |

## ❖ LISTE DES FIGURES

|                                                   |                                                                         |     |
|---------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figure IV.6                                       | Mode 2 T=0.54s de déformation (translation suivant l'axe y-y) . . . . . | 110 |
| Figure IV.7                                       | Mode 3 T=0.49s de déformation (rotation suivant z-z) . . . . .          | 111 |
| <i>CHAPITRE V. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX</i> |                                                                         |     |
| Figure V.1                                        | Ferraillages des poteaux . . . . .                                      | 131 |
| Figure V.2                                        | Disposition des armatures verticales dans les voiles . . . . .          | 133 |
| Figure V.3                                        | Les voiles selon xx et yy . . . . .                                     | 135 |
| Figure V.4                                        | Schéma d'un voile pleine. . . . .                                       | 136 |
| Figure V.5                                        | Schéma de ferraillage de voile $V_{x1}$ . . . . .                       | 140 |
| Figure V.6                                        | Schéma de ferraillage de voile $V_{y1}$ . . . . .                       | 140 |
| <i>CHAPITRE VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE</i>     |                                                                         |     |
| Figure VI.1                                       | Schéma du poinçonnement. . . . .                                        | 146 |
| Figure VI.2                                       | Schéma de Radier général . . . . .                                      | 147 |
| Figure VI.3                                       | La nervure dans le sens x-x . . . . .                                   | 152 |
| Figure VI.4                                       | La nervure dans le sens y-y . . . . .                                   | 152 |
| Figure VI.5                                       | Schéma de ferraillage de radier sens x-x. . . . .                       | 156 |
| Figure VI.6                                       | Schéma de ferraillage de radier sens y-y. . . . .                       | 157 |
| Figure VI.7                                       | Schémas de ferraillage des nervures. . . . .                            | 157 |
| Figure VI.8                                       | Voile périphérique . . . . .                                            | 159 |
| Figure VI.9                                       | Répartition des contraintes sur le voile. . . . .                       | 160 |
| Figure VI.10                                      | Schéma de ferraillage du voile périphérique. . . . .                    | 164 |

---

# LISTE DES TABLEAUX

## *CHAPITRE I. GÉNÉRALITÉS*

|             |                                        |    |
|-------------|----------------------------------------|----|
| Tableau I.1 | Caractéristiques géométriques. . . . . | 3  |
| Tableau I.2 | Types D'Acier . . . . .                | 20 |

## *CHAPITRE II. PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS*

|               |                                                                               |    |
|---------------|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau II.1  | Descente des charges (Plancher terrasse). . . . .                             | 32 |
| Tableau II.2  | Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C). . . . .                 | 32 |
| Tableau II.3  | Descente des charges (Plancher de sous-sol). . . . .                          | 33 |
| Tableau II.4  | Descente des charges (balcon). . . . .                                        | 34 |
| Tableau II.5  | Descente des charges murs intérieurs. . . . .                                 | 34 |
| Tableau II.6  | Charge permanente du mur extérieur. . . . .                                   | 35 |
| Tableau II.7  | Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine . . . . .           | 36 |
| Tableau II.8  | Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine. . . . .           | 36 |
| Tableau II.9  | Évaluation des charges de l'acrotère. . . . .                                 | 37 |
| Tableau II.10 | Poids propre des poteaux. . . . .                                             | 38 |
| Tableau II.11 | Descente de charge « G »et« Q». . . . .                                       | 41 |
| Tableau II.12 | Vérification à la compression simple du poteau P de tous les niveaux. . . . . | 43 |
| Tableau II.13 | Vérification au flambement. . . . .                                           | 44 |

## *CHAPITRE III. CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES*

|               |                                                 |    |
|---------------|-------------------------------------------------|----|
| Tableau III.1 | Charges et surcharges. . . . .                  | 48 |
| Tableau III.2 | Combinaisons d'action de l'acrotère. . . . .    | 50 |
| Tableau III.3 | Calculs des sollicitation du escalier . . . . . | 58 |

## ❖ LISTE DES TABLEAUX

|                                     |                                                                                                 |     |
|-------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau III.4                       | Tableau de ferrailage à l'ELU. . . . .                                                          | 60  |
| Tableau III.5                       | Le choix de ferrailage longitudinal . . . . .                                                   | 61  |
| Tableau III.6                       | Le choix de ferrailage de répartition . . . . .                                                 | 61  |
| Tableau III.7                       | Vérification des contraintes à l'ELS. . . . .                                                   | 62  |
| Tableau III.8                       | Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple. . . . .                                    | 68  |
| Tableau III.9                       | Vérification a l'ELS de la poutre palière. . . . .                                              | 72  |
| Tableau III.10                      | Ferrailage de la dalle pleine en étage courant . . . . .                                        | 75  |
| Tableau III.11                      | Vérification des contraintes à l'ELS . . . . .                                                  | 77  |
| Tableau III.12                      | Ferrailage de la dalle pleine en sous-sol . . . . .                                             | 79  |
| Tableau III.13                      | Vérification des contraintes à l'ELS . . . . .                                                  | 81  |
| Tableau III.14                      | Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage. . . . .                                      | 85  |
| Tableau III.15                      | Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux<br>sens. . . . . | 89  |
| Tableau III.16                      | Récapitulatif des résultats . . . . .                                                           | 94  |
| Tableau III.17                      | Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux<br>sens. . . . . | 95  |
| <b>CHAPITRE IV. ÉTUDE DYNAMIQUE</b> |                                                                                                 |     |
| Tableau IV.1                        | Coefficient d'Accélération de Zone « A » . . . . .                                              | 101 |
| Tableau IV.2                        | Valeurs des pénalités $P_q$ . . . . .                                                           | 102 |
| Tableau IV.3                        | Valeurs du coefficient de pondération . . . . .                                                 | 103 |
| Tableau IV.4                        | Résumé des résultats de calcul. . . . .                                                         | 107 |
| Tableau IV.5                        | Résumé des résultats de calcul. . . . .                                                         | 109 |
| Tableau IV.6                        | Centre de gravité et centre de rigidité . . . . .                                               | 112 |
| Tableau IV.7                        | Vérification de l'effort tranchant à la base. . . . .                                           | 113 |
| Tableau IV.8                        | Vérification des déplacements inter étages du bloc (modèle initial) . . . . .                   | 114 |
| Tableau IV.9                        | Vérification de l'effet $P - \Delta$ selon le sens x-x. . . . .                                 | 115 |
| Tableau IV.10                       | Vérification de l'effet $P - \Delta$ selon le sens y-y. . . . .                                 | 115 |
| Tableau IV.11                       | Vérification au renversement selon x . . . . .                                                  | 117 |
| Tableau IV.12                       | Vérification au renversement selon y . . . . .                                                  | 117 |
| Tableau IV.13                       | Vérification d'effort normal réduit des poteaux. . . . .                                        | 118 |

## ❖ LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE V. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

|             |                                                                    |     |
|-------------|--------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau V.1 | Vérification de l'effort tranchant à la base. . . . .              | 123 |
| Tableau V.2 | Ferraillage du poteau . . . . .                                    | 128 |
| Tableau V.3 | Armatures transversales des poteaux. . . . .                       | 129 |
| Tableau V.4 | Vérification du flambement des poteaux. . . . .                    | 130 |
| Tableau V.5 | Vérification des sollicitations tangentes . . . . .                | 131 |
| Tableau V.6 | Sollicitations et ferraillage des voiles dans le sens x-x. . . . . | 135 |
| Tableau V.7 | Sollicitations et ferraillage des voiles dans le sens x-x. . . . . | 139 |
| Tableau V.8 | Sollicitations et ferraillage des voiles dans le sens y-y. . . . . | 140 |

### CHAPITRE VI. ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

|               |                                                                     |     |
|---------------|---------------------------------------------------------------------|-----|
| Tableau VI.1  | Section d'armateur du radier. . . . .                               | 149 |
| Tableau VI.2  | Vérification des contraintes à l'ELS. . . . .                       | 150 |
| Tableau VI.3  | Section d'armateur du radier à l'ELS. . . . .                       | 151 |
| Tableau VI.4  | Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal. . . . .      | 153 |
| Tableau VI.5  | Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal. . . . .     | 153 |
| Tableau VI.6  | Sollicitation max sur la nervure dans le sens transversal. . . . .  | 154 |
| Tableau VI.7  | Sollicitation max sur la nervure dans le sens longitudinal. . . . . | 154 |
| Tableau VI.8  | Résultats de ferraillage des nervures. . . . .                      | 155 |
| Tableau VI.9  | Vérification des contraintes à l'ELS. . . . .                       | 156 |
| Tableau VI.10 | Ferraillage de voile périphérique. . . . .                          | 161 |
| Tableau VI.11 | Vérification des contraintes à l'ELS. . . . .                       | 163 |

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق تحت ارضي + 8 طوابق مدعمة بنواة مركزية ببلدية ميله ولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II-a حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

نستعمل في هذه الدراسة قوانين الخرسانة المسلحة ( BAEL91 modifié 99 ) اولا نبدأ بتقديم وصف عام للمشروع ( خصائصه الهندسية ، معلومات عامة عن النواة المركزية ) ونقوم بذكر المواد المستخدمة و خصائصها بالإضافة الى فرضيات الحساب .

ثانيا نقوم بحساب الابعاد الاولى مع عرض حمولة كل عنصر (الاعمدة).

ثالثا نقوم بدراسة العناصر الثانوية للمبنى ( السلالم ، الشرفة ..... الخ )

بعد الانتهاء من الدراسة الديناميكية للمبنى حسب قواعد (RPA99V2009) و بواسطة ( ROBOT ) ، نقوم بدراسة الاجزاء المقاومة للبناءية و الجدران المسلحة.

وفي الاخير نقوم بدراسة الاساسات (الجدار المحيط و الاساس العام).

**الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة ، البناءات ، ROBOT ، BAEL91 modifié 99 ، RPA99V2009**

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un sous sol plus (08) étages, contreventé par noyau central , implanté dans la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99version 2003.

L'étude de ce projet est réalisée en utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (B.A.E.L91 modifié 99).

On commence en premier lieu par donner une description détaillé du projet (caractéristiques géométriques, lieu d'implantation, généralité sur le noyau central ...etc.), et on cite les différents matériaux utilisés avec leurs caractéristiques , on donne également les différentes hypothèses de calcul.

En second lieu on procède au pré-dimensionnement des différents éléments de l'ouvrage (Poteaux,) et les descentes de charges.

Ensuite on détermine le ferrailage des éléments secondaires (escaliers, acrotère, balcon).

Après l'évaluation des efforts sismique selon le RPA99v2003 (grâce au logiciel robot 2018) et l'étude des poteaux et les voiles.

Enfin on fait l'étude de l'infrastructure (voile périphérique et radier général).

**Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Robot 2018, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.**

### **Abstract**

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a basement and a ground floor addition (08) floors central core bracing, the town in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

The study of this project is done according to the codes of calculation and verification of reinforced concrete (BAEL91modified99).

First of all we start by presenting a general description of the project (geometric characteristics, implantation location, generalities on the kernel central of the structure . ...), we also define the different materials utilized in this project and their properties, then we proceed to the Pre-dimensioning of the building's different elements and assess all loads applied to them.

The second part aims to study secondary elements (columns).

After evaluating the dynamic according to RPA99v2003 (using robot 2018) and the structural elements (, columns, walls sails, and raft ...)

At last we move to the study of infrastructure.

**Key words: Building. Reinforced concrete Robot 2018, RPA 99 modified 2003,**

**BAEL 91 modified 99.**

---

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+8 avec sous-sol contreventé par noyau central ) à usage d'habitation qui sera implanté à la willaya de « **Mila** » région correspondant à la zone (II), zone moyenne sismicité selon le dernier Règlements Parasismiques Algériens **RPA 99 version 2003**

L'étude de ce projet est structurée en plusieurs chapitres :

- chapitre1 consiste en une présentation complète du bâtiment : définition des différents éléments, choix des matériaux, généralités sur Les structures à noyau central
- Dans La deuxième chapitre partie du projet nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de la structure du bâtiment ainsi qu'à l'établissement des descentes de charges.
- Dans le troisième chapitre nous procéderont au dimensionnement et le ferrailage des différents des éléments non structuraux (Acrotère, Planchers,...)
- L'étude dynamique du bâtiment fait l'objet de la quatrième partie. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul robot.

L'étude sismique nous permettra d'aborder le calcul des éléments structuraux, poutres et voiles) après exploitation des résultats donnés par robot

- Le cinquième chapitre aura pour objectif Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **Robot 2018**
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale

L'étude de notre projet est faite conformément aux règlements actuellement en vigueur dans notre pays :

- BAEL 91/version 99, CBA 93 (calcul des éléments en béton armé).
- RPA 99/version 2003 (règlements sismiques).
- DTR B.C2.2 (charges et surcharges applique sur la structure).

---

---

# CHAPITRE I

---

## GÉNÉRALITÉS

## I.1 Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage habitation, pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul du béton armé aux états limites BAEL91 et le code du béton algérien CBA93.

## I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment ( R+8 +s.sol ) contreventé par noyau central, Le bâtiment se compose de :

- un sous sol à usage parking ;
- RDC et les 8ème étages à usage habitation (chaque étage contient 2 logements de type F3) ;
- Une terrasse accessible ;

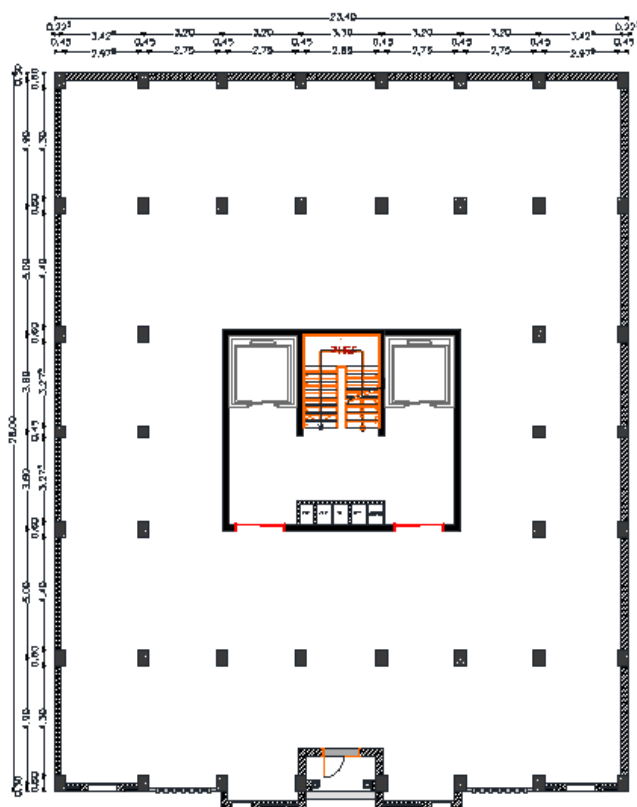
L'ouvrage sera implanté à Mila, qu'est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version2003 ».

### I.2.1 Description architecturale

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural :

**Tableau I.1 – Caractéristiques géométriques.**

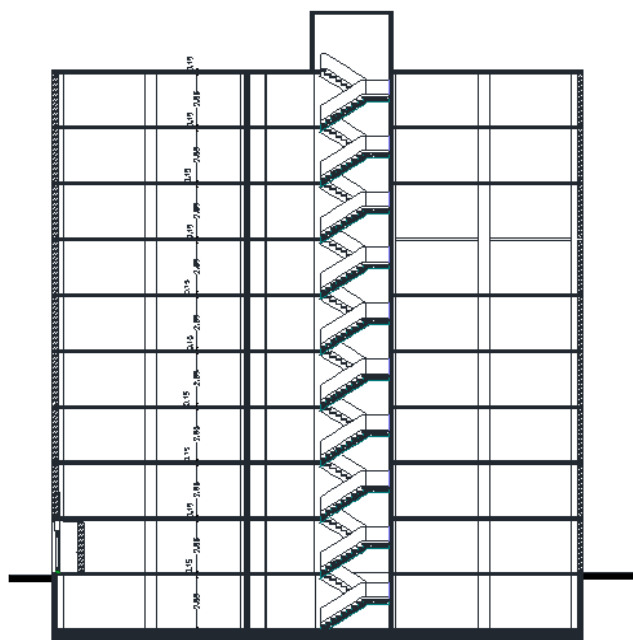
|                             |        |
|-----------------------------|--------|
| Longueur totale du bâtiment | 23.4m  |
| Largeur totale du bâtiment  | 28.00m |
| Hauteur totale du bâtiment  | 30m    |
| Hauteur du sous-sol         | 3.00m  |
| Hauteur des étages courants | 3.00m  |
| Hauteur de RDC              | 3.00m  |



**Figure I.1 –** Vue en plan de la structure.



**Figure I.2 –** Coupe de façade principale

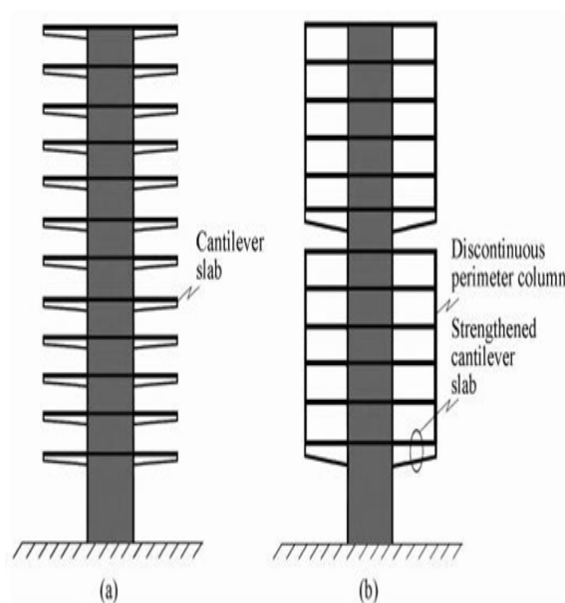


**Figure I.3** – Coupe vertical du bâtiment

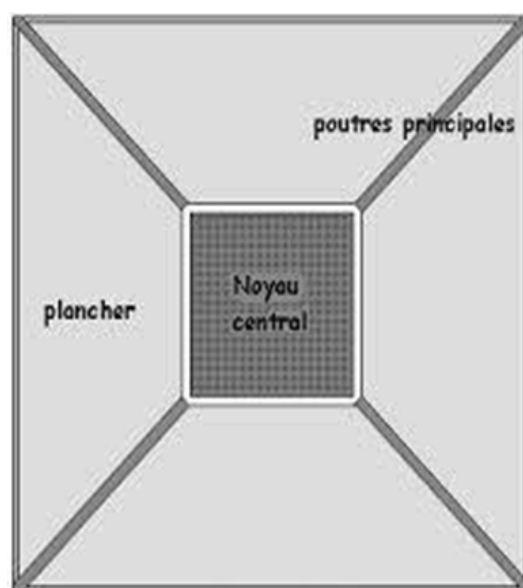
## **I.3 Les structures à noyau central(généralité)**

### **I.3.1 Définition**

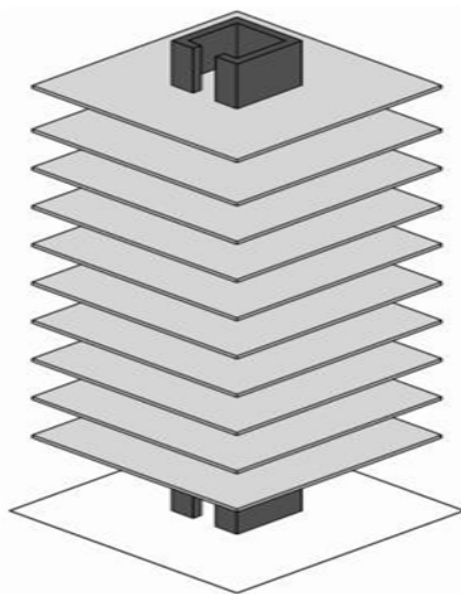
En général, une paroi de noyau est un noyau ouvert qui est convertie un noyau partiellement fermé en utilisant des poutres de support et / ou des dalles de façon à augmenter la rigidité latérales de torsion du bâtiment. Bien que le comportement des noyaux fermés soit idéal contre la torsion du bâtiment sous des charges latérales, un noyau partiellement fermé est utilisé pour l'approximer pour des raisons architecturales.



**Figure I.4** – Dalles dans les systèmes à noyau : (a) dalles en porte-à-faux, (b) dalles cantilever renforcées



**Figure I.5** – Schéma structure à noyau central



**Figure I.6 –** Bâtiment avec noyau central

### **I.3.2 Comportement**

Dans les systèmes centraux, les dalles de plancher sont en porte-à-faux à partir du mur de cisaillement central. Ou bien des modules en porte-à-faux de dalles de plancher sont utilisés.

Dans le cas des modules en porte-à-faux, les dalles, à l'exception de la dalle inférieure de chaque module, sont en porte-à-faux à partir de la paroi de cisaillement et supportées par des colonnes péri métriques discontinues sur toute la hauteur des modules. La dalle inférieure de chaque module est une dalle renforcée en porte-à-faux qui supporte les colonnes péri métriques des étages Supérieurs du module.

### **I.3.3 Avantages**

Grâce à l'ossature en béton du noyau central, le gratte-ciel gagne en rigidité et est ainsi plus solide. La résistance est quasiment illimitée face aux incendies puisque le béton ne fond pas rendant le bâtiment indestructible. Il n'est pas sensible au feu contrairement aux matériaux métalliques.

Un autre avantage est que les fondations d'un gratte-ciel avec une structure à noyau central seront bien moins profondes que celles du gratte-ciel avec une structure en tubes. Seul le noyau

central aura des fondations très profondes.

### I.3.4 Inconvénients

Avec ce type de structure, le gratte-ciel ne peut pas dépasser un certain nombre d'étages. Par convention, il ne fera normalement pas plus de deux cent cinquante mètres. Le problème n'est pas physique puisqu'il serait possible de monter plus haut mais plutôt économique. En effet, il ne serait pas rentable pour l'Homme de construire un gratte-ciel à structure en noyau dépassant une certaine hauteur puisque le noyau s'élargira proportionnellement à la hauteur atteignant ainsi une grande superficie occupée pour un étage (environ 40%).

De plus, ce type de structure est plus cher puisqu'il faut de très grandes quantités de béton à des prix plus élevés que les structures à ossatures métalliques. Enfin, ce type de structure permet de construire des tours d'en moyenne soixante-dix étages. Cependant, il existe un moyen pour attendre la centaine d'étages. Ce moyen consiste à combiner un noyau central avec une ossature en acier extérieure. Cette ossature extérieure va englober la totalité de l'édifice le permettant ainsi de résister aux forts vents. Elle est préfabriquée puis fixée aux façades à l'aide de boulons spéciaux à hautes résistances.

## I.4 Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **EUROCODE** : Les Eurocodes sont les normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- **DTR B.C.2.2** : charge permanente et charge d'exploitation.
- **DTR BC2.33.1 / fondation superficielle**.
- **RPA99 /version 2003** : Règles parasismiques algériennes.
- **BAEL91/modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99.

Les calculs ont été menés conformément aux règles béton armé aux états limites, Etat limite ultime et Etat limite de service.

### I.4.1 Etat limite ultime (ELU)

C'est un état qui correspond à la valeur maximal de la capacité portant de l'ouvrage, Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, on distingue :

- Etat limite de l'équilibre statique (renversement du bâtiment).
- Etat limite de résistance des matériaux (acier ou béton).
- Etat limite la stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

#### I.4.1.1 Hypothèses de calcul à l'ELU

- Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navier Bernoulli).
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :  
 $\varepsilon_{bc} = 3,5\% \longrightarrow$  En flexion.  
 $\varepsilon_{bc} = 2\% \longrightarrow$  En compression simple.
- L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10%.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.

### I.4.2 Etat limite de service (ELS)

C'est la condition qui doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et durabilité soient assurés son dépassement, Le dépassement de cet état conduit au désordre de fonctionnement de l'ouvrage, il existe 3 états sont :

- ✱ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ✱ Etat limite de compression du béton.

✱ Etat limite de déformations ( limitation de flèche).

La Combinaison d'action à l'état limite de service est :  $q_s = G + Q$ .

#### I.4.2.1 Hypothèses de calcul à l'ELS

- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots A, B ou C.
- Conservation des sections planes avant et après déformation (Théorie de Navier Bernoulli).
- Le béton a une résistance de traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (Loi de HOOK).

$$(\zeta_b = E_b \cdot \varepsilon_b \text{ et } \zeta_s = E_s \cdot \varepsilon_s)$$

- Par convention  $n = E_s/E_b$  : coefficient d'équivalence ( $n = 15$ ).

$$\text{BAEL (A4.5, 1)} \quad n = E_s/E_b$$

#### Eurocode 2(7.4.3(5))

- Pour de charges de plus ou moins courte durée et à longue durée (combinaison caractéristique des actions)

$$n = \frac{E_s}{E_{c,28j}} (1 + \varphi_{ef}) \text{ « valeur utilisée pour la vérification des contraintes à l'ELS »}$$

$\varphi_{ef}$  : Coefficient de fluage effectif

**cas courant** :  $n \in [16 : 18]$

- Pour de charges essentiellement permanentes (combinaison quasi-permanente des actions) :

$$n = \frac{E_s}{E_{c,28j}} (1 + \varphi(\infty, t_0)) \text{ « valeur utilisée pour la vérification des flèches et de l'ouverture des fissures à l'ELS »}$$

$$(1 + \varphi(\infty, t_0)) : \text{Valeur finale du coefficient de fluage}$$

**cas courant** :  $n \in [18 : 20]$

$$\begin{cases} E_s : \text{Module de déformation de l'acier.} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton.} \end{cases}$$

- Il est fait abstraction du retrait et de fluage.

## I.5 Eléments de la structure

### I.5.1 Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton arme et de voile de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de viol pour la cage d'escaliers.

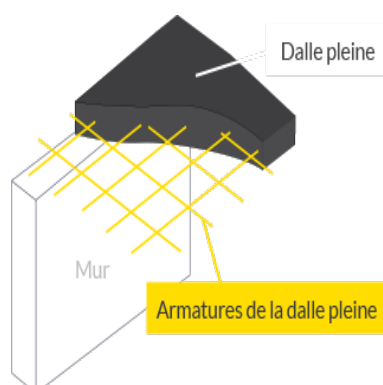
Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

### I.5.2 Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments Structuraux.

Dans ce projet les planches de tous les niveaux sont en dalle pleine :

- ✓ **plancher en dalle pleine** : Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économique. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.



**Figure I.7 –** Dalle plein

### I.5.3 Les balcons

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

### I.5.4 Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse accessible.

### I.5.5 Maçonnerie

On distingue :

- Mur de séparation
- Murs intérieurs
- Murs extérieurs

#### ♣ Murs intérieurs :

Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.



**Figure I.8 – Brique creuse**

#### ♣ Murs de séparation :

Les murs de séparation entre logement sont réalisés en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.

#### ♣ Murs extérieurs :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses il compose de :

- Brique creuse de 15 cm.
- L'âme d'air de 5 cm.

- Brique creuse de 10 cm.

### **I.5.6 Revêtement**

Le revêtement de bâtiment est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

### **I.5.7 Enduits**

- ✓ mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- ✓ plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton arme coule sur place.

### **I.5.8 Isolation**

- ✓ L'isolation acoustique : est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- ✓ L'isolation thermique : est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
- ✓ Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

### **I.5.9 Ascenseur**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériels.

### **I.5.10 Les voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résisté aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

### I.5.11 Escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

## I.6 Caractéristiques mécaniques de matériaux

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : Béton et Aciers.

### I.6.1 Béton

Le béton un matériau constitué par le mélange de : ciment, sable, gravier et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il peut être utilisé seul en grande masse, mais le plus souvent combiné avec l'acier pour donner le béton armé. Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

Le béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise  $f_{c28}=25$  MPa

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

- 350 kg de ciment (CPA 325)
- 400 L de sable ( $0 < D_g < 5mm$ )
- 800 L de :  
$$\left( \begin{array}{ll} \text{gravillons} & (0 < D_g < 15mm) \\ \text{gravier} & (15 < D_g < 25mm) \end{array} \right)$$
- 175L d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre  $2200kg/m^3$  et  $2500kg/m^3$

#### I.6.1.1 Les avantages du béton

Le béton armé a plusieurs avantages tel que :

- ♣ **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 les coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

### I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton

#### a) Résistance du béton à la compression $f_{cj}$ :

Dans le cas courant, le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée  $f_{c28}$  et choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

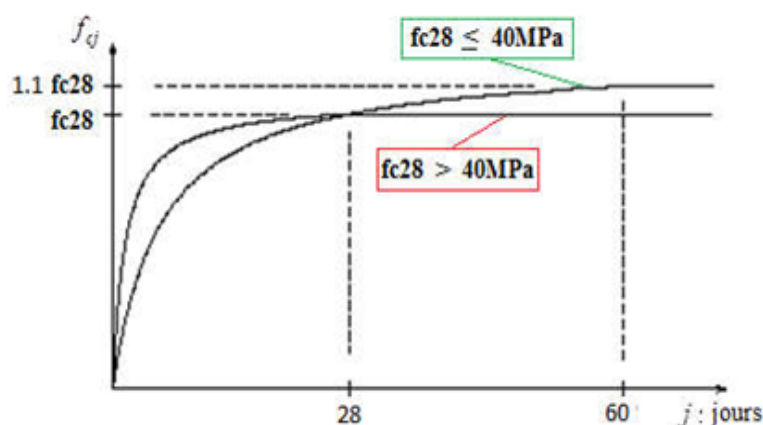
La résistance à la compression à « j » jours est donnée par :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

**Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa :**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$



**Figure I.9** – Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour  $1\text{ m}^3$  de béton courant doser à 350 kg de ciment portland artificiel (CPA 325), la résistance moyenne  $f_{c28}$ , compris entre 22 et 25 MPa.

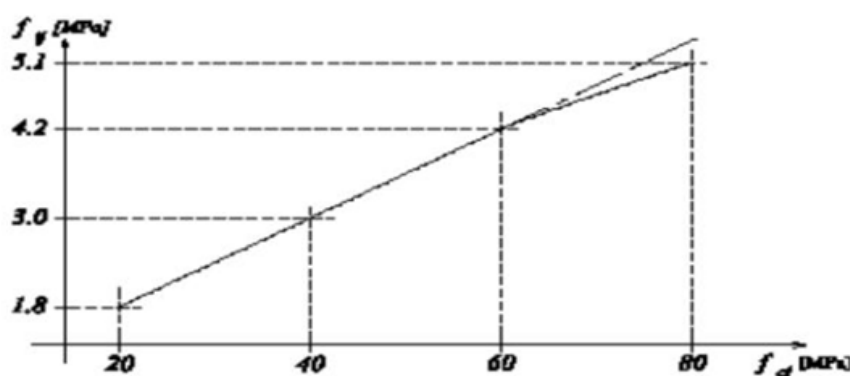
On prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie selon le **BAEL** et **L'EUR code 2** par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275f_{cj} & \text{pour } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$



**Figure I.10** – Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

### I.6.1.3 Contraintes limites

#### 1. la contrainte admissible de compression

##### Contrainte ultime du béton :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables

**BAEL (A.4.3, 4)**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression

- $\theta$  : Coefficient qui dépend de la durée d'application des charges

$$\begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{pour une durée} > 24h \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{pour une durée entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{pour une durée} < 24h \end{cases}$$

●  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante (durable).} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

Dans le cas  $\theta = 1$

Le cas durable  $\gamma_b = 1.5$

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

Le cas accidentelle  $\gamma_b = 1.15$

$$f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$$

**l'Eurocode 2 (3.1.7) :**

$$\begin{cases} \sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu}} \right)^n \right] & \text{si } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \\ \sigma_c = f_{cd} & \text{si } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases}$$

| $f_{ck}$            | $\leq 50 \text{ MPa}$ | 60 MPa | 90 MPa |
|---------------------|-----------------------|--------|--------|
| <b>N</b>            | 2                     | 1.6    | 1.4    |
| $\varepsilon_{c2}$  | 2 ‰                   | 2.3‰   | 2.6‰   |
| $\varepsilon_{cu2}$ | 3.5‰                  | 2.9‰   | 2.6‰   |

$f_{cj}$  et  $f_{ck}$  ne sont pas déterminés de la même façon dans BAEL et EC2. En effet pour la même lot d'échantillons,  $f_{ck} = f_{cj} - 4 \text{ MPa}$

✓  $f_{cd}$  : valeur de calcul de la compression du béton

✓  $f_{ck}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours

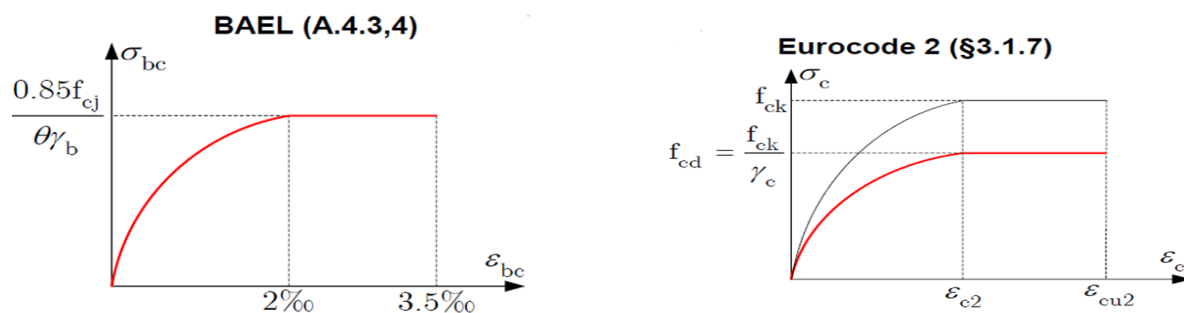
$$f_{ck} = f_{cj} - 4 \text{ MPa} = 28 - 4 = 24 \text{ MPa}$$

$\gamma_c$  : coefficients partiels relatifs aux propriétés du béton

$$\begin{cases} \gamma_c = 1.5 \longrightarrow \text{fondamentale} \\ \gamma_c = 1.3 \text{ ou } 1.15 \longrightarrow \text{accidentelle} \end{cases}$$

✓  $\varepsilon_c$  Déformation de compression du béton.

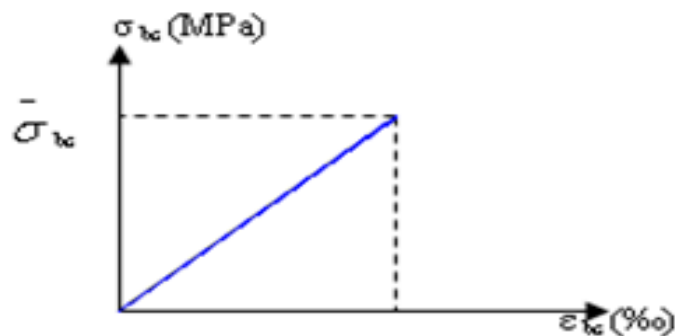
✓  $\varepsilon_{cu}$  Déformation de compression ultime du béton.



**Figure I.11 – Diagramme Contraintes Déformations du béton**

### Etat limite de service :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure I.12 – Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS**

La contrainte admissible de compression est donnée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

### BAEL :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} \quad (\text{Article A.4.5.2})$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

**Eurocode 2 (7.2)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ck}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa on  $\bar{\sigma}_{bc} = 14.4$  MPa

**2. La contrainte ultime de cisaillement :**

**État limite ultime (E L U) :**

**BAEL**

La contrainte de cisaillement a E L U est défini par :

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

$V_u$  : Effort tranchant.

$b_0 \cdot d$  : Dimensions de pièce.

**Eurocode 2**

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \nu_1 f_{cd} b_w z \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$$

**État limite service(ELS)**

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

✓ Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.1.) Et leurocode2.}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa (cas durable)}$$

$$\tau_{adm} = 4.34 \text{ MPa (cas accidentel)}$$

✓ Fissuration préjudiciable et très Préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.1.) et l'eurocode2}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa

$$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa (cas durable)}$$

$$\tau_{adm} = 3.26 \text{ MPa (cas accidentel)}$$

**I.6.1.4 Module de déformation longitudinale du béton**★ **Module de déformation instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1) et l'eurocode2}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on a :  $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$ .

★ **Module de Déformation longitudinale différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

on a :  $E_{vj} = 10818.7 \text{ MPa}$ .

**I.6.1.5 Modules de déformation transversale**

$$G = \frac{E}{2(2\nu + 1)} \quad (\text{module de glissement})$$

Avec :

E : module de Young

$\nu$  : Coefficients de poisson.

★ **Coefficient de poisson :** La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\frac{\frac{\Delta d}{d_0}}{\frac{\Delta l}{l_0}}$$

Avec

- $\Delta d$  : Déformation relative transversale.
- $\Delta l$  : Déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, il est pris égale à :

$$\begin{cases} v = 0 & \text{pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).} \\ v = 0,2 & \text{pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).} \\ G = 0.4E & \text{pour le béton non fissure (ELS)} \\ G = 0.5E & \text{pour le béton fissure (ELU)} \end{cases}$$

## I.6.2 Acier

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02% et 2% en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200000 MPa$ .

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau I.2 – Types D'Acier**

| Type                | Nuance  | Limite élastique Fe(MPa) | Limite de rupture | Allongement à la rupture |
|---------------------|---------|--------------------------|-------------------|--------------------------|
| Haute adhérence(HA) | Fe E400 | 400                      | 310-490           | 22%                      |
|                     | Fe E500 | 500                      | 390-490           | 25%                      |
| Rond lisse (RL)     | Fe E215 | 500                      | 480               | 14%                      |
|                     | Fe E235 | 235                      | 550               | 12%                      |
| Treillis soudés     | Fe E500 | 500                      | 550               | 12%                      |

### I.6.2.1 Contrainte limite

#### 1. Etat Limite Ultime (ELU) :

**BAEL[A.4.3.2]**

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

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_s = 1$  ( situations accidentelles).
- $\gamma_s = 1,15$  (situations durable ou transitoire)

## 2. Etat limite de service (ELS) :

### (BAEL et Eurocode2)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

#### ✓ Fissuration peu préjudiciable (FPN) :

Aucune vérification à faire en dehors des calculs à l'ELU.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

$f_e$  : limite élastique

#### ✓ Fissuration préjudiciable (FN) :

éléments exposés aux intempéries ( pluie, neige, vent...) ou bien en contact avec l'eau .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{pour H.A (diamètres} \geq 6 \text{ mm)} \end{cases}$$

#### ✓ Fissuration très préjudiciable (FTN) :

soumis à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

## I.7 Actions et sollicitations

### I.7.1 Actions

Les actions sont les forces et ou les couples appliqués à une constructions ou bien comme une déformations imposée à la structure, les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur probabilité d'occurrence et de leur variation d'intensité dans le temps. On distingue :

✓ **Actions permanentes(G) :**

- Poids propre de la structure et les équipements fixes (la masse volumique du béton :  $2,5t/m^3$ ).
- Les déformations permanentes imposées ( tassements, retrait fluage... etc)

✓ **Actions variables(Q) :**

- Charges d'exploitation.
- Charges climatiques « (Neige et vent).
- Actions de température.

✓ **Actions accidentelles :**

comme

- le cas des séismes(E).
- les chocs de véhicules
- le bateaux contre les piles de ponts,

## I.7.2 Combinaison d'actions

### État limite ultime (ELU)

D'après BAEL :

• **situation durable ou transitoire :**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$(1,35G_{max} \text{ ou } G_{min}) + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Qi}\Psi_{oi}Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0,77$  pour les bâtiment usage courant

$\Psi_{oi}$  : coefficient de pondération

$\gamma_{Q1}=1,5$  (cas général) ; et  $\gamma_{Q1} = 1,35$  (cas particulier : température...)

$\gamma_{Qi} = 1.3$  si  $Q_i$  défavorable ; et  $= 0$

• **situations accidentelles :**

$$(G_{max} \text{ ou } G_{min}) + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{2i}Q_i \quad (i > 1)$$

$F_A$  : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i}Q_1$  : valeur fréquente d'une action variable.

$$\Psi_{2i}Q_i : \text{valeur quasi- permanente d'une action variable.}$$

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 \text{ si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 \text{ si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 \text{ si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**État limite service (ELS)**

**D'après BAEL :**

$$(G_{max} \text{ ou } G_{min}) + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i}Q_i \quad (i > 1)$$

$\Psi_{0i} = 0,6$  pour l'effet de la température.

Avec :

$G_{max}$  : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

$G_{min}$  : l'ensemble des actions permanentes favorables.

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable de d'accompagnement.

**D'après l'Eurocode :**

- **situation durable ou transitoire :**

\*ELU- STR(résistance de la structure)

$$(1,35G_{k,sup} \text{ ou } G_{k,inf}) + 1,5Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i}\Psi_{0i}Q_{ki}$$

$\gamma_{Q_i} = 1,5$  si  $Q_i$  défavorable ; et=0

\*ELU- EQU(équilibre statique)

$$(1,3G_{k,sup} \text{ ou } 0,9G_{k,inf}) + 1,5Q_1 + \sum_{i>1} \gamma_{Q_i}\Psi_{0i}Q_{ki}$$

- **situations accidentelles :**

**pour les situations de projets accidentelles**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

L'action sismique ne fait pas partie des actions accidentelles comme dans le BAEL **pour**

**les situations de projet sismique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i}Q_{k,i}$$

**État limite service (ELS)**

- **combinaison caractéristique :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- **combinaison quasi-permanente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- **combinaison fréquente :**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

**I.7.3 Sollicitations**

Les sollicitations sont les efforts et les moments (efforts normal, effort tranchant V, moment de flexion M, moment de torsion T) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

– **Sollicitations de calcul d'après BAEL et L'EUROCODE**

- A l'état limite ultime ELU

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

- A l'état Limite de Service ELS

$$N_s = G + Q$$

- Sollicitations sismiques : Les combinaisons sismiques données par le **RPA99 (Version 2003)** sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

E : la charge de séisme

$$G + Q \pm 1.2E \text{ (dans le cas des poteaux)}$$

**I.8 Conclusion**

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. cependant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

---

---

## CHAPITRE II

---

# PRÉ- DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

## II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est principalement «le pré calcul» des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (Plancher dalle pleine, acrotère, escaliers, ascenseur).

### II.2.1 Plancher en dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion (poutres, poutrelles ou murs). L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

#### a. Résistance au feu :

- ♣  $e = 7$  cm pour une heure de coup de feu.
- ♣  $e = 11$  cm pour deux heures de coup de feu.
- ♣  $e = 17,5$  cm pour quatre heures de coup de feu.

On adopte :  $e = 11$  cm.

#### b. Isolation acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm .

On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15$  cm.

#### c. Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- ♣ Pour une dalle sur un seul appui :

$$e \geq \frac{l_x}{20}$$

- ♣ Pour les dalles reposant sur deux appuis avec  $\rho < 0,4$  :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

- ♣ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec  $\rho > 0,4$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$l_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$$l_x = 297cm$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

$$\frac{297}{50} \leq e \leq \frac{297}{40} \longrightarrow 5,94 \leq e \leq 7,425$$

Donc, on prend :  $e = 7cm$

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être :  $e = \max(11; 15; 7)$

Donc :  $e = 15cm$ .

## II.2.2 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place. On a le même type d'escalier ou il une forme droite et deux volées avec un palier de repos.

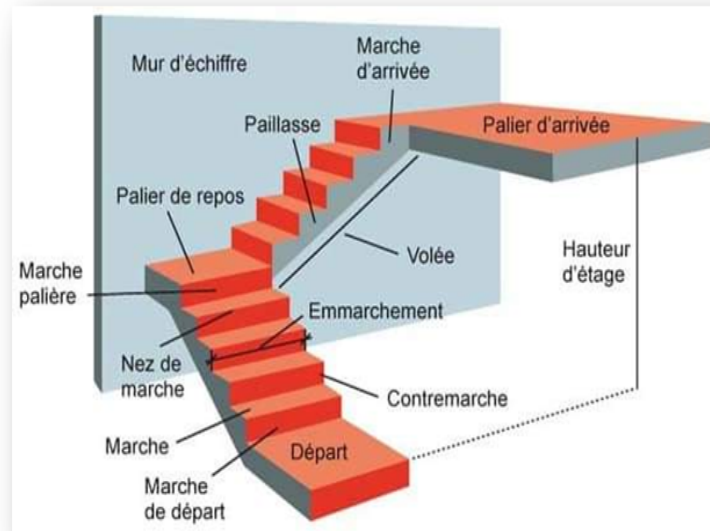


Figure II.1 – Escalier

– **Les caractéristiques géométriques de l'escalier :**

On prend les dimensions suivantes :

La marche (giron) :  $g = 30 \text{ cm}$

La hauteur de la contre marche :  $h = 17 \text{ cm}$ .

Il faut vérifier les conditions d'accès facile suivantes :

$$h = 17 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$24 \leq g \leq 34 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

– **Condition de BLONDEL :**

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

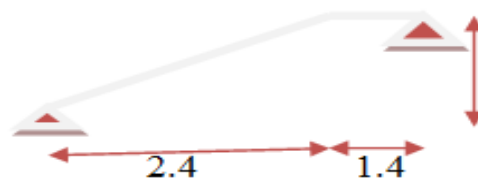


Figure II.2 – Schéma statique de l'escalier

– **Angle de raccordement ( $\alpha$ ) :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{150}{240} = 0,6225 \dots \alpha = 35,5$$

– **Epaisseur de la paillasse (e) :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$e \geq 11 \text{ pour 2 heures de coup feu}$$

La longueur de volées :

$$L_v = \frac{L_0}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,81} = 296,29 \text{ cm}$$

Calculer la longueur totale d'escalier  $L'$  :

$$L' = L_v + L_p = 296,29 + 140 = 436,29 \text{ cm}$$

Donc :  $14,54 \text{ cm} \leq e \leq 21,81 \text{ cm}$

soit :

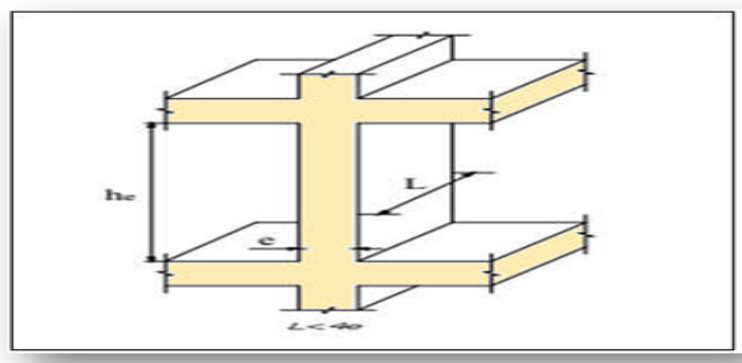
$$e = 15 \text{ cm}$$

Epaisseur de la volée / palier de repos :

On prend la même épaisseur que la paillasse c.à.d.  $e = 15 \text{ cm}$ .

## II.2.3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.



**Figure II.3 –** Coupe de voile en élévation

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

L'épaisseur du voile doit satisfaire aux trois conditions du ( RPA99/A.7.7.1)

$$1^{er} \text{ condition : } L \geq 4e \longrightarrow e \leq \frac{L}{4}$$

$$2^{eme} \text{ condition : } e_{min} \geq 15cm$$

$$3^{eme} \text{ condition : } e \geq \frac{h_e}{25}$$

dans notre structure on trouve un seul type de voile :

– **Noyau central**

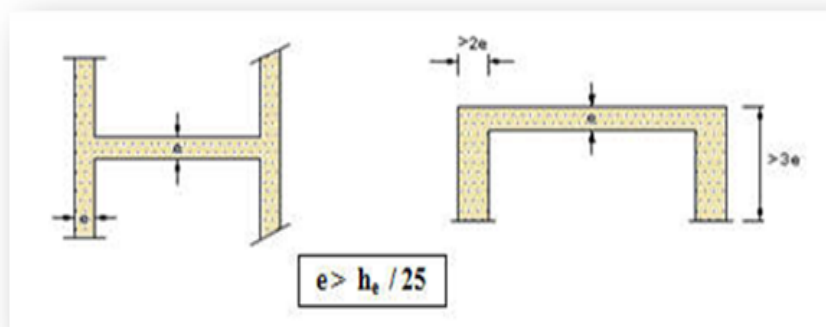
$$e \geq \frac{h_e}{25}$$

$$h_e = 2,85$$

$$e \geq \frac{285}{25} = 11,4cm$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de  $e = 15cm$

La figure suivante représente les coupes de voiles en plan :



**Figure II.4 –** Coupe de voile en plan.

## II.2.4 Les poteaux

Un poteau est un élément vertical en béton armé (rectangulaire ou circulaire), Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4, 1)**, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement) et suivant les exigences du **RPA 99 version 2003**.

**Les Condition RPA (art, 7.4.1) sont :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm (Zone IIa)}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$



**Figure II.5 – Les Poteaux.**

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$b_1$  : Longueur de poteau.

$h_1$  : Hauteur de poteau.

On prend pour exemple un pré dimensionnement d'une section carrée de :  $50 \times 50 \text{ cm}^2$  pour les poteaux des étages (S/SOL, 1<sup>er</sup>, 2, 3, 4,5, 6,7,8 éme étage).

**Vérification(RPA 99) :**

**pour :**  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$  (S/SOL, 1<sup>er</sup>, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 étage)

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(50, 50) \geq 25 \text{ cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \min(50, 50) \geq \frac{285}{20} = 14.25 \text{ cm} & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{1}{4} < \frac{50}{50} = 1 < 4 & (\text{condition vérifiée}) \end{array} \right.$$

## II.3 Evaluation des charges et des surcharges

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

### II.3.1 Plancher terrasse :( accessible)

(DTR B.C 2.2)[4]

**Tableau II.1 –** Descente des charges (Plancher terrasse).

| Constituants                    | Epaisseur (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charge ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|---------------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Revêtement en carrelage         | 0.02          | 22                               | 0.44                              |
| Mortier de pose                 | 0.02          | 20                               | 0.40                              |
| Lit de sable                    | 0.03          | 18                               | 0.54                              |
| Multicouche d'étanchéité        | 0.02          | 6                                | 0.12                              |
| Dalle en béton armé             | 0.15          | 25                               | 3.75                              |
| Isolation thermique             | 0.04          | 4.02                             | 0.16                              |
| Forme de pente                  | 0.1           | 22                               | 2.2                               |
| Enduit de plâtre                | 0..15         | 10                               | 0.15                              |
| $G = 7.76 \text{KN}/\text{m}^2$ |               |                                  |                                   |

### II.3.2 Plancher étage courant, R D C

**Tableau II.2 –** Descente des charges (Plancher étage courant, R.D.C).

| Constituants                          | Epaisseur (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charge ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|---------------------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Revêtement en carrelage               | 0.02          | 16                               | 0.32                              |
| Mortier de pose                       | 0.04          | 20                               | 0.8                               |
| Lit de sable                          | 0.04          | 15                               | 0.6                               |
| Dalle en béton armé                   | 0.15          | 25                               | 3.75                              |
| Enduit en plâtre                      | 0.02          | 10                               | 0.2                               |
| Cloisons légères                      | 0.1           | 10                               | 1                                 |
| $G_{e+d} = 6.67 \text{KN}/\text{m}^2$ |               |                                  |                                   |

### II.3.3 Plancher de sous-sol : (parking)

**Tableau II.3 –** Descente des charges (Plancher de sous-sol).

| Constituants                    | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| Dalle pleine                    | 0.15          | 25                         | 3.75                        |
| Enduit de ciment                | 0.02          | 18                         | 0.36                        |
| $G_{s.s} = 4.11 \text{ KN/m}^2$ |               |                            |                             |

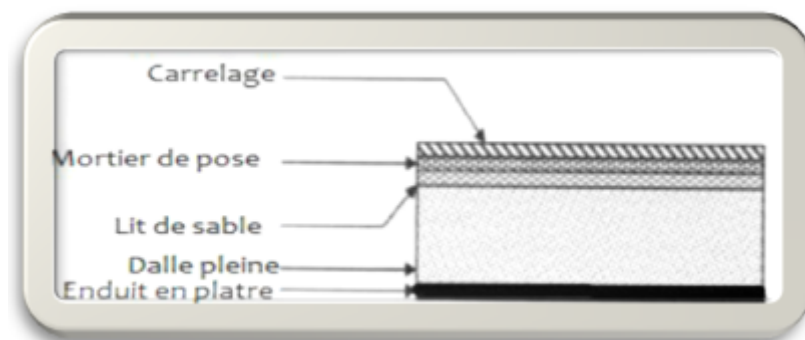
### II.3.4 Balcons

★ Epaisseur de balcon

$$e > \frac{l}{10} \rightarrow L = 10m$$

On adopte :

$$e_b = 15cm$$

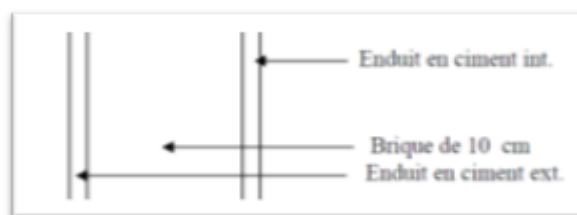


**Figure II.6 –** Balcon (dalle pleine)

**Tableau II.4 –** Descente des charges (balcon).

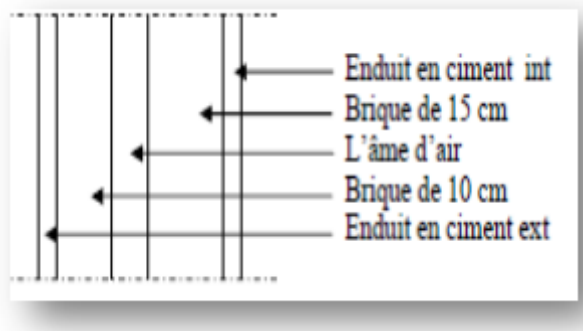
| Constituants                      | Epaisseur (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charge ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|-----------------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Carrelage                         | 0.02          | 16                               | 0.32                              |
| Mortier de pose                   | 0.02          | 20                               | 0.4                               |
| Enduit ciment                     | 0.02          | 20                               | 0.4                               |
| Lit de sable                      | 0.02          | 15                               | 0.3                               |
| Dalle en béton arme               | 0.15          | 25                               | 3.75                              |
| $G_b = 5.17 \text{KN}/\text{m}^2$ |               |                                  |                                   |

### II.3.5 Murs intérieur (simple parois)

**Figure II.7 –** Coupe transversale du mur intérieur.**Tableau II.5 –** Descente des charges murs intérieurs.

| Constituants                           | Epaisseur (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charge ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|----------------------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Enduit ciment                          | 0.015         | 18                               | 0.27                              |
| Brique creuse                          | 0.10          | -                                | 0.9                               |
| Enduit ciment                          | 0.015         | 18                               | 0.27                              |
| $G_{muri} = 1.44 \text{KN}/\text{m}^2$ |               |                                  |                                   |

### II.3.6 Murs extérieurs (double paroi)



**Figure II.8 –** Coupe transversale du mur extérieur.

**Tableau II.6 –** Charge permanente du mur extérieur.

| Constituants                    | Epaisseur (m) | Poids ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ) | Charge ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) |
|---------------------------------|---------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Enduit intérieur en ciment      | 0.015         | 18                               | 0.27                              |
| Brique creuse                   | 0.15          | -                                | 1.3                               |
| Brique creuse                   | 0.10          | -                                | 0.9                               |
| Enduit extérieur en ciment      | 0.015         | 18                               | 0.27                              |
| $G = 2.74 \text{KN}/\text{m}^2$ |               |                                  |                                   |

## II.3.7 Les Escaliers

### II.3.7.1 Palier

**Tableau II.7 –** Évaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

| Constituants                       | Epaisseur (m) | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------|
| Carrelage                          | 0.02          | 16                         | 0.32                        |
| Mortier de pose                    | 0.02          | 20                         | 0.4                         |
| Lite de sable                      | 0.02          | 15                         | 0.3                         |
| Dalle pleine en béton armé         | 0.15          | 25                         | 3.75                        |
| Enduit plâtre                      | 0.02          | 10                         | 0.2                         |
| $G_{propos} = 4.97 \text{ KN/m}^2$ |               |                            |                             |

### II.3.7.2 Paillasse :

**Tableau II.8 –** Évaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

| Constituants                      | Epaisseur (m)       | Poids (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge (KN/m <sup>2</sup> )          |
|-----------------------------------|---------------------|----------------------------|--------------------------------------|
| Carrelage                         | 0.02                | 16                         | 0.32                                 |
| Mortier de pose                   | 0.02                | 20                         | 0.4                                  |
| Poids des marches                 | 0.17                | 22                         | $0.17 \times 22/2 = 1.87$            |
| Paillasse                         | $0.15 / \cos(35.5)$ | 25                         | $0.15 \times 25 / \cos(29.05) = 4.6$ |
| Enduit plâtre                     | 0.02                | 10                         | 0.2                                  |
| Garde-corps                       | /                   | /                          | 1                                    |
| $G_{volée} = 8.39 \text{ KN/m}^2$ |                     |                            |                                      |

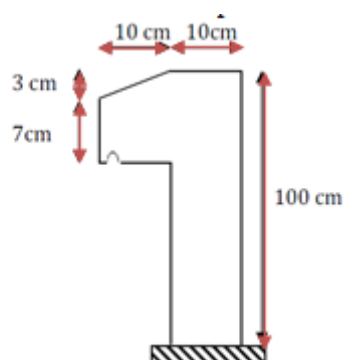
## II.3.8 L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

**II.3.8.1 La surface de l'acrotère**

$$S = 0.1 \times 1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.03}{2}$$

$$S = 0.1085 m^2$$

**Figure II.9 –** Dimension de l'acrotère**Tableau II.9 –** Évaluation des charges de l'acrotère.

| Constituants                 | Epaisseur (m) | Poids ( $KN/m^3$ ) | Charge ( $KN/m^2$ ) |
|------------------------------|---------------|--------------------|---------------------|
| Enduit ciment intérieur      | 0.02          | 18                 | 0.36                |
| béton                        | 0.10          | 25                 | 2.5                 |
| Enduit ciment extérieur      | 0.02          | 18                 | 0.36                |
| $G_{acrotère} = 3.22 KN/m^2$ |               |                    |                     |

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

- Plancher terrasse accessible  $Q = 1.5 KN/m^2$
- Plancher pour étage courant (étages courants) :  $Q = 1.5 KN/m^2$
- Escalier :  $Q = 2.5 KN/m^2$
- Balcon en dalle plein :  $Q = 3.5 KN/m^2$
- Acrotère :  $Q = 1.5 KN/ml$
- planche sous-sol (parking) :  $Q = 2.5 KN/m^2$

**Tableau récapitulatif**

| Élément                | Charge permanente<br>$G$ "KN/m <sup>2</sup> " | Surcharge d'explo-<br>tation Q "KN/m <sup>2</sup> " |
|------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| Plancher terrasse      | 7.76                                          | 1.5                                                 |
| Plancher étage courant | 6.67                                          | 1.5                                                 |
| Plancher sous sol      | 4.11                                          | 2.5                                                 |
| Mur extérieur          | 2.74                                          | -                                                   |
| Mur intérieur          | 1.44                                          | -                                                   |
| Balcon                 | 5.17                                          | 3.5                                                 |
| Acrotère               | 3.22                                          | 1.5                                                 |
| Escalier Paillasse     | 8.39                                          | 2.5                                                 |
| Palier                 | 4.97                                          | 2.5                                                 |

### II.3.9 Poids propre des poteaux

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après poids propre des poteaux est  $P = 25 \times S \times h$ .

avec :

h : hauteur d'étage

S : surface du poteau ( $b_1 \times h_1$ )

**Tableau II.10 – Poids propre des poteaux.**

|                      |                                     |
|----------------------|-------------------------------------|
| Etage                | Sous-sol et 8 <sup>ème</sup> étages |
| Surface ( $m^2$ )    | 0.25                                |
| Hauteur d'étage h(m) | 3                                   |
| Poids (KN)           | 18.75                               |

## II.4 Descente des charges

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

Charge permanente "G".

Charge d'exploitation "Q".

### II.4.1 La dégression des charges(DTR B.C.2.2)[4]

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement :

On adoptera pour le calcul des point d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous terrasse..... $Q_0$ .
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$ .
- Sous étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$ .
- Sous troisième étage..... $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .
- Sous le cinquième étage et les suivants... $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

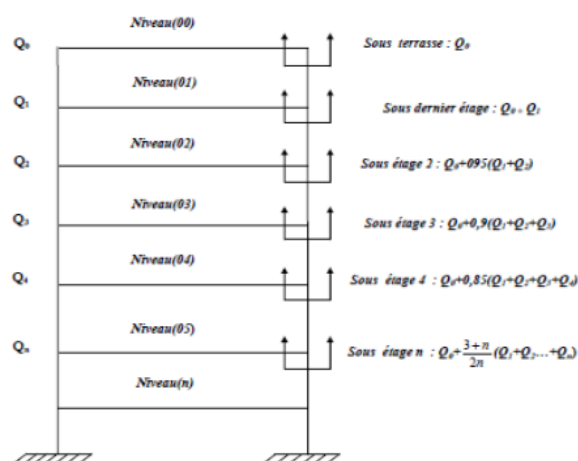


Figure II.10 – La dégression des charges

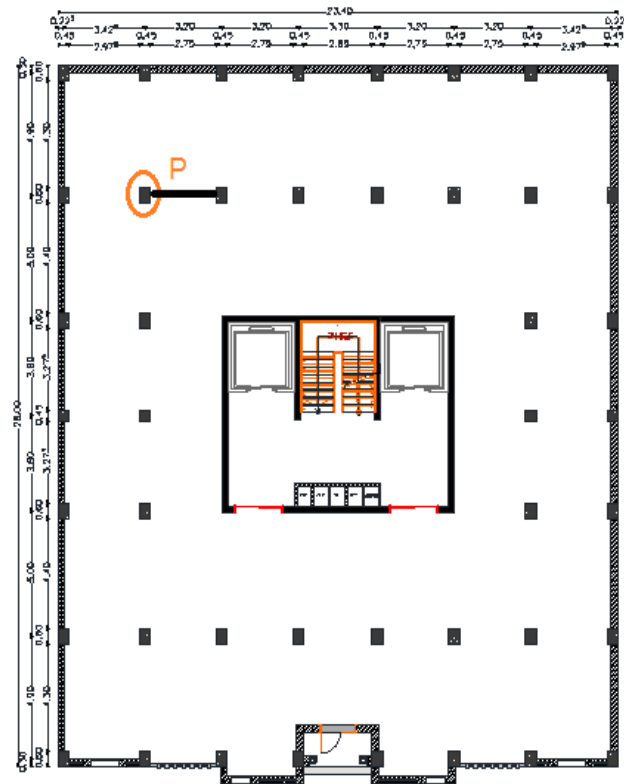


Figure II.11 – Le poteau le plus sollicitée

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité

est celui avec une surface offerte :

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

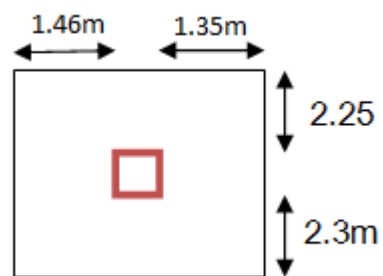
$$S_1 = 1.46 \times 2.25 = 3.29m^2$$

$$S_2 = 1.35 \times 2.25 = 3.04m^2$$

$$S_3 = 1.46 \times 2.3 = 3.36m^2$$

$$S_4 = 1.35 \times 2.3 = 3.11m^2$$

$$S_t = 12.8m^2$$



**Tableau II.11 –** Descente de charge « G » et « Q ».

|       | Elément           | G (KN) | Q (KN) |
|-------|-------------------|--------|--------|
| $N_1$ | Plancher terrasse | 99.33  |        |
| TOTAL | /                 | 99.33  | 19.2   |
| $N_2$ | Plancher courant  | 85.4   |        |
|       | Poteau            | 18.75  |        |
|       | Mur intérieur     | 29.13  |        |
|       | Revenant $N_1$    | 99.33  |        |
| TOTAL |                   | 232.61 | 38.4   |
| $N_3$ | Plancher courant  | 85.4   |        |
|       | Poteau            | 18.75  |        |
|       | Mur intérieur     | 29.13  |        |
|       | Revenant $N_2$    | 232.61 |        |
| TOTAL |                   | 365.89 | 55.68  |
| $N_4$ | Plancher courant  | 85.4   |        |
|       | Poteau            | 18.75  |        |
|       | Mur intérieur     | 29.13  |        |
|       | Revenant $N_3$    | 365.89 |        |
| TOTAL | /                 | 499.17 | 84.5   |
| $N_5$ | Plancher courant  | 85.4   |        |
|       | Poteau            | 18.75  |        |
|       | Mur intérieur     | 29.13  |        |
|       | Revenant $N_4$    | 499.17 |        |
| TOTAL | /                 | 632.45 | 96     |

|          |                  |         |        |
|----------|------------------|---------|--------|
| $N_6$    | Plancher courant | 85.4    |        |
|          | Poteau           | 18.75   |        |
|          | Mur intérieur    | 29.13   |        |
|          | Revenant $N_5$   | 632.45  |        |
| TOTAL    | /                | 765.73  | 105.6  |
| $N_7$    | Plancher courant | 85.4    |        |
|          | Poteau           | 18.75   |        |
|          | Mur intérieur    | 29.13   |        |
|          | Revenant $N_6$   | 765.73  |        |
| TOTAL    |                  | 899.01  | 114.6  |
| $N_8$    | Plancher courant | 85.4    |        |
|          | Poteau           | 18.75   |        |
|          | Mur intérieur    | 29.13   |        |
|          | Revenant $N_7$   | 899.01  |        |
| TOTAL    | /                | 1032.29 | 123.65 |
| $N_9$    | Plancher courant | 85.4    |        |
|          | Poteau           | 18.75   |        |
|          | Mur intérieur    | 29.13   |        |
|          | Revenant $N_8$   | 1032.29 |        |
| TOTAL    | /                | 1165.57 | 133.25 |
| $N_{10}$ | Plancher courant | 85.4    |        |
|          | Poteau           | 18.75   |        |
|          | Mur intérieur    | 29.13   |        |
|          | Revenant $N_9$   | 1165.57 |        |
| TOTAL    |                  | 1298.85 | 144    |

On a :

$$\begin{cases} G = 1298.85 \text{ KN} \\ Q = 144 \text{ KN} \end{cases}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime  $N_u$  de 10%, tel

que :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(1298.85) + 1.5(144) = 1969.48$$

$$N_{umaj} = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q) = 1.1(1969.48) = 2166.43 \text{ KN}$$

## II.4.2 Vérification de la section de poteau

### II.4.2.1 Compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{umaj}}{B} \leq \bar{\sigma} \quad \text{telque :} \quad \bar{\sigma} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_{umaj}}{\bar{\sigma}}$$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_{umaj}}{\bar{\sigma}} \rightarrow B = \frac{2166.43 \times 10^3}{14.16} = 0.153 \text{ m}^2$$

On a :

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.25 \geq 0.153 \text{ m}^2 \text{ ( condition vérifiée).}$$

le tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

**Tableau II.12 – Vérification à la compression simple du poteau P de tous les niveaux.**

| Niveau      | $N_u(\text{KN})$ | Sections       | $B \geq B_{calculé}$ |                           | Observation |
|-------------|------------------|----------------|----------------------|---------------------------|-------------|
|             |                  |                | $B(\text{m}^2)$      | $B_{calculé}(\text{m}^2)$ |             |
| Sous-sol    | 2166.43          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.153                     | Vérifiée    |
| RDC         | 1950.73          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.137                     | Vérifiée    |
| 1ère étage  | 1736.97          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.122                     | Vérifiée    |
| 2ème étage  | 1524.11          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.107                     | Vérifiée    |
| 3 ème étage | 1311.34          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.092                     | Vérifiée    |
| 4 ème étage | 1097.59          | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.077                     | Vérifiée    |
| 5 ème étage | 880.69           | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.062                     | Vérifiée    |
| 6 ème étage | 635.22           | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.044                     | Vérifiée    |
| 7 ème étage | 408.79           | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.028                     | Vérifiée    |
| 8 ème étage | 179.19           | $50 \times 50$ | 0.25                 | 0.012                     | Vérifiée    |

### II.4.2.2 Vérification au flambement

L'effort normal ultime ( $N_u$ ) agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{umaj} \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{C.B.A.93.B.8.4.1}).$$

Avec :

★  $A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en ( $mm^2$ ).

$$A = \max(A_{BAEL}; A_{RPA})$$

$$\begin{cases} A_{BAEL} = \max(4cm^2/m \text{ depérimètre}, 0.2\% B) \\ A_{RPa} = 0.8\% B(\text{ zone } \Pi_a) \end{cases}$$

★  $B_r$  : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie en ( $cm^2$ )  $B_r = (h - 2) \times (b - 2)$

★  $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

★  $N_u$  : Effort normal (en N).

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.5 \end{cases}$$

★  $\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = 1.5 \end{cases}$$

**Tableau II.13 – Vérification au flambement.**

| Niveau      | $N_u(KN)$ | Sections | i (m) | $\lambda$ | $\alpha$ | $B \geq B_{calculé}$ |                    | Observation |
|-------------|-----------|----------|-------|-----------|----------|----------------------|--------------------|-------------|
|             |           |          |       |           |          | $B(m^2)$             | $B_{calculé}(m^2)$ |             |
| Sous-sol    | 2166.43   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.153              | Vérifiée    |
| RDC         | 1950.73   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.137              | Vérifiée    |
| 1ère étage  | 1736.97   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.122              | Vérifiée    |
| 2ème étage  | 1524.11   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.107              | Vérifiée    |
| 3 ème étage | 1311.34   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.092              | Vérifiée    |
| 4 ème étage | 1097.59   | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.077              | Vérifiée    |
| 5 ème étage | 880.69    | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.062              | Vérifiée    |
| 6 ème étage | 635.22    | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.044              | Vérifiée    |
| 7 ème étage | 408.79    | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.028              | Vérifiée    |
| 8 ème étage | 179.19    | 50 × 50  | 0.141 | 14.55     | 0.88     | 0.25                 | 0.012              | Vérifiée    |

## II.5 Conclusion

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments de l'ouvrage a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des éléments secondaires de l'ouvrage.

---

---

## **CHAPITRE III**

---

### **CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES**

## III.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires suivants :

- ♣ l'acrotère.
- ♣ les escaliers.
- ♣ les planchers (dalle pleine).
- ♣ ascenseur.
- ♣ balcon.

## III.2 Etude de l'acrotère :

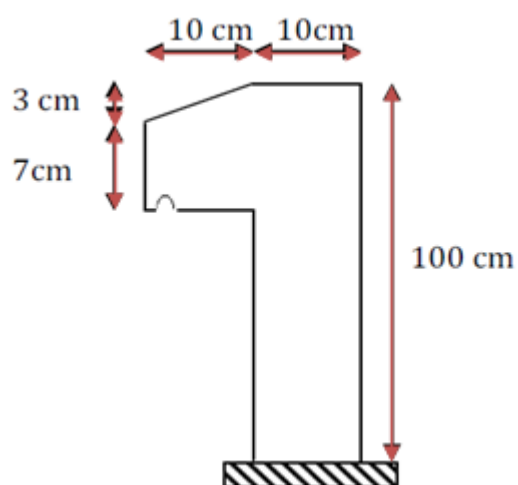
L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastré à sa base, due aux charges suivantes :

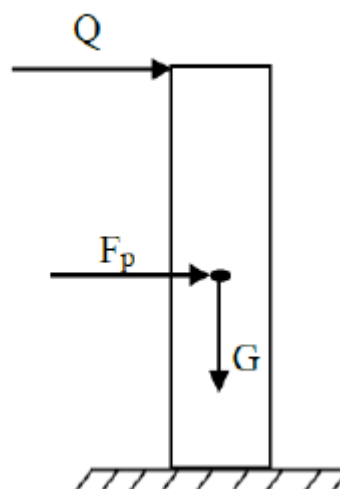
- ♣ Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- ♣ Une force horizontale due à une main courante  $Q=1.5 \text{ kN/ml}$ .
- ♣ Une force latérale due à l'effet sismique FP.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de **1m** linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**ELU**, et à l'**ELS**.



**Figure III.1** – Vue en plan de acrotère pour terrasse accessible



**Figure III.2** – Modèle de calcul de l'acrotère.

### III.2.1 Hypothèses de calcul

- ♣ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ♣ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ♣ Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

#### III.2.1.1 Évaluation des charges et surcharges :

$$S = 0.1 \times 1 + 0.07 \times 0.1 + \frac{0.1 \times 0.03}{2}$$

$$S = 0.1085m^2$$

**Tableau III.1** – Charges et surcharges.

| Surface<br>( $m^2$ ) | Poids propre<br>(KN/ml)   | Enduit ciment intérieur (KN/ml) | Enduit ciment extérieur (KN/ml) | G<br>(KN/ml) | Q<br>(KN/ml) |
|----------------------|---------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------|--------------|
| 0.1085               | $25 \times 0.1085 = 2.71$ | $0.015 \times 18 = 0.27$        | $0.015 \times 18 = 0.27$        | 3.05         | 1.5          |

- Vérification au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA art 6.2.3})$$

$F_p$  : force horizontale due au séisme.

♣  $A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage zone II a,  $A = 0.15$ ).

♣  $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1 du RPA99**).

♣  $W_p$  : Poids de l'acrotère.

Pour notre cas :

$$\begin{aligned} \text{- Zone IIa (Mila).} \quad & \begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 3,43KN \end{cases} \\ F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.43 & \rightarrow F_p = 1.6464KN \end{aligned}$$

### III.2.1.2 Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_g, Y_g)$  :

$$Y_g = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 0,53m \quad X_g = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 0,14m$$

$$Y_g = \frac{(1 \times 0,1) \times 0,5 + (0,07 \times 0,1) \times 0,935 + (0,5 \times 0,1 \times 0,03) \times (0,01 + 0,97)}{0,1085} = 0.53m$$

La section la plus dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement (à la base), les sollicitation sont :

$$N_G = 3,05KN \rightarrow M_G = 0KN$$

$$N_Q = 0KN \rightarrow M_Q = Q \times h = 1,5 \times 1 = 1,5KN.m$$

$$N_{fp} = 0KN \rightarrow M_{fp} = 1,6464 \times 0,53 = 0,87KN.m$$

## III.2.1.3 Combinaison d'actions

Tableau III.2 – Combinaisons d'action de l'acrotère.

| Sollicitation          | RPA99     | E L U        | E L S |
|------------------------|-----------|--------------|-------|
| Combinaison de charges | G + Q + E | 1.35G + 1.5Q | G + Q |
| N (KN)                 | 3.05      | 4.1175       | 3.05  |
| M (KN.m)               | 2.37      | 2.25         | 1.5   |

Donc, la combinaison qui donne les sollicitation les plus importants est ELU pour l'effort normal et la combinaison accidentelle pour le moment.

## III.2.1.4 Calcul de l'excentricité à l'ELU

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.25}{4.1175} = 0.546 \\ \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016m \end{array} \right. \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer ( $e_1$ ) par, (e) qui est l'excentricité réelle de calcul tel que :  $e = e_1 + e_2 + e_a$ .

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} e_1 : \text{l'excentricité structurale} \\ e_2 : \text{excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.} \\ e_a : \text{l'excentricité additionnelle raduisant les imperfections géométriques initiales.} \end{array} \right.$

$$e_2 = \max(2cm; \frac{l}{250}) = 2cm$$

l : longueur de la pièce = 100 cm.

$$e_a = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) \text{ BAEL (art A4.3.5)}$$

$l_f$  : longueur de flambement de la pièce :  $l_f = 2 \times h = 2m$

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement = 10 cm

$\alpha$  : la rapport du moment du premier ordre :

$$\alpha = \frac{M_c}{M_c + M_Q}$$

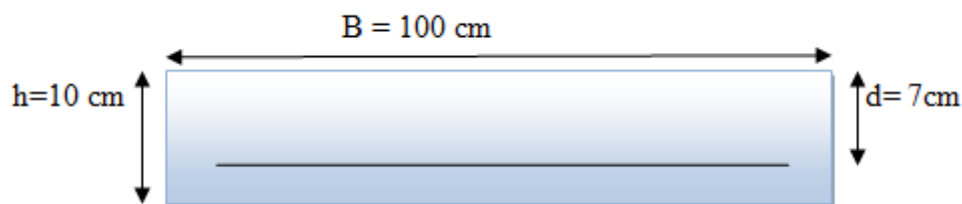
$$\alpha = \frac{0}{0 + 15} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 2^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.024m$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,48 + 0,024 + 0,02$$

$$e = 0,52m$$



**Figure III.3 –** Section de l'acrotère à ferrailler

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 4.1175 \text{ KN et } M_u = N_u \times e = 4.1175 \times 0.52 = 2.14 \text{ KN.m}$$

### III.2.1.5 Calculer de ferrailage : BAEL91

On calcule les armatures à l' ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

La section de calcule est rectangulaire de largeur  $b=1m$  et de hauteur  $h=0.1m$  ;  $d=0.07m$

✓ **Calcul en Flexion Simple :**

| $f_{c28}$ (Mpa) | $f_{bu}$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $f_e$ (Mpa) | $f_{t28}$ (Mpa) | d (cm) | c (cm) |
|-----------------|----------------|------------------|-------------|-----------------|--------|--------|
| 25              | 14.16          | 348              | 400         | 2.1             | 7      | 3      |

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 2.4 + 4.1175 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 2.48 \text{ KN.m}$$

►  $M_{UG}$  et  $N_U$  : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

►  $M_{ua}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b + d^2 f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14.16} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_u = 0 \text{ (pas des armatures comprimées)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.044$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.069m$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_s} = \frac{2.49 \times 10^6}{69 \times 348} \Rightarrow A_{u1} = 1.036cm^2$$

La section à la flexion composée est :

$$A_s = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 103.6 - \frac{4.1175 \times 10^3}{348} = 0.92cm^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1)**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 70 \frac{2.1}{400} = 0.85cm^2$$

$$\text{Donc } A_{min} < A_s \text{ on adopte pour } 4HA8 = 2,01 cm^2$$

✓ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = \min(3h; 33cm) = \min(30; 33) = 30cm$$

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025cm^2 \text{ On adopte } 4HA6 = 1.13cm^2$$

● **Calcul à l'ELS :**

$$d = 0.07m; N_{ser} = 3.05KN; M_{ser} = 1.5KN.m$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e = \frac{1.5}{3.05} \Rightarrow e = 0.49m$$

$$e > \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{0.1}{6} = 0.016m$$

Donc : nous avons une section partiellement comprimée on calculera la section en flexion simple sous l'effort d'un moment fléchissant par rapport au centre de gravité des armatures tendus

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser}(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{ser/A} = 1500 + 3050(0.07 - \frac{0.1}{2})$$

$$M_{ser/A} = 1561N.m$$

✓ Calcul de moment limite de service  $M_1$  :

$$M_1 = \mu_r b d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) \quad \alpha_r = \frac{(15\sigma_{bc})}{15\sigma_{bc} + \sigma_s}$$

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

✓ La contrainte d'acier : fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right); \eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = \min(266.66; 240)$$

$$\sigma_s = 240MPa$$

Donc :

$$\alpha_r = 0.484 \quad \mu_r = 0.203$$

$$M_1 = 0.203 \times 1000 \times 70^2 \times 15$$

$$M_1 = 14.92MN.m$$

$$Z = d\left(1 - 0.4\frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$Z = 0.065m$$

$$A_s = \frac{M_{ser/A}}{Z \times \sigma_s} = \frac{1561 \times 10^3}{65 \times 240}$$

$$A_s = 1.00cm^2$$

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 100 - \frac{3050}{240}$$

$$A_{ser} = 0.87cm^2$$

Donc :

$$A_s = \max(0.87; 0.85; 0.92)$$

On adopter :  $A_{s1} = 0.91cm^2 \Rightarrow 4HA8$ .

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 1000 \times 70 \times \frac{520 - 0.45 \times 70}{520 - 0.185 \times 00070} = 0.81cm^2$$

Donc :  $A_s = A_{s1}$

✓ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » :

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

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15, 4MPa) = 2.5MPa$$

$$V_u = 1.5 \times (F_p + Q) = 1.5(1.6464 + 1.5) = 4.72KN$$

$$\bar{\tau} = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{4.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.059MPa \dots \dots \dots cv$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### Shéma de ferrailage

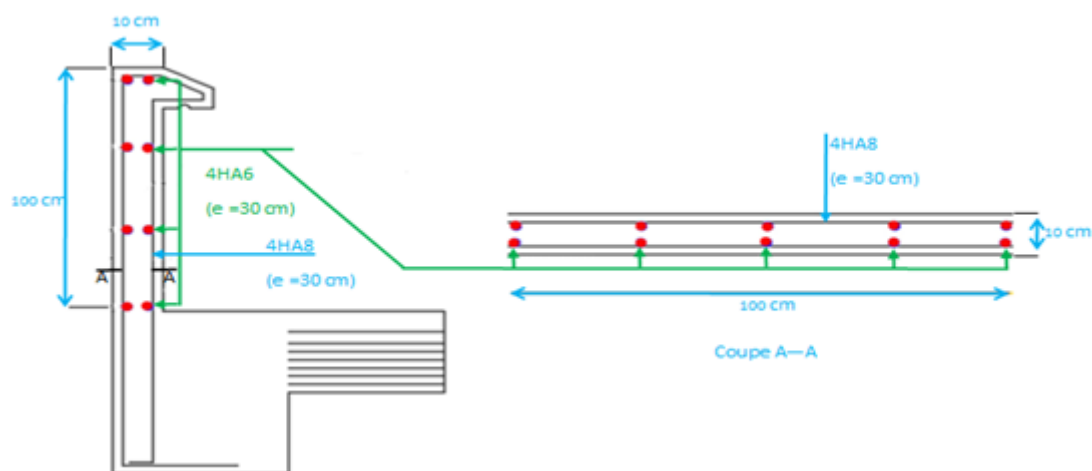


Figure III.4 – Shéma de ferrailage d'un acrotère

## III.3 Les escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferrailler comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h. Dans cet ouvrage nous avons un seul types d'escaliers, celui des étages courants et celui du RDC.

### III.3.1 Charge et surcharge

$$\begin{aligned} \text{Volée} \left\{ \begin{array}{l} G_v = 8.39 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \\ \text{Volée} \left\{ \begin{array}{l} G_p = 4.97 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

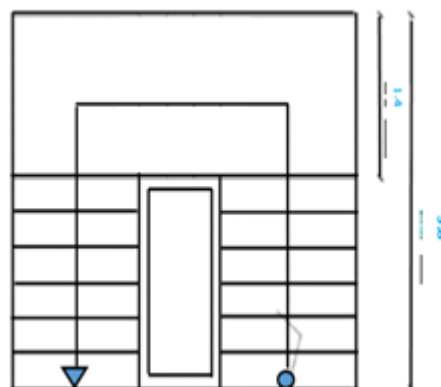
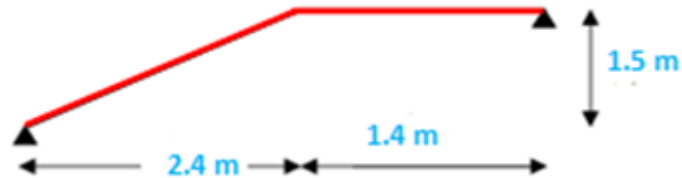


Figure III.5 – Vue en plan (escalier)

### III.3.2 Schéma statique



### III.3.3 Combinaison des charges

A l'état limite ultime :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'état limite de service :  $q_{ser} = G + Q$

- **Volée :**

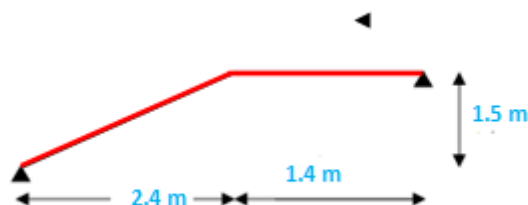
$$\begin{cases} q_u = 15.07 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = 15.07 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Palier :**

$$\begin{cases} q_u = 10.89 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = 7.47 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

### III.3.4 Calcul des sollicitations

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections .



### III.3.4.1 Calcul des réactions

★ **ELU**

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 3.8R_A - (15.07 \times 2.6 \times 2.4) - (10.89 \times 0.7 \times 1.4) = 0$$

$$R_A = 27.56 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (15.07 \times 2.4) + (10.89 \times 1.4)$$

$$R_B = 23.84 \text{ KN}$$

★ **ELS**

$$\Sigma /B = 0 \Rightarrow 3.8R_A - (10.46 \times 2.6 \times 2.4) - (7.47 \times 0.7 \times 1.4) = 0$$

$$R_A = 19.10 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.46 \times 2.4) + (7.47 \times 1.4)$$

$$R_B = 16.46 \text{ KN}$$

### III.3.4.2 Calcul des moments et efforts tranchants

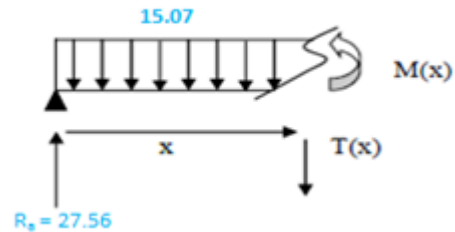
★ **ELU**

Pour :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

**Effort tranchant :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 27.56 - 15.07x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 27.56 \text{ KN} \\ x = 2.4 \text{ m} \rightarrow T(x) = -8.61 \text{ KN} \end{cases}$$



**Moment fléchissant :**

$$M(x) = 27.56x - 15.07 \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 15.07x - 27.56 = 0 \Rightarrow x = 1.8$$

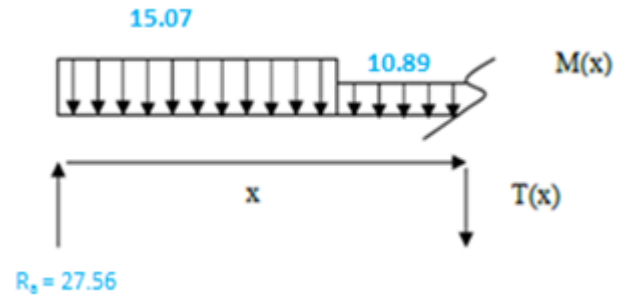
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.82 \rightarrow M(x) = 25.09 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 22.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour :  $2.4 \leq x \leq 3.8m$

**Effort tranchant :**

$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow T(x) = -8.61 - 10.89(x - 2.4)$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \rightarrow T(x) = -8.61 \text{ KN} \\ x = 3.8 \text{ cm} \rightarrow T(x) = -23.86 \text{ KN} \end{cases}$$



**Moment fléchissant :**

$$M(x) = -5.445x^2 + 17.53x + 12.01 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10.89x + 17.53 = 0 \Rightarrow x =$$

$$\begin{cases} 1.61m \\ x = 1.61 \rightarrow M(x) = 26.12 \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 22.72 \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 0 \end{cases}$$

★ ELS

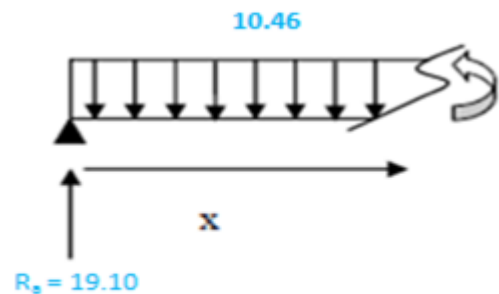
**Moment fléchissant :**

Pour :  $0 \leq x \leq 2.4$

$$M(x) = 19.10x + 10.46 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 10.46x - 19.10 = 0 \Rightarrow$$

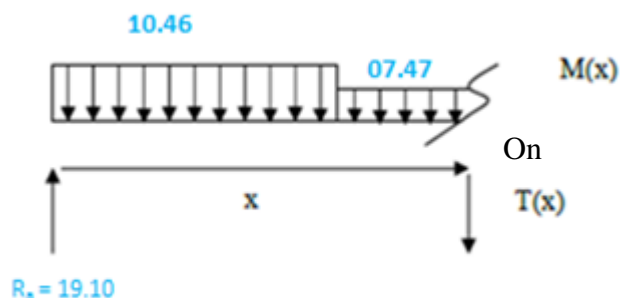
$$\begin{cases} x = 1.8m \\ x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.82 \rightarrow M(x) = 17.44 \text{ KN.m} \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 15.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Pour :  $2.4 \leq x \leq 3.8$

$$M(x) = -3.735x^2 + 11.924x + 8.6112 \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 7.47x - 11.924 = 0 \Rightarrow x = 1.60$$

$$\begin{cases} x = 1.6 \rightarrow M(x) = 18.13 \\ x = 2.4 \rightarrow M(x) = 15.72 \\ x = 3.8 \rightarrow M(x) = 0 \end{cases}$$



prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

$$M_u = 26.12 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 18.13 \text{ KN.m}$$

$$T = 23.86 \text{ KN}$$

Calcul des moments tenant compte de l'encastrement :

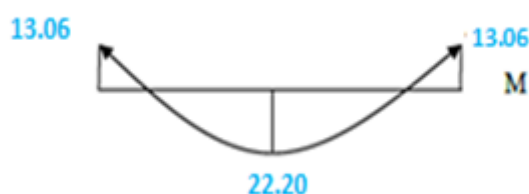
Le moment sur appuis :  $M_a = 0.5M_0$

Le moment sur tracée :  $M_t = 0.85M_0$

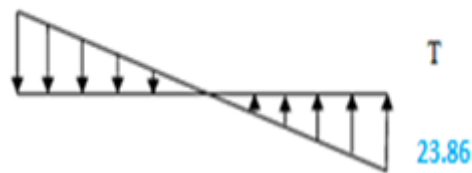
**Tableau III.3 –** Calculs des sollicitation du escalier

| Désignation | $M_0(\text{KN.m})$ | $M_a = 0.5M_0$ | $M_t = 0.85M_0$ | $T_u$ |
|-------------|--------------------|----------------|-----------------|-------|
| ELU         | 26.12              | 13.06          | 22.20           | 23.86 |
| ELS         | 18.13              | 9.07           | 15.41           | -     |

★ **ELU**

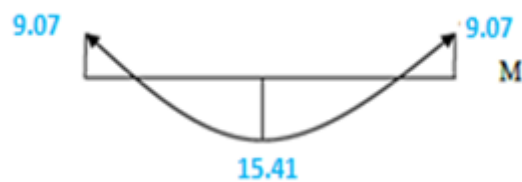


**Figure III.6 –** Diagramme de moment a l'ELU



**Figure III.7 –** Diagramme de effort tranchant

★ ELS

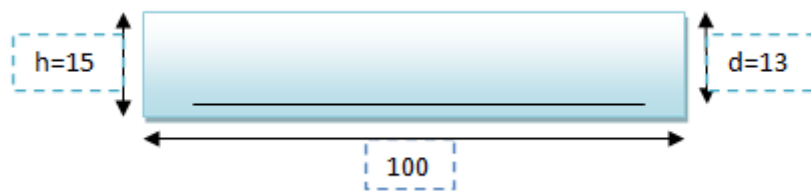


**Figure III.8 –** Diagramme de moment a l'ELS

### III.3.5 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.



## III.3.5.1 Armatures longitudinales

★ ELU :

| Données    |                                      |                   |       |      |
|------------|--------------------------------------|-------------------|-------|------|
| Géométrie  | Largeur de la poutre                 | B                 | 1     | M    |
|            | Epaisseur de la section              | H                 | 0.15  | M    |
|            | Epaisseur utile des aciers tendus    | D                 | 0.13  | M    |
|            | Epaisseur utile des aciers comprimés | C                 | 0.02  | M    |
| Matériau   | Contrainte de l'acier utilise        | $F_e$             | 400   | MPa  |
|            | Contrainte du béton a 28 jours       | $f_{c28}$         | 25    | MPa  |
|            | Conditions de fissuration            | Peu préjudiciable |       |      |
| Chargement | moment réduit limite                 | $\mu_l$           | 0.392 | KN.m |

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s Z}$$

Le tableau suivant représente des résultats de ferrailage :

**Tableau III.4 –** Tableau de ferrailage à l'ELU.

| Désignation | $M_u (KN.m)$ | $\mu$ | $\alpha$ | Z(cm) | $A^{cal} (cm^2)$ |
|-------------|--------------|-------|----------|-------|------------------|
| Travée      | 22.20        | 0.09  | 0.12     | 14    | 4.56             |
| Appuis      | 13.06        | 0.05  | 0.06     | 12.70 | 2.96             |

## a) Condition de non fragilité : (BAEL B.6.4)

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min})$$

**Tableau III.5 – Le choix de ferrailage longitudinal**

| Désignation | $A^{cal}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{max}(cm^2)$ | $A_{adp}(cm^2)$ |
|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Travée      | 4.56            | 1.57            | 4.56            | 5HA12=5.65      |
| Appuis      | 2.96            | 1.57            | 2.96            | 4HA10= 3.14     |

**b) Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_{max}}{4}$$

**Tableau III.6 – Le choix de ferrailage de répartition**

| Désignation | $A_t(cm^2)$ | $A_{adp}(cm^2)$ |
|-------------|-------------|-----------------|
| Travée      | 1.14        | 3HA8=1.51       |
| Appuis      | 0.39        | 3HA8=1.51       |

**c) Espacement entre les armatures : (BAEL A.8.2 ,42)****✓ Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h; 33cm) = 33cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25cm \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25cm \end{array} \right.$$

**✓ Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(4h; 45cm) = 45cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } S_t = \frac{100}{3} = 33cm \\ \text{Appuis : } S_t = \frac{100}{3} = 33cm \end{array} \right.$$

**III.3.6 Vérification à l'ELS****III.3.6.1 Etat limite d'ouverture de fissure**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

**III.3.6.2 Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

**La position de l'axe neutre :**

$$\frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

**Détermination du moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2 + nA'_s(d - y)$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée.

I : moment d'inertie.

n=15

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau III.7 – Vérification des contraintes à l'ELS.**

|        | $M_{ser}(KN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | y(cm) | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|--------|-----------------|-------------|-------|-----------|--------------------|--------------------------------------|
| Travée | 15.41           | 3.51        | 3.2   | 5602.64   | 8.8                | vérifiée                             |
| Appuis | 9.07            | 2.05        | 2.5   | 3650.60   | 6.2                |                                      |

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

**III.3.7 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b.d} \Rightarrow \frac{23860}{1000 \times 130} = 0.18MPa$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration et peu préjudiciable : (BAEL91 A.5.1,2.11)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{y_s}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

$$\tau_u = 0.18 \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa.....(cv)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.3.8 Vérification de la flèche (BAEL 91B.6.5.1 1 )

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec :  $h=0.15$  m et  $l = 3.8$ m.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.15}{3.8} = 0.039 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (\text{condition non vérifier}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \rightarrow 0.039 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots (\text{condition non vérifier}).$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

Les condition suivantes ne sont pas vérifier donc on est ramenée a effectuer un calcul de flèche.

- Calculer de la flèche par la méthode d'inertie fissurée

Il faut que :

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05cm + \frac{l}{1000} \quad (\text{BAEL B.6.5.2 , b.6.5.3})$$

Avec :

$I_{fi}$  : l'inertie fissurée

$E_i$  : module instantané de béton (  $E_i= 32164.2$  MPa )

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 1652.25cm^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.52$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} = 5.25$$

$$f = \frac{15.41 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 1652.25} = 0.028 \leq \bar{f} = 0.05cm + \frac{380}{1000} = 0.43cm$$

$$f = 0.028 \leq \bar{f} = 0.43 \text{ Donc la flèche est Vérifiée}$$

### Schéma de ferrailage

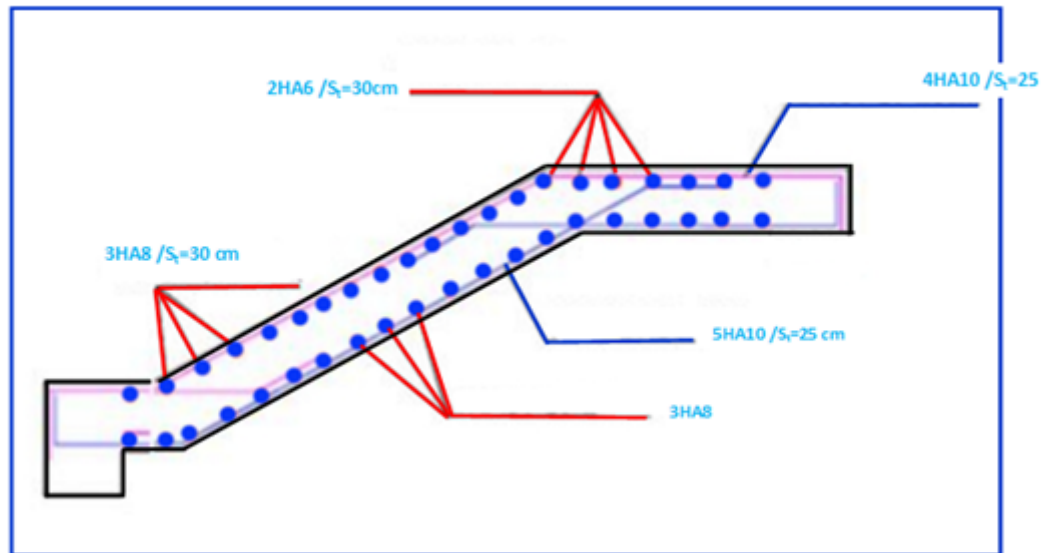


Figure III.9 – Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.3.9 Etude de la Poutre palier :

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

- La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier.
- La torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre.

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2.90 m, son schéma statique est le suivant :

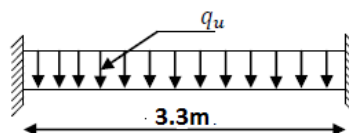


Figure III.10 – Schéma statique de la poutre palière.

### III.3.9.1 Pré dimensionnement

On a :  $L = 3.30 \text{ m} = 330 \text{ cm}$

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91** :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33 \rightarrow h = 30 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Exigences du RPA99/2003 : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow CV \\ b \geq 30 \text{ cm} \rightarrow CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \rightarrow CV \end{cases}$$

### III.3.9.2 Calcul à la flexion simple

- charges revenant à la poutre palière

- poids propre

$$G_0 = (b \times h) \times \rho = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$G_0 = 2.25 \text{ kN/m}$$

- Poids du mur  $P_{mur} = G_{mur} \times h_{mur} = 2.74 \times 1.5 = 4.11 \text{ KN/m}$

$$P_{mur} = 4.11 \text{ KN/m}$$

- **Reaction** La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B

$$(q_{escalier} = R_B)$$

#### ELU

$$q_{escalier} = 23.84 \text{ KN}$$

#### ELS

$$q_{escalier} = 16.46 \text{ KN}$$

Alors :

#### ELU

$$q_u = 1.35(G_0 + P_{mur}) + q_{escalier}$$

$$q_u = 32.07 \text{ KN/m}$$

#### ELS

$$q_s = G_0 + P_{mur} + q_{escalier}$$

$$q_s = 2.25 + 4.11 + 16.46 = 22.82 \text{ KN/m} \quad q_u = 1.35(2.25 + 4.11) + 23.48 = 32.07 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 22.82 \text{ KN/m}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant**

- **Effort tranchant**

- ELU**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32.07 \times 3.3}{2} = 52.92 \text{ KN}$$

$$V_u = 52.92 \text{ KN}$$

- ELS**

$$V_u = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{22.82 \times 3.3}{2} = 37.65 \text{ KN}$$

$$V_u = 37.65 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant**

- En travée**

- ELU**

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{32.07 \times 3.3^2}{24} = 14.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 14.55 \text{ KN.m}$$

- ELS**

$$M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{22.82 \times 3.3^2}{24} = 10.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 10.35 \text{ KN.m}$$

- Sur appuis**

- ELU**

$$M_{au} = -\frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{32.07 \times 3.3^2}{12} = -29.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -29.10 \text{ KN.m}$$

- ELS**

$$M_{as} = -\frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{22.82 \times 3.3^2}{12} = 20.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = -20.71 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage b = 30cm**

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$M_{tu} = 14.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.55 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.04$$

$$\mu_{bu} = 0.04 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\nu_{bu} = 0.04 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(\sqrt{1 - 1 - 2\mu_{bu}}) = 0.05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 264.6 \text{ mm}$$

– **Section des armatures**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.55 \times 10^6}{264.6 \times 348} = 158.01 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}; A_{calcul}) = \max(1.09; 1.58)$$

$$A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$M_{au} = -29.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.10 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.17} = 0.09$$

$$\mu_{bu} = 0.09 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot } A$$

$$\mu_{bu} = 0.09 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.11$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 258.12 \text{ mm}$$

– **Section des armatures**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{29.10 \times 10^6}{258.12 \times 348} = 323.9 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3.23 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}; A_{calcul}) = \max(1.09; 3.23)$$

$$A_s = 3.23 \text{ cm}^2$$

On prend :  $2HA16 = 4.02 \text{ cm}^2$

**Tableau III.8 – Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.**

| sections | M(KN.m) | b(cm) | d(cm) | $\mu_{bu}$ | $\alpha$ | Z(mm)  | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{adopt}(\text{cm}^2)$ |
|----------|---------|-------|-------|------------|----------|--------|------------------------|------------------------|--------------------------|
| Travée   | 14.55   | 30    | 27    | 0.04       | 0.05     | 264.6  | 1.58                   | 1.09                   | 2HA12=2.26               |
| Appuis   | 29.10   | 30    | 27    | 0.09       | 0.11     | 258.12 | 3.23                   | 1.09                   | 2HA16=4.02               |

### • Vérifications

#### – Vérification de la contrainte de cisaillement à la flexion simple

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{52.92 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

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

Donc :  $\tau_u = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV.}$

pas de risque de rupture par cisaillement.

#### l'espacement

D'après **CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 27; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

On adopte :  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### Armatures transversales :

$$A_{t1} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u + 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{300 \times 150 \times (0.60 + 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} = -3.75$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

### III.3.9.3 Calcul à la torsion :

#### ★ Moment de torsion :

Le moment est donné par l'expression suivante :

$$M_{torsion} = \frac{M_B \times l}{2}$$

Avec :

$M_B$  : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU

$$M_{torsion} = \frac{M_B \times l}{2} = \frac{14.55 \times 3.3}{2} = 24 KN.m$$

★ **Armatures longitudinales**

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ( $b \times h$ ) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur ( $e = \phi/6$ ) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

l'état limite ultime de torsion. Donc :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2\Omega \times f_e}$$

Avec :

–  $e$  : épaisseur de la paroi  $e = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$

–  $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.  $\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625cm^2$

$\Phi = \min(b, h)$  :Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section( $b \times h$ ) .

$\Phi = \min(30, 30) = 30cm$

–  $U$  : périmètre de la section.  $U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 100cm$

Donc :

$$A_l = \frac{24 \times 10^6 \times 1000 \times 1.15}{2 \times 62500 \times 400} = 552mm^2$$

$$A_l = 5.52cm^2$$

★ **Armatures transversales :**

$$A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2\Omega \times f_e} = \frac{24 \times 10^6 \times 150}{2 \times 625 \times 400} = 0.45cm^2$$

★ **Contrainte de cisaillement à la torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e}$$

$$\tau^{tor} = \frac{24 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 3.84MPa$$

On doit vérifier que :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec :

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{(\tau^{FS})^2 + (\tau^{torsion})^2}$$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{(0.65)^2 + (3.84)^2} = 3.9MPa$$

– Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33MPa$$

$$\tau_{total}^{tor} = 3.9MPa \leq \bar{\tau} = 3.33MPa \dots CV.$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

★ **Ferraillage globale**

**En travée**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 1.58 + \frac{5.52}{2} = 4.34cm^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3HA14 = 4.62cm^2$$

**Sur appuis**

$$A_t = A_t^{flexion} + \frac{A_t^{torsion}}{2} = 3.23 + \frac{5.52}{2} = 5.99cm^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3HA14 + 1HA14 = 6.16cm^2$$

**Armature transversales :**

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion}$$

**Flexion**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400}$$

$$A_t \geq 0.45cm^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.65 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} =$$

$$A_t \geq 0.03cm^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.03) = 0.45cm^2$$

**Torsion :**

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} / = \frac{0.4 \times 5 \times 15}{400}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = \frac{30 \times 15 \times 1.15(0.65 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400} =$$

$$A_t = 0.075cm^2$$

$$A_t = \frac{M_{torsion} \times S_t}{denominator} 2 \times \Omega \times F_{st})$$

$$A_t = \frac{24 \times 10^6 \times 150}{2 \times 62500 \times 348} = 82.75mm^2$$

$$A_t = 0.82cm^2$$

$$\text{Donc : } 0.45 + 0.82 = 1.27cm^2$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier : } 4HA8 = 2.01cm^2$$

– **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_l > (V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_l > (52.92 \times 10^3 + \frac{14.55 \times 10^6}{0.9 \times 270}) \times \frac{1.15}{400} = 324.29 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 5.52 \text{ cm}^2 > 3.24 \text{ cm}^2$$

– **Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**En travée**

$$M_{ts} = 10.35 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$n = 15 \quad A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} \times y^2 - 15(27 - y) \times 2.26 = 0$$

$$y = 6.76 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 16976.14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.35 \times 10^6 \times 67.6}{16976.14 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

**sur appuis**

$$M_{as} = 20.71 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$n = 15 \quad A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} \times y^2 - 15(27 - y) \times 4.02 = 0$$

$$y = 8.6 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = 26775.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.71 \times 10^6 \times 86}{26775.73 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 6.65 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.65 MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} 15 MPa \dots \dots \dots CV$$

**Tableau III.9 – Vérification a l'ELS de la poutre palière.**

| Sections | M(KN.m) | Y(cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Observation |
|----------|---------|-------|---------------------|---------------------|--------------------------------|-------------|
| Travée   | 10.35   | 6.76  | 16976.14            | 4.12                | 15                             | Vérifiée    |
| Appuis   | 20.71   | 8.6   | 26775.73            | 6.65                | 15                             | Vérifiée    |

– **Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne

s'imposera pas :

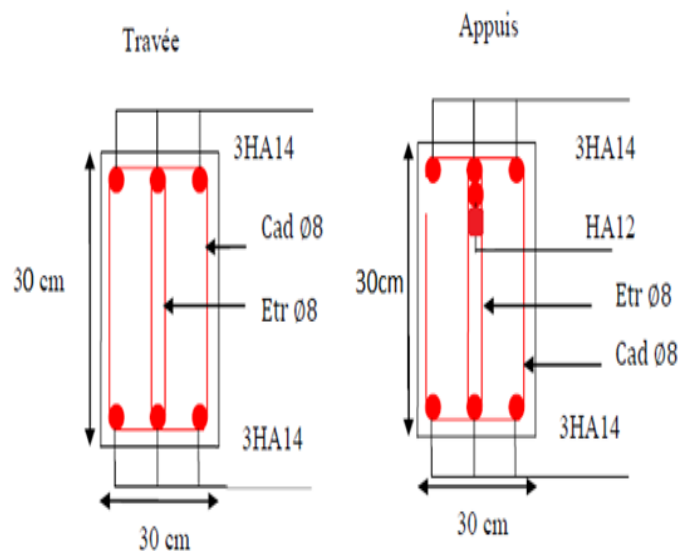
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow M_t = 0.85M_0 \rightarrow 0.090 \geq \frac{1}{10} = 0.085 \dots \dots (\text{condition vérifier}).$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.26}{30 \times 28} = 0.002 \leq 0.0105 \dots \dots (\text{condition vérifier})$$

Pas de risque de flèche de la poutre palière

**Schéma de ferrailage**



**Figure III.11 – Coupe vertical du bâtiment**

### III.4 Plancher en dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit le panneau la plus sollicitée.

#### III.4.1 Evaluation des charges

Dalle pleine en étage courant et RDC :  $G = 6.67 \text{ KN/m}^2$        $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

#### III.4.2 Dalle pleine en étage courant et RDC

a) **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.67 + 1,5 \times 1.5$$

$$q_u = 11.2545 \text{ KN/m}^2$$

b) **ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 6.67 + 1.5 = 8.17 \text{ KN/m}^2$$

Le rapport des deux dimensions de la plaque ( $\frac{l_x}{l_y}$ ), appelé aussi  $\rho$ , est nécessaire pour l'étude de dalles pleines.

Si :  $\rho \leq 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant  $l_x$ ). Si :  $\rho > 0,4 \rightarrow$

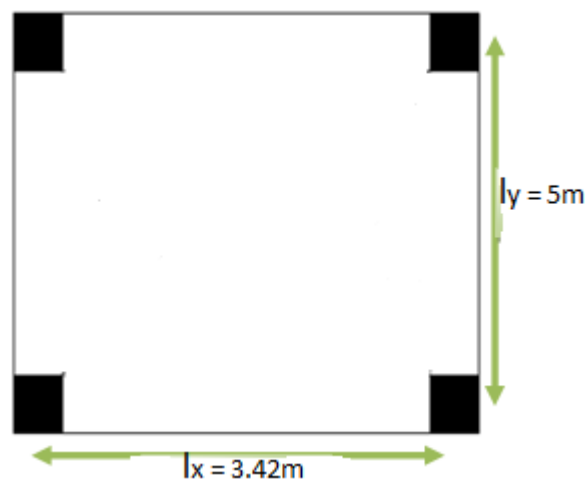
La dalle travaille suivant les deux sens.

$$l_x = 3.42 \text{ m};$$

$$l_y = 5.00 \text{ m};$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.42}{5.00} = 0.684 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas le moment sont déterminent suivant les deux direction  $l_x$  et  $l_y$



**Figure III.12 –** Vue en plan de panneau

### III.4.2.1 Calcul des moments

♣ Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u l_x^2$

♣ Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\nu$  et  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 \text{ à } l \text{ ELU} \\ 0.2 \text{ à } l \text{ ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1]

$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07 \\ \mu_y = 0.456 \end{cases} \quad \text{part interpolation}$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 9.21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 4.2 \text{ KN.m}$$

♣ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 3.15 \text{ KN.m}$$

♣ Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 4.6 \text{ KN.m}$$

### III.4.2.2 Ferrailages de la dalle

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 15 \text{ cm}$ ,  $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ ,

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

► Selon  $l_x$  :

✓ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.91 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.16} = 0.027$$

$$\mu_{bu} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ Pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.034$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.61 \text{ cm} = 0.1361 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{Z \times f_{st}} = \frac{6.91 \times 10^3}{0.1361 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{tx} = 4H A8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.61 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.16} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ Pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.023$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.38 \text{ cm} = 0.1338 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{Z \times f_{st}} = \frac{4.61 \times 10^3}{0.1338 \times 348} = 1.0 \text{ cm}^2$$

**Soit**  $A_{ax} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

► Selon  $L_y$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau III.10 –** Ferrailage de la dalle pleine en étage courant

|           | $M_u(N.m)$ | $\mu_{bu}$ | $A'_s(cm^2)$ | $\alpha$ | Z(cm) | $A_{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_{adp}(cm^2)$ |
|-----------|------------|------------|--------------|----------|-------|-----------------|-------|-----------------|
| En travée | 3.15       | 0.01       | 0            | 0.013    | 13.43 | 0.67            | 3HA8  | 1.51            |
| En appui  | 4.61       | 0.018      | 0            | 0.023    | 13.38 | 1.00            | 3HA8  | 1.51            |

### III.4.2.3 Condition de non fragilité

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h = e = 15 \text{ cm} & b = 100 \text{ cm} \\ A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.395 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_e \text{ E400} \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.684 \end{cases}$$

**Travée :**

$$\checkmark \text{ Sens } x - x : A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.395 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Sens } y - y : A_{ty} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Appuis :**

$$\checkmark \text{ Sens } x - x : A_{ax} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.395 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Sens } y - y : A_{ay} = 1.51 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures :**

★ **Travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(4h, 45cm) = 45cm \dots \text{vérifier}$$

★ **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(4h, 45cm) = 45cm \dots \text{vérifier}$$

### III.4.2.4 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{11.2545 \times 3.42 \times 5.00}{2 \times 3.42 + 5.00} = 16.25KN$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = \frac{11.2545 \times 3.42}{3} = 12.83KN$$

$$T_x^{max} = \max(T_x; T_y) = 16.25KN$$

$$\tau_u = \frac{16.25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12MPa < \bar{\tau}_u = 1.25MPa \dots \text{Vérifier}$$

### III.4.2.5 Vérification à l'ELS

a) **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$v = 0.2$$

$$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07592 \\ \mu_y = 0.5674 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 7.25KN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 4.11KN.m \end{cases}$$

► **Moment en travées :**

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0.75M_x = 5.4375KN.m \\ M_{yser}^t = 0.75M_y = 3.0825KN.m \end{cases}$$

► **En appui :**

$$M_{ser}^a = 0.5M_x = 3.625KN.m$$

a) **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

La position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$\frac{b}{3}y^3 - nA_s(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau III.11 – Vérification des contraintes à l'ELS**

|        | Sens | $M_{ser}(KN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | y(cm) | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\overline{\sigma_{bc}}(MPa)$ | Vérification |
|--------|------|-----------------|-------------|-------|-----------|--------------------|-------------------------------|--------------|
| Travée | x-x  | 5.4375          | 1.51        | 2.26  | 3438.71   | 3.57               | 15                            | OK           |
|        | y-y  | 3.0825          | 1.01        | 1.88  | 2377.85   | 2.44               |                               |              |
| Appuis |      | 3.625           | 1.01        | 1.88  | 2377.85   | 2.44               | 15                            | OK           |

### III.4.3 Dalle pleine en sous-sol

$$G = 4.11KN/m^2 \quad Q = 2.5KN/m^2$$

a) **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.11 + 1,5 \times 2.5$$

$$q_u = 9.30KN/m^2$$

b) **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 4.11 + 2.5 = 6.61KN/m^2$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{342}{500} = 0.684 > 0.4$  la dalle travaille dans les deux sens . Dans ce cas le moment sont déterminent suivant les deux direction  $l_x$  et  $l_y$

#### III.4.3.1 Calcul des moments

$$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07 \\ \mu_y = 0.456 \end{cases} \quad \text{part interpolation}$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 7.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 3.47 \text{ KN.m}$$

♣ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 5.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 2.60 \text{ KN.M}$$

♣ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 3.81 \text{ KN.m}$$

### III.4.3.2 Ferrailages

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On a : b = 100 cm, h = 15 cm, d = 0.9 h = 13.5 cm,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,

$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

• **Selon  $l_x$  :**

► **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.71 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.16} = 0.02$$

$$\mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ Pas d'aciers comprimés.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.025$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.365 \text{ cm} = 0.13365 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \times f_{st}} = \frac{5.71 \times 10^3}{0.13365 \times 348} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{tx} = 4H A8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

► **En appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.81 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.16} = 0.015$$

$$\mu_{bu} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \text{ Pas d'aciers comprimés.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.019$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 13.4298 \text{ cm} = 0.134298 \text{ m}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \times f_{st}} = \frac{3.81 \times 10^3}{0.133974 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{ax} = 3H A8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

• **Selon  $L_y$**

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau III.12 – Ferrailage de la dalle pleine en sous-sol**

|           | $M_u(N.m)$ | $\mu_{bu}$ | $A'_s(cm^2)$ | $\alpha$ | Z(cm)   | $A_{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_{adp}(cm^2)$ |
|-----------|------------|------------|--------------|----------|---------|-----------------|-------|-----------------|
| En travée | 2.60       | 0.01       | 0            | 0.013    | 13.4298 | 0.57            | 3HA8  | 1.51            |
| En appui  | 3.81       | 0.015      | 0            | 0.019    | 13.3974 | 0.82            | 3HA8  | 1.51            |

**III.4.3.3 Condition de non fragilité**

$$\begin{cases} h = e = 100cm & b = 100cm \\ A_x \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2} bh = 1.395cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.2cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.684 \end{cases} \quad \text{pour } f_e E400$$

**Travée :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } A_{tx} = 2.01cm^2 > A_s^{min} = 1.395cm^2$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } A_{ty} = 1.51cm^2 > A_s^{min} = 1.2cm^2$$

**Appuis :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } A_{ax} = 1.51cm^2 > A_s^{min} = 1.395cm^2$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } A_{ay} = 1.51cm^2 > A_s^{min} = 1.2cm^2$$

**Espacement des armatures :****► Travée :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \text{vérifier}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(4h, 45cm) = 45cm \dots \text{vérifier}$$

**► Appuis :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3h, 33cm) = 33cm \dots \text{vérifier}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(4h, 45cm) = 45cm \dots \text{vérifier}$$

#### III.4.3.4 Vérification de l'effort tranchant

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

$$\begin{aligned}\tau_u &= \frac{T_u^{max}}{bd} < \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 MPa \\ T_x &= \frac{q^u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{9.30 \times 3.42 \times 5.00}{2 \times 3.42 + 5.00} = 13.43 KN \\ T_y &= \frac{q_u l_x}{3} = \frac{9.30 \times 3.42}{3} = 10.6 KN \\ T_u^{max} &= \max(T_x; T_y) = 13.43 KN \\ \tau_u &= \frac{13.43 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.09 MPa < \overline{\tau}_u = 1.25 MPa.....Vérifier\end{aligned}$$

#### III.4.3.5 Vérification à l'ELS

a) **Evaluation des sollicitations à l'ELS :  $v = 0.2$**

$$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07592 \\ \mu_y = 0.5674 \end{cases}$$

$$\cdot \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} l_x^2 = 5.87 KN.m \\ M_y = \mu_y M_x = 3.33 KN.m \end{cases}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{xser}^t = 0.75 M_x = 4.4025 KN.m$$

$$M_{yser}^t = 0.75 M_y = 2.4975 KN.m$$

✓ **En appui :**

$$M_{ser}^a = 0.5 M_x = 2.935 KN.m$$

b) **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau III.13 – Vérification des contraintes à l'ELS

|        | Sens | $M_{ser}(KN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | y(cm) | $I(cm^4)$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\overline{\sigma}_{bc}(MPa)$ | Vérification |
|--------|------|-----------------|-------------|-------|-----------|--------------------|-------------------------------|--------------|
| Travée | x-x  | 4.4025          | 1.51        | 2.26  | 3438.71   | 2.9                | 15                            | OK           |
|        | y-y  | 2.4975          | 1.01        | 1.88  | 2377.85   | 1.97               |                               |              |
| Appuis |      | 2.935           | 1.01        | 1.88  | 2377.85   | 2.32               | 15                            | OK           |

## c) Vérification de la flèche (BAEL art B.7.5) :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = 0.043 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.0375 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \rho = \frac{A}{bd} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.05 \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_y} = 0.03 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.0375 \dots \dots \text{vérifiée} \\ \rho = \frac{A}{bd} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.05 \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

la flèche ne pas vérifiée

## • Calcule la flèche par la méthode d'inertie fissurée

$$f = \frac{M_t}{10 \times E_i \times I_{fi}} \leq \bar{f} = 0.05cm + \frac{L}{1000}$$

avec

$I_{fi}$  : l'inertie fissurée

$E_i$  : module instantané de béton ( $E_i=32164.2$  MPa)

$\sigma_s=348$  MPa

$\rho=0.0015$

$I_0=3438.71$  cm<sup>4</sup>

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.12$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho(2 + 3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = 14$$

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 1411.41cm^4$$

$$f = \frac{4.4025 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 1411.41} = 0.0097 \leq 0.05 + \frac{342}{1000} = 0.392cm$$

$$f = 0.0097cm \leq \bar{f} = 0.392cm \Rightarrow \text{donc la flèche est vérifiée}$$

### III.4.4 Schéma de ferrailage

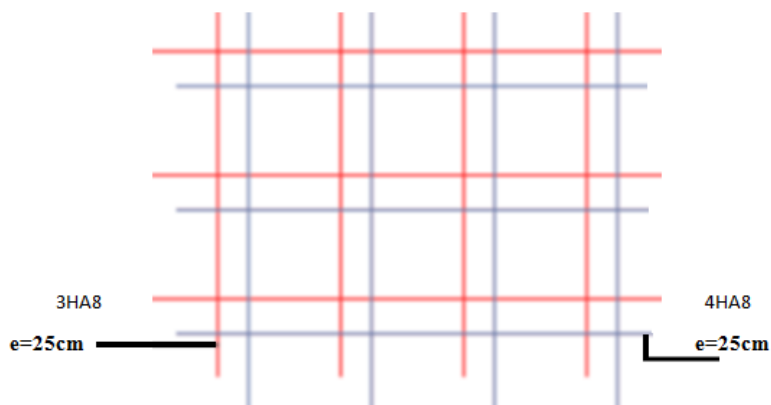
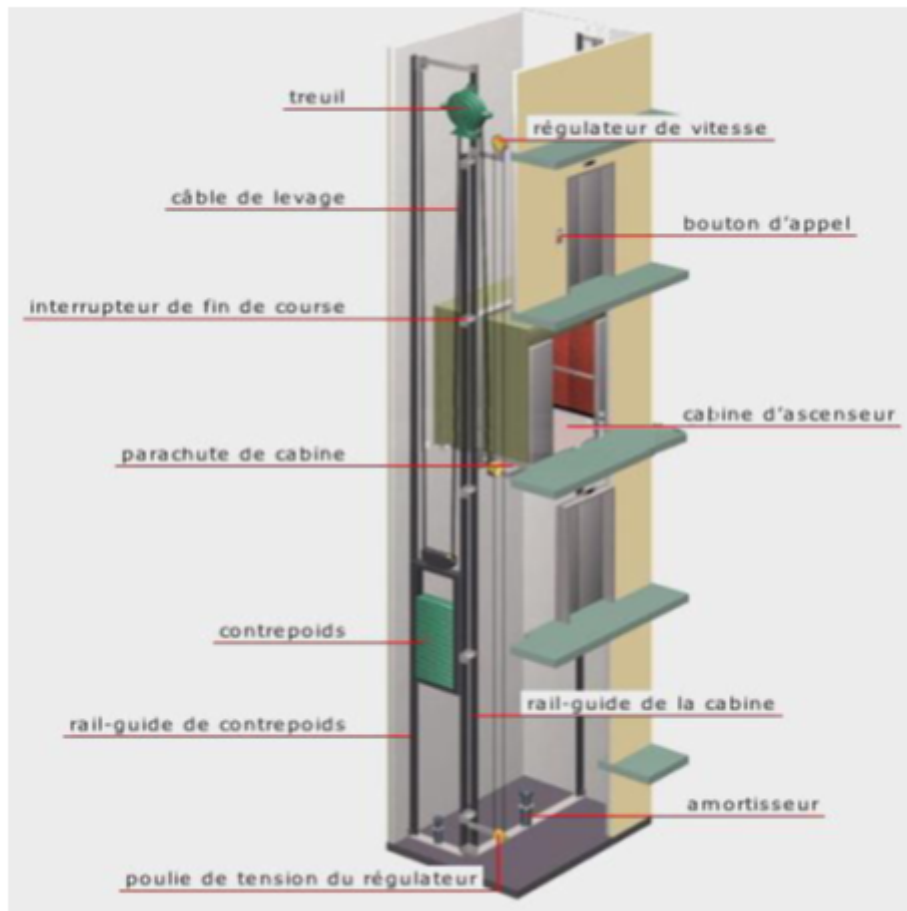


Figure III.13 – Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

## III.5 Étude l'ascenseur

### III.5.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids, les câbles).

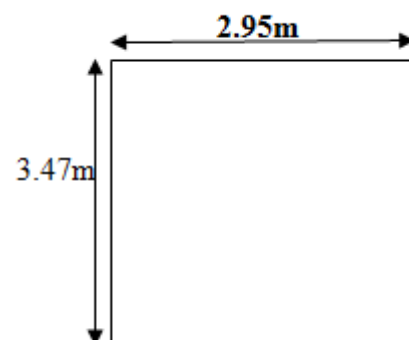


**Figure III.14** – Les éléments constituant un ascenseur

### III.5.2 Prédimensionnement

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

Nous avons deux conditions à vérifier :



a) **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \frac{295}{50} \leq e \leq \frac{295}{40}$$

$$5.9cm \leq e \leq 7.38cm$$

b) **Condition de l'E.N.A :**

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

On prend :  $e = 25cm$

### III.5.2.1 Détermination des charges et surcharges

a) **Charges permanentes :**

$$G = 30.12kN/m^2$$

b) **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,00kN/m^2$$

### III.5.3 Combinaison des charges

✓ **E.L.U** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 42.16kN/m^2$

✓ **E.L.S** :  $q_{ser} = G + Q = 31.12kN/m^2$

### III.5.4 Calcul des efforts

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

✓ **Calcul de « $\rho$ » :**

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 < 1$$

Donc : la dalle travail dans le deux sens.

- $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- $M_y = \mu_y M_x$

✓ **E.L.U :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.051 \rightarrow M_x = 18.71 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.685 \rightarrow M_y = 12.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 15.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 10.90 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.3M_x = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_y = 3.85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 5.61 \text{ KN.m}$$

**III.5.5 Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section  $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

On a :  $b=100 \text{ cm}$ ,  $h=25 \text{ cm}$ ,  $d=0.9h=22.5 \text{ cm}$ ,  $c=2 \text{ cm}$ ,  $\sigma_{bc} = 14, 17 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

**Tableau III.14 –** Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage.

|        | Sens | $M(\text{KN.m})$ | $\mu$ | $A'_s(\text{cm}^2)$ | $\alpha$ | Z(cm) | $A_{cal}(\text{cm}^2)$ | choix | $A_{adp}(\text{cm}^2)$ |
|--------|------|------------------|-------|---------------------|----------|-------|------------------------|-------|------------------------|
| Travée | x-x  | 15.90            | 0.02  | 0                   | 0.025    | 22.27 | 2.05                   | 6HA8  | 3.02                   |
|        | y-y  | 10.90            | 0.015 | 0                   | 0.018    | 22.33 | 1.76                   | 6HA8  | 3.02                   |
| Appuis |      | 5.61             | 0.008 | 0                   | 0.01     | 22.41 | 1.00                   | 6HA8  | 3.02                   |

► **Espacement**• **En travée :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifie}$$

• **Appuis :**

$$\text{Sens x-x : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Sens y-y : } esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifie}$$

► **Calcul des armatures transversales :**

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

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

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = 46.06 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 41.46 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 46.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46.03 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## III.5.6 Vérification

### III.5.6.1 Vérification des contraintes

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

► **Béton :**

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

► **Acier :**

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150\eta) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\eta = 1.6 \text{ pour HA}$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.051 \rightarrow M_x = 13.81 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.685 \rightarrow M_y = 9.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

● **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 11.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 8.04 \text{ KN.m}$$

● **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.3M_x = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3M_y = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 4.14 \text{ KN.m}$$

**En travée**

– **Sens x-x**

$$M_{tx} = 11.74 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$n = 15 \quad A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15(22.5 - y) \times 3.02 = 0$$

$$y = 4.08 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^2}{3} + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 = 0$$

$$I = 17634.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.74 \times 10^6 \times 40.8}{17634.03 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots cv$$

– **Sens y-y**

$$M_{ty} = 8.04 \text{ KN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$n = 15 \quad A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15(22.5 - y) \times 3.02 = 0$$

$$y = 4.08 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

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

$$I = 17634.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{8.04 \times 10^6 \times 40.8}{17634.03 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

### Sur appuiss

#### Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$n = 15 \quad A_s = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15(22.5 - y) \times 3.02 = 0$$

$$y = 4.08 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie :

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

$$I = 17634.03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.14 \times 10^6 \times 40.8}{17634.03 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

#### – La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

#### Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{15M_s(d - y)}{I}$$

#### ★ En travée

##### – Sens x-x

$$M_{tx} = 11.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 11.74 \times 10^6 (225 - 40.8)}{17634.03 \times 10^4} = 183.94 \text{ MPa}$$

– Sens y-y

$$M_{ty} = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 8.04 \times 10^6 (225 - 40.8)}{17634.03 \times 10^4} = 125.9 \text{ MPa}$$

★ En appuis

$$M_a = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 4.14 \times 10^6 (225 - 40.8)}{17634.03 \times 10^4} = 64.8 \text{ MPa}$$

**Tableau III.15** – Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

|        | Sens | $M(\text{KN.m})$ | $A_s(\text{cm}^2)$ | y(cm) | $I(\text{cm}^4)$ | $\sigma_{bc}(\text{MPa})$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Observation | $\sigma_{st}(\text{MPa})$ |
|--------|------|------------------|--------------------|-------|------------------|---------------------------|--------------------------|-------------|---------------------------|
| Travée | x-x  | 11.74            | 3.02               | 4.08  | 17634.03         | 2.71                      | 15                       | CV          | 183.94                    |
|        | y-y  | 8.04             | 3.02               | 4.08  | 17634.03         | 1.9                       | 15                       | CV          | 125.9                     |
| Appuis |      | 4.14             | 3.02               | 4.08  | 17634.03         | 0.95                      | 15                       | 64.8        | 201.63                    |

### III.5.6.2 Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} h=20\text{cm} & b=100\text{cm} \\ A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 2.15\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour } f_e E40 \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \end{cases}$$

**Travée :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } A_{tx} = 2.15\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.72\text{cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } A_{ty} = 2\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.6\text{cm}^2$$

**Appuis :**

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } A_{ax} = 2.15\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.72\text{cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } A_{ay} = 2\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1.6\text{cm}^2$$

### III.5.6.3 Vérification de la flèche : (BAEL 91)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées  
(B.A.E.L.91 modifié 99) :

Avec :

$$h=0.20\text{m} \quad \text{et} \quad l = 2.95\text{m}, \quad A_{stt} = 3.02\text{cm}^2$$

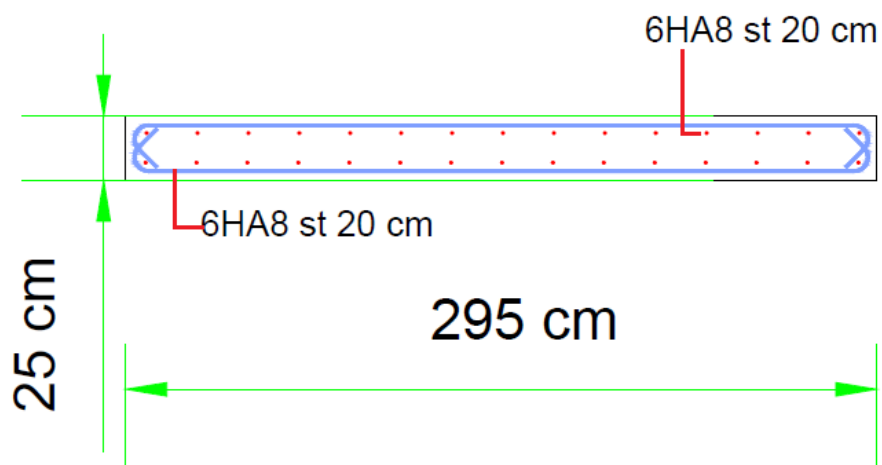
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.084 > 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

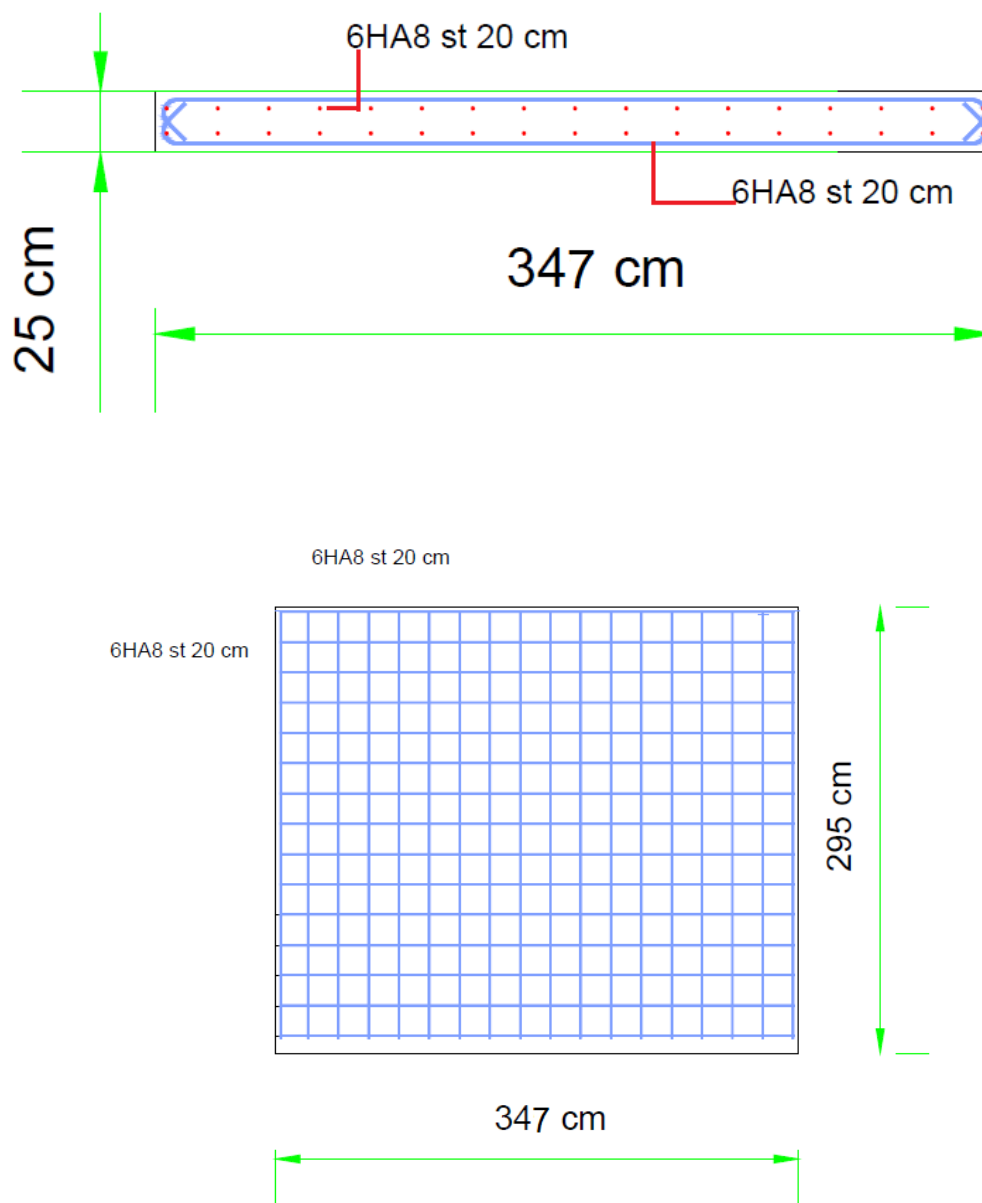
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.086 > 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

la flèche n'est pas nécessaire.

**Schéma de ferrailage**





**Figure III.15** – Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

## III.6 Balcon

Les balcons sont assimilés à des consoles de portées 1.0m, les balcons sont de même type en dalle pleine calculée comme des poutres de 1m de bande.

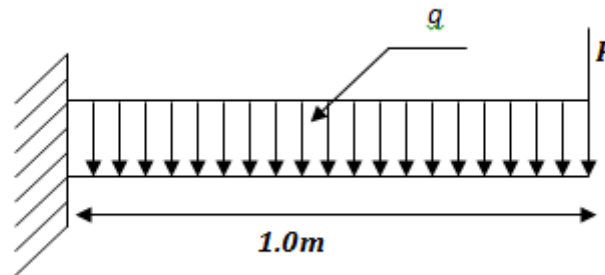


Figure III.16 – Schéma statique de balcon

### III.6.1 Evaluation des charges

$$G = 5.17 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 5.17 + 1,5 \times 3.5 = 12.23 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35P = 1.35 \text{ KN}$$

- ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 5.17 + 3.5 = 8.67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = P = 1 \text{ KN}$$

### III.6.2 Calcul des sollicitations :

- ELU :

$$M_u = \frac{q l^2}{2} + P_u l = \frac{12.23 \times 1^2}{2} + 1.35 \times 1 = 7.47 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + P_{ser} l = \frac{8.67 \times 1^2}{2} + 1 \times 1 = 5.36 \text{ KN}$$

### III.6.3 Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul effectuera donc à l'ELS et l'ELU. Le balcon soumis à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

✓ état limite de résistance (ELU)

On a :

$$M_U = 7.47 \text{ KN.m}$$

$$q_u = 12.23 \text{ KN/m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Acier type 1 FeE400

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} + -$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.47 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.03$$

$$\mu_{bu} = 0.03 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.03 \leq \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 132.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_s}{\gamma_s}}$$

$$A_s = 1.61 \text{ cm}^2$$

a) Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

$$A_s = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Avec :  $S_t = 33cm$

**Tableau III.16 – Récapitulatif des résultats .**

| $M_u(KN.m)$ | $\mu_{bu}$ | A     | Z(cm) | $A^{cal}(cm^2)$ | $A^{min}(cm^2)$ | $A^{adopt}(cm^2)$ | $s_t$ |
|-------------|------------|-------|-------|-----------------|-----------------|-------------------|-------|
| 7.47        | 0.03       | 0.038 | 13.29 | 1.61            | 1.63            | 3.39              | 33    |

#### b) Les armatures de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85cm^2$$

On prend :  $3HA8 = 1.51cm^2$

Avec :  $S_t = 33cm$

#### III.6.3.1 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{13.58 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.10MPa$$

La fissuration es préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4)$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = 0.10MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$  : Pas de risque de cisaillement, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### III.6.4 Vérification a l'ELS

##### a) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 - 15(13.5 - y) \times 3.39 = 0$$

$$y = 3.23 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

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

$$I = 6486.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.36 \times 10^6 \times 32.3}{6486.57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

**La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_s(d - y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 5.36 \times 10^6 (135 - 32.3)}{6486.57} = 127.29 \text{ MPa}$$

**Tableau III.17 –** Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

|        | Sens | M<br>(KN.m) | $A_s(\text{cm}^2)$ | y (cm) | $I(\text{cm}^4)$ | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Obser<br>vation | $\sigma_{st}(\text{MPa})$ | $\overline{\sigma_{st}}$ | Obser<br>vation |
|--------|------|-------------|--------------------|--------|------------------|------------------------|--------------------------|-----------------|---------------------------|--------------------------|-----------------|
| Travée | x-x  | 5.36        | 3.39               | 3.23   | 6486.57          | 2.66                   | 15                       | CV              | 127.92                    | 201.63                   | CV              |

**b) Vérification de la flèche : BAEL 91(article B.6.5.1)**

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

pas :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \frac{0.15}{1} = 0.15 > 0.062 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \frac{0.15}{1} = 0.15 > 0.085 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 < 0.0105 \dots \text{CV}$$

**Schéma de ferrailage :**

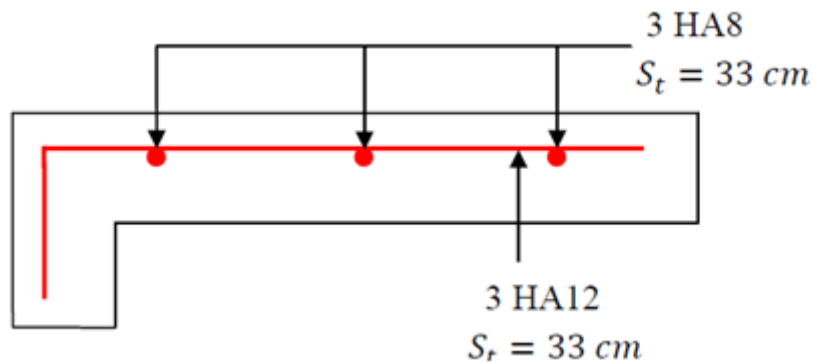


Figure III.17 – Schéma de ferrailage du balcon

## III.7 Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination le ferrailage des élément secondaires de notre structure , avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le **BAEL91/99** et le **RPA99/2003**.

- Après les calculs on trouve :
  1. L'acrotère :
    - Les armatures longitudinales : **4HA8**
    - Les armatures transversales : **4HA6**
  2. Les escaliers :
    - Les armatures longitudinales :
 

Appuis : **4HA10**      travée : **5HA12**
    - Les armatures transversales :
 

Appuis : **3HA8**      travée : **3HA8**
  3. La dalle pleine :
    - Sens x-x
 

Appuis : **3HA8**      travée : **4HA8**
    - Sens y-y
 

Appuis : **3HA8**      travée : **3HA8**
  4. L'ascenseur :

- Sens x-x

Appuis : **6HA8**      travée : **6HA8**

- Sens y-y

Appuis : **6HA8**      travée : **6HA8**

---

---

## CHAPITRE IV

---

### ÉTUDE DYNAMIQUE

## IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité.

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des 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 occupants. On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utilisé est le **ROBOT**.

### A- But de l'étude parasismique :

L'étude parasismique va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement la sollicitation engendrée par un éventuel séisme à différents niveaux de la structure.

## IV.2 Méthodes de calcul :

Selon **RPA99 addenda 2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## IV.3 Choix de la méthode de calcul :

### IV.3.1 Critères de classification par RPA 99 version 2003 :

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies

sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONE II : sismicité moyenne.

ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE II'.

● **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur est 30m(ne dépasse pas 48 m). (Groupe d'usage 2)

Le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale** du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

régularité en plan et en élévation.

$H=30m > 8$  niveaux.

## IV.4 Calcul de la force sismique V par la méthode statique

La force sismique équivalente V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\text{Dans ce cas : } \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

**Tableau IV.1 – Coefficient d'Accélération de Zone « A »**

| /      | ZONE |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|
| Groupe | I    | IIa  | IIb  | III  |
| 1A     | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.40 |
| 1B     | 0.12 | 0.20 | 0.25 | 0.30 |
| 2      | 0.10 | 0.15 | 0.20 | 0.25 |
| 3      | 0.07 | 0.10 | 0.14 | 0.18 |

- **R : Coefficient de comportement global de la structure** Dans ce projet  $R = 3.5$ .
- **Q : facteur de qualité.** La facteur de qualité de la structure est fonction de :
  - ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
  - ✓ La régularité en plan et en élévation.
  - ✓ la qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum p_q$  **RPA (Formule 4-4)**

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.2 – Valeurs des pénalités  $P_q$ .

| Critère Q                                                | Sens x      |          | Sens y      |          |
|----------------------------------------------------------|-------------|----------|-------------|----------|
|                                                          | Observation | Pénalité | Observation | Pénalité |
| 1- Conditions minimales sur les files de contreventement | Non         | 0.05     | Non         | 0.05     |
| 2- Redondance en plan                                    | Oui         | 0.00     | Oui         | 0.00     |
| 3- Régularité en plan                                    | Oui         | 0.00     | Oui         | 0.00     |
| 4- Régularité en élévation                               | Oui         | 0.00     | Oui         | 0.00     |
| 5- Contrôle de qualité des matériaux                     | Non         | 0.05     | Non         | 0.05     |
| 6- Contrôles de qualité des d'exécution                  | Non         | 0.1      | Non         | 0.1      |

Donc :  $Q_x = Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$

• **W : poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids  $w_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum w_i \text{ avec } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

$w_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$w_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

**Tableau IV.3 – Valeurs du coefficient de pondération**

| Cas $n^{\circ}$ | Système de contreventement                                        | $\beta$ |
|-----------------|-------------------------------------------------------------------|---------|
| 1               | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés                      | 0.20    |
|                 | Bâtiments recevant du public temporairement :                     |         |
| 2               | Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions | 0.30    |
|                 | Avec places debout                                                | .       |
| 3               | Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec | 0.40    |
| 4               | Places assises                                                    |         |
| 5               | Entrepôts, hangars                                                | 0.50    |
|                 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés         | 1.00    |
|                 | Autres locaux non visés ci-dessus                                 | 0.60    |

Donc :

$\beta = 0.2 \Rightarrow$  usage d'habitation.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvé est :  $W = 54717.92\text{KN}$

#### • D : Facteur d'amplification dynamique

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\text{Il est donné par l'expression suivante : } D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :

$\zeta$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, contreventement par voiles  $\zeta = 10\%$  prendrons donc un coefficient

moyen.

D'où  $\eta = 0.76$

$T_1$  et  $T_2$  : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : 
$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{tableau 4.7(RPA99)}$$

• **T : période fondamentale de la structure.**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

✓ 1<sup>er</sup> formule

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N = 30m$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$C_T = 0.05 \quad T = 0.05 \times 30^{3/4} = 0.64s$$

✓ 2<sup>eme</sup> formule

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

**D** : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

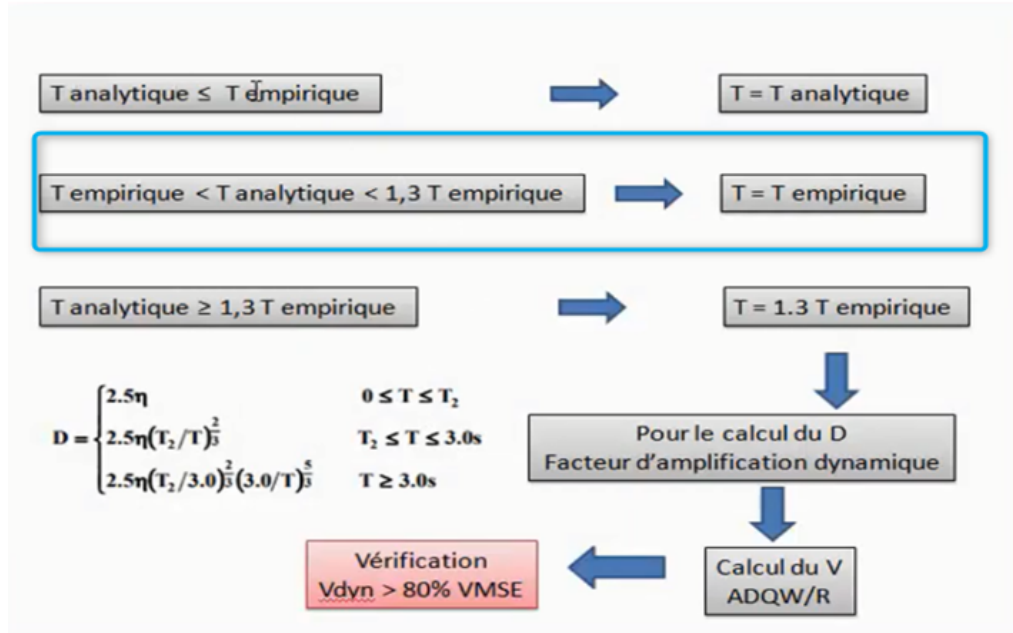
Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par :

$$\begin{cases} D_x = 22.94m; \text{ étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens } x \\ D_y = 28.40m; \text{ étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens } y \\ \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times 30}{\sqrt{22.94}} = 0.56s \\ T_y = \frac{0.09 \times 30}{\sqrt{28.40}} = 0.50s \end{cases} \end{cases}$$

**En prend :**

$$T_{emx} = \min(T, T_x) = \min(0.64s; 0.56s) \Rightarrow T_x = 0.56s$$

$$T_{emy} = \min(T, T_y) = \min(0.64s; 0.50s) \Rightarrow T_y = 0.50s$$



**Figure IV.1** – schéma pour calcul du facteur d'amplification dynamique -D-

**Donc D égale :**

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.56}\right)^{2/3} = 1.76s \\ D_y = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.50}\right)^{2/3} = 1.9s \end{cases}$$

**RPA** préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.56 \Rightarrow T_{sx} = 0.73s \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.50 \Rightarrow T_{sy} = 0.65s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :(RPA art 4, 2,3) [3]

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.2}{3.5} \times 54717.92 = 4952.75KN$$

$$V_{st} = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.2}{3.5} \times 54717.92 = 5346.72KN$$

## IV.5 Méthode dynamique modale spectrale

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{\tau}{\tau_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

## IV.6 Modélisation de la structure

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure c'est **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018**.

## IV.6.1 Modélisation

### IV.6.1.1 La structure contreventée par noyau central

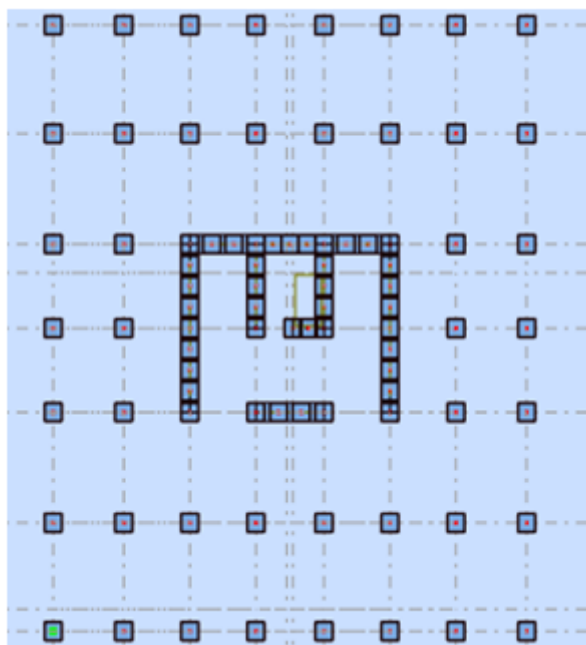


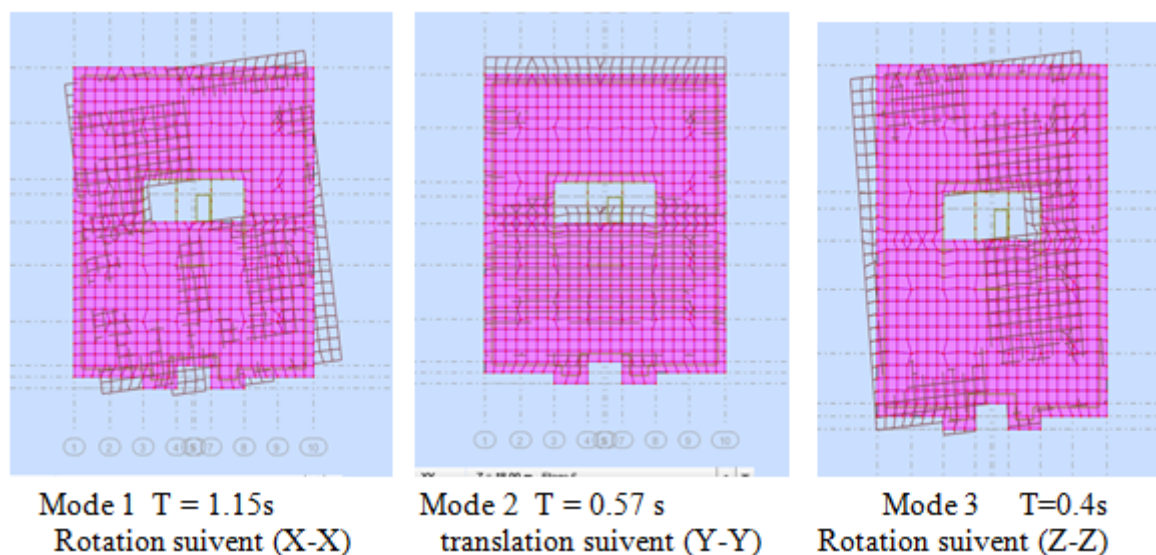
Figure IV.2 – Noyau central

Tableau IV.4 – Résumé des résultats de calcul.

| Mode | Période<br>[sec] | Masses Cu-<br>mulées UX<br>[%] | Masses Cu-<br>mulées UY<br>[%] | Masse<br>Modale UX<br>[%] | Masse<br>Modale UY<br>[%] | Tot.mas.UX<br>[kg] |
|------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|
| 1    | 1.15             | 20.88                          | 0.00                           | 20.88                     | 0.00                      | 5009010.18         |
| 2    | 0.57             | 20.88                          | 67.17                          | 0.00                      | 67.17                     | 5009010.18         |
| 3    | 0.40             | 69.52                          | 67.17                          | 48.64                     | 0.00                      | 5009010.18         |
| 4    | 0.29             | 76.61                          | 67.18                          | 7.09                      | 0.00                      | 5009010.18         |
| 5    | 0.14             | 76.95                          | 67.18                          | 0.34                      | 0.01                      | 5009010.18         |
| 6    | 0.13             | 76.95                          | 86.93                          | 0.00                      | 19.75                     | 5009010.18         |
| 7    | 0.12             | 90.32                          | 86.93                          | 13.37                     | 0.00                      | 5009010.18         |
| 8    | 0.10             | 90.32                          | 86.93                          | 0.00                      | 0.00                      | 5009010.18         |
| 9    | 0.10             | 90.32                          | 86.93                          | 0.00                      | 0.00                      | 5009010.18         |
| 10   | 0.10             | 90.32                          | 86.93                          | -                         | -                         | -                  |

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe x atteint les 90% au bout du 10 mode.

► **Les modes de vibrations :**



**Figure IV.3 –** Comportement de la structure sous la première disposition

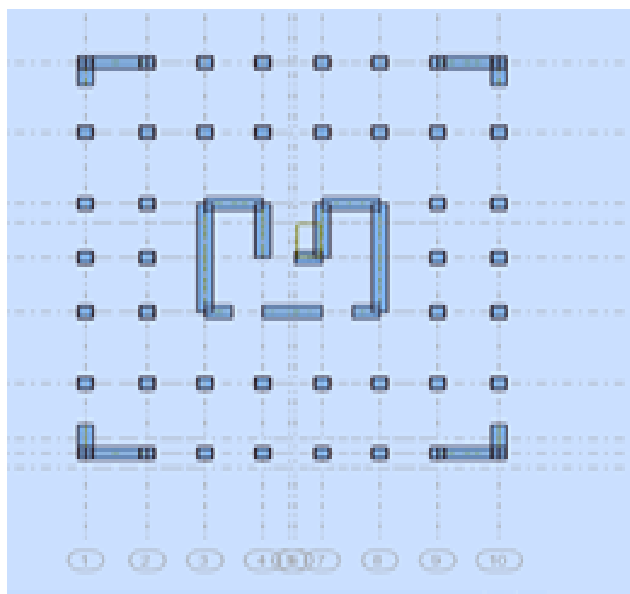
► **Interpretation des resultants :**

On remarque des torsions dans le 1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> modes et translation on 3<sup>ème</sup> mode avec des périodes élevées. Ces résultats ne vérifient aucune condition de RPA, même si l'on augmente la section des poteaux et l'épaisseur des voiles centraux.

Pour éviter ce problème et calculer la structure conformément aux conditions mentionnées dans le RPA, on est obligé d'ajouter des voiles aux coins de la structure (figure IV.4) pour augmenter la participation massique de mode fondamentale et donner une certaine rigidité à la structure.

● **Solution :**

- a) La structure conterventée par voiles
  - La disposition des voiles



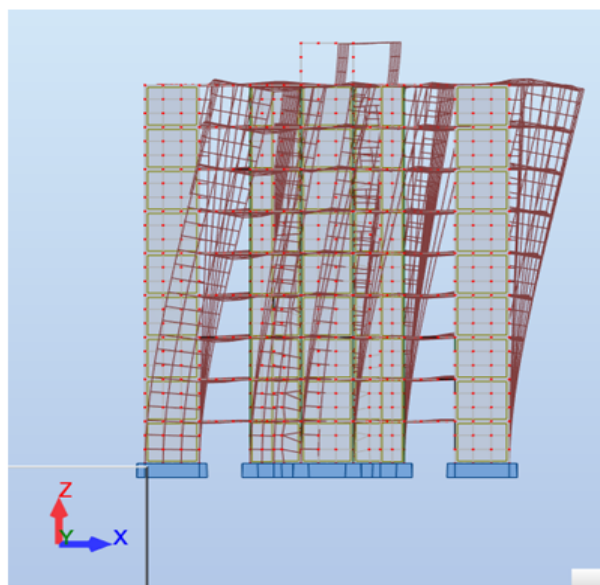
**Figure IV.4 –** La disposition des voiles.

**Tableau IV.5 –** Résumé des résultats de calcul.

| Mode | Période<br>[sec] | Masses Cu-<br>mulées UX<br>[%] | Masses Cu-<br>mulées UY<br>[%] | Masse<br>Modale UX<br>[%] | Masse<br>Modale UY<br>[%] | Tot.mas.UX<br>[kg] |
|------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------|---------------------------|--------------------|
| 1    | 0.61             | 51.16                          | 0.00                           | 51.16                     | 0.00                      | 5579673.84         |
| 2    | 0.54             | 51.16                          | 67.18                          | 0.00                      | 67.18                     | 5579673.84         |
| 3    | 0.49             | 67.88                          | 67.19                          | 16.72                     | 0.00                      | 5579673.84         |
| 4    | 0.14             | 85.16                          | 67.19                          | 17.29                     | 0.00                      | 5579673.84         |
| 5    | 0.13             | 85.16                          | 86.59                          | 0.00                      | 19.41                     | 5579673.84         |
| 6    | 0.11             | 85.98                          | 86.59                          | 0.82                      | 0.00                      | 5579673.84         |
| 7    | 0.10             | 86.46                          | 86.59                          | 0.48                      | 0.00                      | 5579673.84         |
| 8    | 0.10             | 86.46                          | 86.60                          | 0.00                      | 0.00                      | 5579673.84         |
| 9    | 0.09             | 86.46                          | 86.60                          | 0.00                      | 0.00                      | 5579673.84         |
| 144  | 0.06             | 92.17                          | 86.96                          | -                         | -                         | -                  |
| 159  | 0.06             | 92.19                          | 91.47                          | 0.00                      | 1.99                      | 5579673.84         |

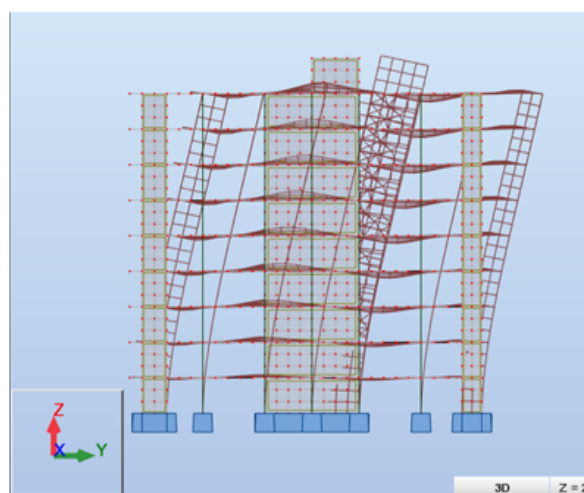
## IV.6.2 Les modes de vibrations

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe x-x.



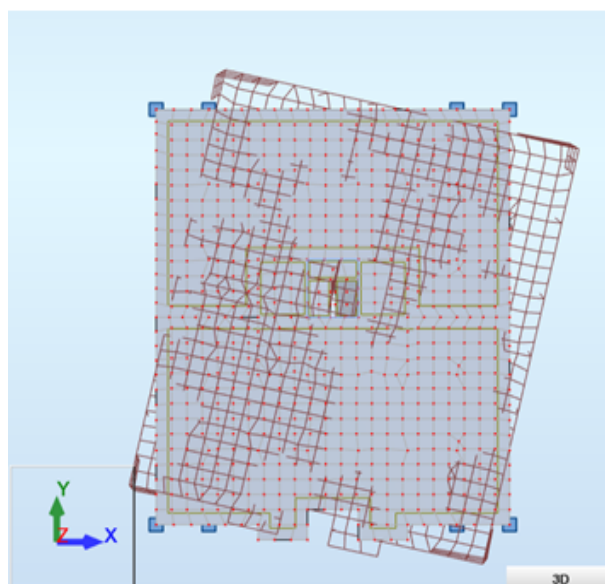
**Figure IV.5** – Mode 1  $T=0.61s$  de déformation (translation suivant l'axe x-x)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y.



**Figure IV.6** – Mode 2  $T=0.54s$  de déformation (translation suivant l'axe y-y)

Le troisième mode est une rotation selon l'axe z-z



**Figure IV.7** – Mode 3 T=0.49s de déformation (rotation suivant z-z)

### IV.6.3 Entre de gravite est centre de rigidité : (RPA art 4.3.7) (3)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle ( additionnelle) égale à  $\mp 0.05L$ , ( 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.

Sens x-x :  $e_{acc.x} = 0.05L_x = 1.15m$

Sens y-y :  $e_{acc.y} = 0.05L_y = 1.42m$

**Tableau IV.6 – Centre de gravité et centre de rigidité**

| Cg-Cr[m] x-x | Cg-Cr[m] y-y | 0.05Lx [m] | 0.05Ly[m] |    |
|--------------|--------------|------------|-----------|----|
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.40         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.38         | 1.15       | 1.42      | Cv |
| 0.00         | 0.00         | 0.17       | 0.19      | Cv |

## IV.6.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

### IV.6.4.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$  : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{statique}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_{dynamique} < 0.80V_{statique}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment ) Dans le rapport  $0.8 V_{statique}/V_{dynamique}$ [3]

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

**EX**

$$\bullet V_x = 3897.45 \text{ KN}$$

**EY**

$$\bullet V_y = 4578.86 \text{ KN}$$

La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :

$$V_x = 4952.75 \text{ KN}$$

$$V_y = 5346.72 \text{ KN}$$

**Tableau IV.7 – Vérification de l'effort tranchant à la base.**

| Les sens  | $0.8V_{statique}$ (KN) | $V_{dynamique}$ (KN) | $V_{dynamique} > 80\%V_{statique}$ |
|-----------|------------------------|----------------------|------------------------------------|
| Suivant X | 3962.2                 | 3897.45              | Condition non vérifiée             |
| Suivant Y | 4277.37                | 4578.86              | Condition vérifiée                 |

**N.B** : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques n'est pas vérifiée suivant le sens x-x ; Donc on doit augmenter les paramètres de réponse de x-x sens  $r_x = 1.02$

#### IV.6.4.2 Vérification des déplacements latéraux inter étages [3]

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

Où :

$h_e$  : représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_k^x = R.\delta_{ek}^x \text{ et } \delta_k^y = R.\delta_{ek}^y$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

$\Delta_k^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau k-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y ;  $\Delta_{ek}^y$  ).

**Tableau IV.8 –** Vérification des déplacements inter étages du bloc (modèle initial)

| Etage | $\delta_{ek}^x(mm)$ | $\delta_{ek}^y(mm)$ | R   | $\Delta_k^x(mm)$ | $\Delta_k^y(mm)$ | $\bar{\Delta}(mm)$ | Observation |
|-------|---------------------|---------------------|-----|------------------|------------------|--------------------|-------------|
| 1     | 1.59                | 1.49                | 3.5 | 1.59             | 1.49             | 30                 | Vérifier    |
| 2     | 4.97                | 4.59                | 3.5 | 3.38             | 3.11             | 30                 | vérifier    |
| 3     | 9.57                | 8.76                | 3.5 | 4.59             | 4.16             | 30                 | vérifier    |
| 4     | 15.01               | 13.69               | 3.5 | 5.44             | 4.94             | 30                 | vérifier    |
| 5     | 20.97               | 19.14               | 3.5 | 5.97             | 5.45             | 30                 | vérifier    |
| 6     | 27.2                | 24.88               | 3.5 | 6.23             | 5.74             | 30                 | vérifier    |
| 7     | 33.48               | 30.71               | 3.5 | 6.28             | 5.83             | 30                 | vérifier    |
| 8     | 39.66               | 36.48               | 3.5 | 6.18             | 5.77             | 30                 | vérifier    |
| 9     | 45.46               | 42.07               | 3.5 | 5.8              | 5.59             | 30                 | vérifier    |
| 10    | 45.25               | 47.92               | 3.5 | 0.21             | 5.85             | 30                 | vérifier    |

#### IV.6.4.3 Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad \text{"RPA99 version 2003"} [3]$$

$P_k$  : Poids total 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"

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport à "k-1"

$h_K$  : Hauteur de l'étage "k"

- Si  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ , Les effets  $P - \Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec : 
$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7s \\ F_t = 0.07TV & \text{si } T > 0.7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 –** Vérification de l'effet  $P - \Delta$  selon le sens x-x.

| Etage | P kn     | $\Delta x$ m | Vx kn   | H m | $\theta x$ | Vérification |
|-------|----------|--------------|---------|-----|------------|--------------|
| 1     | 54717.91 | 0.00159      | 3975.59 | 3   | 0.00729    | OK           |
| 2     | 48068.64 | 0.00338      | 3895.58 | 3   | 0.0139     | OK           |
| 3     | 42073.84 | 0.00459      | 3712.65 | 3   | 0.01734    | OK           |
| 4     | 36076.45 | 0.00544      | 3462.80 | 3   | 0.01889    | OK           |
| 5     | 30080.36 | 0.00597      | 3153.41 | 3   | 0.01898    | OK           |
| 6     | 24077.04 | 0.00623      | 2767.07 | 3   | 0.01807    | OK           |
| 7     | 18088.17 | 0.00628      | 2303.56 | 3   | 0.01644    | OK           |
| 8     | 12092.08 | 0.00618      | 1742.95 | 3   | 0.01429    | OK           |
| 9     | 6091.62  | 0.0058       | 1006.54 | 3   | 0.0117     | OK           |
| 10    | 139.35   | 0.00021      | 34.94   | 3   | 0.00028    | OK           |

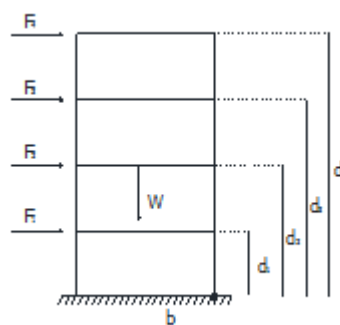
**Tableau IV.10 –** Vérification de l'effet  $P - \Delta$  selon le sens y-y.

| Etage | P kn     | $\Delta y$ m | Vy kn   | H m | $\theta y$ | Vérification |
|-------|----------|--------------|---------|-----|------------|--------------|
| 1     | 54717.91 | 0.00149      | 4579.27 | 3   | 0.00593    | OK           |
| 2     | 48068.64 | 0.00311      | 4500.5  | 3   | 0.01107    | OK           |
| 3     | 42073.84 | 0.00416      | 4307.1  | 3   | 0.01355    | OK           |
| 4     | 36076.45 | 0.00494      | 4024.89 | 3   | 0.01476    | OK           |
| 5     | 30080.36 | 0.00545      | 3666.57 | 3   | 0.0149     | OK           |
| 6     | 24077.04 | 0.00574      | 3221.93 | 3   | 0.0143     | OK           |
| 7     | 18088.17 | 0.00583      | 2679.48 | 3   | 0.01312    | OK           |
| 8     | 12092.08 | 0.00577      | 2006.3  | 3   | 0.01159    | OK           |
| 9     | 6091.62  | 0.00559      | 1137.67 | 3   | 0.00998    | OK           |
| 10    | 139.35   | 0.00585      | 31.44   | 3   | 0.00864    | OK           |

#### IV.6.4.4 Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.)[3]

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.  $M_s > M_r$

Avec :  $\begin{cases} M_s : \text{moment stabilisant} \\ M_r : \text{moment de renversement.} \end{cases}$   
 Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement



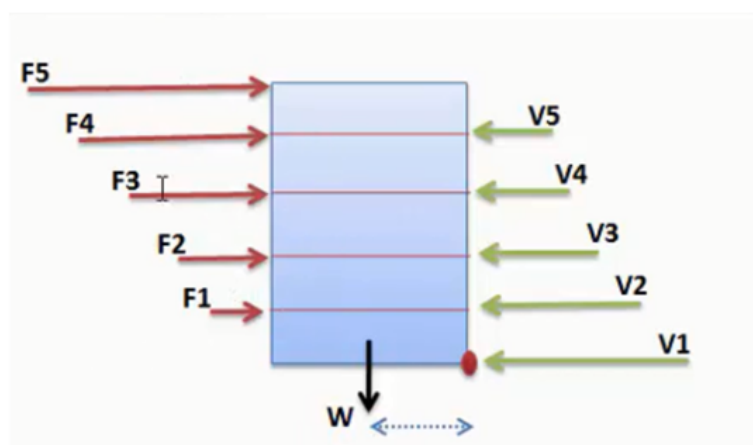
$$\checkmark M_{renversement} = \sum_{n=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark M_{stabilisant} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y ( $X_g; Y_g$ ).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1.5$$



**Tableau IV.11 – Vérification au renversement selon x**

| ETAGE | $V_x$ (KN) | $F_x$  | h (m) | W (KN)   | $x_g$ (m) | Mr (KN)  | Ms (KN)     | Vérification |
|-------|------------|--------|-------|----------|-----------|----------|-------------|--------------|
| 1     | 3975.59    | 80.01  | 3     | 54717.92 | 11.47     | 240.03   | 627614.5424 | OK           |
| 2     | 3895.58    | 182.93 | 6     |          |           | 1097.58  |             | OK           |
| 3     | 3712.65    | 249.85 | 9     |          |           | 2248.65  |             | OK           |
| 4     | 3462.8     | 309.39 | 12    |          |           | 3712.68  |             | OK           |
| 5     | 3153.41    | 386.34 | 15    |          |           | 5795.1   |             | OK           |
| 6     | 2767.07    | 463.51 | 18    |          |           | 8343.18  |             | OK           |
| 7     | 2303.56    | 560.61 | 21    |          |           | 11772.81 |             | OK           |
| 8     | 1742.95    | 736.41 | 24    |          |           | 17673.84 |             | OK           |
| 9     | 1006.54    | 971.6  | 27    |          |           | 26233.2  |             | OK           |
| 10    | 34.94      | 34.94  | 30    |          |           | 1048.2   |             | OK           |

**Tableau IV.12 – Vérification au renversement selon y**

| ETAGE | $V_y$ (KN) | $F_y$   | h (m) | W (KN)   | $y_g$ (m) | Mr (KN)  | Ms (KN)     | Vérification |
|-------|------------|---------|-------|----------|-----------|----------|-------------|--------------|
| 1     | 4579.27    | 78.77   | 3     | 54717.92 | 13.61     | 236.31   | 744710.8912 | OK           |
| 2     | 4500.5     | 193.4   | 6     |          |           | 1160.4   |             | OK           |
| 3     | 4307.1     | 282.21  | 9     |          |           | 2539.89  |             | OK           |
| 4     | 4024.89    | 358.32  | 12    |          |           | 4299.84  |             | OK           |
| 5     | 3666.57    | 444.64  | 15    |          |           | 6669.6   |             | OK           |
| 6     | 3221.93    | 542.45  | 18    |          |           | 9764.1   |             | OK           |
| 7     | 2679.48    | 673.18  | 21    |          |           | 14136.78 |             | OK           |
| 8     | 2006.3     | 868.63  | 24    |          |           | 20847.12 |             | OK           |
| 9     | 1137.67    | 1106.23 | 27    |          |           | 29868.21 |             | OK           |
| 10    | 31.44      | 31.44   | 30    |          |           | 943.2    |             | OK           |

**IV.6.4.5 Vérification au Effort normal réduits : RPA Article : 7.1.3.3 et 7.4.3 [3]**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Où :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (obtenu par robot).

$B_c$  : est l'aire ( section brute ) de cette dernière.

$f_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Pour calculer l'effort normal « $N_d$ » selon **le CBA**, ( l'Article B.8.2.2) pour un poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les **RPA**". Les combinaisons du **RPA** pour un ouvrage avec des voile sont connues :

a) **Vérification d'effort normal réduits des poteaux :**

$$\begin{cases} 0.8G + E_{x,y} \\ 0.8G - E_{x,y} \\ G + Q + E_{x,y} \\ G + Q - E_{x,y} \end{cases}$$

$$G + Q + E_x \rightarrow \max = 2482.81 \text{ KN}$$

$$v = \frac{2482.81 \times 10^3}{(600 \times 600) \times 25} = 0.276 < 0.3$$

**Tableau IV.13 – Vérification d'effort normal réduit des poteaux.**

| poteau  | $N_d(\text{KN})$ | $B_c \text{ m}^2$ | $F_{c28}$ | V     | Observation |
|---------|------------------|-------------------|-----------|-------|-------------|
| 60 × 60 | 2596.18          | 0.36              | 25        | 0.288 | C. V        |

## IV.7 Conclusion

Parmi les méthodes utilisées pour la modélisation, on utilise la méthode modale spectrale qui vérifie tous les critères d'utilisation.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel robot 2018, a permis de vérifier plusieurs critères :

- ♣ Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> translation, le 3<sup>ème</sup> torsion pour avoir plus de sécurité.
- ♣ Vérification de la période fondamentale de la structure selon les exigences de l'RPA.
- ♣ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base (0,8.V)
- ♣ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ♣ Vérifier l'effet  $P - \Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2<sup>ème</sup> ordre.
- ♣ Vérification de la condition de l'effort réduit.

Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle.

---

---

## CHAPITRE V

---

# ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

## V.1 Introduction

Une construction para sismique en béton armé demeure résistance avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

## V.2 Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les sollicitation les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ( $M_{max} \rightarrow M_{corr}$ )
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ( $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ )
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ( $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ )

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

1-  $1.35G+1.5Q$

2-  $G+Q$

3-  $G+Q+E$

4-  $G+Q-E$

5-  $0.8G+E$

6-  $0.8G-E$  Pour notre structure, nous avons un seul type de poteaux à étudier :

1<sup>er</sup>...8<sup>ème</sup> étages :  $(b \times h) = (60 \times 60)cm^2$

## V.3 Recommandation du RPA99/Version2003

✓ **Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa.

- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% de la section du poteau en zone courante.
  - 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est  $l_r = 40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
  - La zone nodales est définie par  $l'$  et  $h'$ . 
$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right) \end{cases}$$

✓ **Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul.
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- $\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2.5 si l'élancement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.
- $t$  : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :
  - dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi l, 15cm)$ .
  - dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi l$

Où :  $\phi l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit :
  - $A_t^{min} = 0.3\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g > 5$ .

–  $A_t^{min} = 0.8\%(t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$ .

Si :  $3 < \lambda_g \leq 5$  Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $= \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

A et b : dimensions de la section droite du poteau dans direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau. es cadres et étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi t$  (au minimum).

## V.4 Sollicitations de calcul

Les sollicitation dans les poteaux sont extraites du logiciel robot qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1 – Vérification de l'effort tranchant à la base.**

| Niveaux               | $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ |         | $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ |         | $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ |         | V(KN)  |
|-----------------------|--------------------------------|---------|--------------------------------|---------|--------------------------------|---------|--------|
|                       | $N_{max}(\text{KN})$           | M(KN.m) | M(KN.m)                        | N(KN)   | $N_{min}(\text{KN})$           | M(KN.m) |        |
| RDC+1+2+3<br>+4+5+6+7 | 1958,50                        | 2,08    | 120.25                         | 2596,18 | -1825,56                       | -102,58 | 119.76 |

### V.4.1 Ferrailage des poteaux

$b=60\text{cm}, h=60\text{cm}, d=57\text{cm}$

#### V.4.1.1 Armatures longitudinales

✓ **Cas 1** :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$

$$\begin{cases} N_{max} = 1958.50 \text{ KN} \\ M_{corr} = 2.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

♣ Calcul de l'excentricité :

$e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

$e_0$  : Excentricités de la résultante.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.08}{1958.50} = 0.0010m$$

• **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[ 2cm; \frac{L}{250} \right] \quad L : \text{longueur de la pièce (BAEL.4.3.5)}$$

$$e_a = \max \left[ 2cm; \frac{300}{250} \right]$$

$$e_a = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0010 + 0.02 = 0.021m$$

• **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

l'excentricité du deuxième ordre ( $e_2$ ) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \times \frac{e_1}{l})$$

$$3.5 \leq \max(15; 0.14) \dots \dots \dots \text{cv}$$

On détermine l'excentricité  $e_2$  de façon forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

$\alpha$  : la rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment totale de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \rightarrow \frac{27.43}{27.43 + 3.99} = 0.87$$

$$\varphi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.1)^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.87 \times 2) = 0.0082m$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.0210 + 0.0082$$

Donc :

$$e_T = 0.0292m = 2.92cm \text{ Il faut vérifier la condition suivante :}$$

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$M_2 = [1958.50 - (600 \times 600 \times 14.17 \times 10^{-3})](0.3 - 0.03)$$

$$M_2 = 581.18KN.m \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - [(0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu})] < M_u$$

$$M_3 = 1958.50(0.3 - 0.03) - [(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (600 \times 600 \times 14.17 \times 10^{-3})]$$

$$M_3 = -378.71 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{CNV}$$

Donc il faut calculer :

$$\Psi = \frac{0.3754b \times h^2 \times f_{bu} + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571 \times h - d')b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.6 \times 0.6^2 \times 14170 + 1958.50(0.3 - 0.03) - 2.08}{(0.8571 \times 0.6) - 0.03)(0.6 \times 0.6 \times 14170)} = 0.67$$

Donc  $\Psi \leq 0.8095$  : la section est partiellement tendue et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \times e = 1958.50 \times 0.029 = 56.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ua} = 56.79 + 1958.50(0.57 - 0.3) = 585.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{585.58 \times 10^6}{600 \times (570)^2 \times 14.17} = 0.212$$

$$\mu_{bu} = 0.212 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.30$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 50.16 \text{ cm} = 501.6 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u A}{Z \times \delta_s} = \frac{585.58 \times 10^6}{501.6 \times 348} = 33.55 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 2<sup>eme</sup> :**  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

$$\begin{cases} M_{max} = 120.25 \text{ KN.m} \\ N_{corr} = 2596.18 \text{ KN} \end{cases}$$

♣ **Calcul de l'excentricité**

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_0$  : Excentricités de la résultante.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{120.25}{2596.18} = 0.046 \text{ m}$$

• **Calcul l'excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left[ 2cm; \frac{L}{250} \right] \quad L : \text{longueur de la pièce (BAEL.4.3.5)}$$

$$e_a = \max \left[ 2cm; \frac{300}{250} \right]$$

$$e_a = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.046 + 0.02 = 0.066m$$

● **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

l'excentricité du deuxième ordre ( $e_2$ ) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \times \frac{e_1}{l})$$

$$l_f : \text{longueur de flambement de la pièce} : l_f = 0.7 \times l = 3 \times 0.7 = 2.1m$$

$h$  : hauteur totale de la section dans la direction du flambement :  $h = 60cm$

$$\frac{210}{60} \leq \max(15; 20 \times \frac{6.6}{300})$$

$$3.5 \leq \max(15; 0.44) \dots \dots \dots cv$$

On détermine l'excentricité  $e_2$  de façon forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

$\alpha$  : la rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment totale de premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \rightarrow \frac{27.43}{27.43 + 3.99} = 0.87$$

$$\varphi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.1)^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 0.87 \times 2) = 0.0082m$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.066 + 0.0082$$

Donc :

$$e_T = 0.0742m = 7.42cm$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_2 = (N_u - (b \times h \times f_{bu})) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$M_2 = [2596.18 - (600 \times 600 \times 14.17 \times 10^{-3})](0.3 - 0.03)$$

$$M_2 = 1218.86KN.m \dots \dots \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - [(0.337h - 0.81d') \times (b \times h \times f_{bu})] < M_u$$

$$M_3 = 2596.18(0.3 - 0.03) - [(0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) \times (600 \times 600 \times 14.17 \times 10^{-3})]$$

$$M_3 = -206.53KN.m \dots \dots \dots CNV$$

Donc il faut calculer :

$$\Psi = \frac{0.3754b \times h^2 \times f_{bu} + N_u(\frac{h}{2} - d') - M_u}{(0.8571 \times h - d')b \times h \times f_{bu}}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 0.6 \times 0.6^2 \times 14170 + 2596.18(0.3 - 0.03) - 120.25}{(0.8571 \times 0.6) - 0.03)(0.6 \times 0.6 \times 14170)} = 0.70$$

Donc :

$\Psi \leq 0.8095$  : la section est partiellement tendu et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_u = N_u \times e = 2596.18 \times 0.0742 = 192.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ua} = 192.64 + 2596.18(0.57 - 0.3) = 893.61 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{893.61 \times 10^6}{600 \times (570)^2 \times 14.17} = 0.32$$

$$\mu_{bu} = 0.32 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.50$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 45.6 \text{ cm} = 456 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \times \delta_s} = \frac{893.61 \times 10^6}{456 \times 348} = 56.31 \text{ cm}^2$$

✓ **Cas 3<sup>eme</sup>** :  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

$$\begin{cases} N_{min} = -1825.56 \text{ KN} \\ M_{corr} = -102.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{min}} = \frac{-102.58}{-1825.56} = 0.056 \text{ m} = 5.6 \text{ cm}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = 42 \text{ la section est entièrement comprimée.}$$

$$M_{ua} = N_u(d - \frac{h}{2} + e_G) = -1825.56(0.57 - 0.3 + 0.056) = -595.13 \text{ KN.m}$$

$$A_1 \frac{M_{ua}}{(d - d')\sigma_{s2}} = \frac{-595.13 \times 10^6}{(57 - 30) \times 347.83} = -31.68 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{s2}} - A_1 = \frac{1825560}{347.83} + 3168$$

$$A = A_1 + A_2 = 52.48 \text{ cm}^2$$

#### V.4.1.2 La section d'acier minimal

Selon BAEL91 :

$$A_{min} = \max(4 \text{ cm de périmètre} ; 0.2\% \times b \times h) = \max(9.6 ; 7.2) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 9.6 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 18.9cm^2$$

**Selon RPA99/version2003 :**

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h \rightarrow A_{min} = 0.009 \times 60 \times 60 \rightarrow A_{min} = 28.8cm^2$$

#### V.4.1.3 La section d'acier maximal

**Selon RPA99/version2003 :**

$$\text{Zone courante : } 4\%(b \times h) = 144cm^2$$

$$\text{Zone recouvrement : } 6\%(b \times h) = 216cm^2$$

#### V.4.1.4 Armatures finales

$$A_f = \max(A_{calcul}; A_{RPA}) = 56.31cm^2$$

Les sections d'acier sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau V.2 – Ferrailage du poteau**

| Sections<br>Poteaux( $cm^2$ ) | Section d'acier de calcul ( $cm^2$ ) |        |        | Section Min<br>RPA ( $cm^2$ ) | Section adp<br>( $cm^2$ ) | Choix des<br>barres |
|-------------------------------|--------------------------------------|--------|--------|-------------------------------|---------------------------|---------------------|
|                               | Comb 1                               | Comb02 | Comb03 |                               |                           |                     |
| 60 × 60                       | 33.55                                | 56.31  | 52.48  | 32.4                          | 57                        | 4HA32+8HA20         |

#### V.4.1.5 Armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 119.76KN$$

$$f_e = 400MPa$$

$$h_1 = 60cm$$

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 3$$

$$\rho = 3.75$$

✓ **Espacement**

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

– dans la zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$  en zone IIa

$$t \leq \min(10 \times 2, 15cm) \rightarrow t \leq 15cm$$

On prend : **t = 10 cm.**

– dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$  en zone IIa

On prend :  $t' = 15cm$   $\phi_l$  : diamètre minimal longitudinal

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40\phi_l^{max} \rightarrow L_r = 128cm$$

✓ **Calcul la section de ferrailage transversal minimale  $A_{tmin}$  :**

D'après l'interpolation on a :

$$\lambda_g = 3.5 : A_{tmin} = 0.65\%(t \times b)$$

$$A_{tmin} = 0.0065(15 \times 60) = 5.85cm^2$$

**Tableau V.3 – Armatures transversales des poteaux.**

| Niveaux                 | ES, RDC+1er+ 2+3+4+5+6+7 |
|-------------------------|--------------------------|
| Section ( $cm^2$ )      | $60 \times 60$           |
| $\phi_l^{max}(cm)$      | 32                       |
| $\phi_l^{min}(cm)$      | 20                       |
| $l_f(cm)$               | 210                      |
| $\lambda_g$             | 3.5                      |
| $V_u(KN)$               | 119.76                   |
| $L_r(cm)$               | 128                      |
| t En zone nodale (cm)   | 10                       |
| t en zone courante (cm) | 15                       |
| $\rho_a$                | 3.75                     |
| $A_t cm^2$              | 2.8                      |
| $A_t^{min} cm^2$        | 5.85                     |
| $A_t^{adp} cm^2$        | 6.79                     |
| Barres                  | 6HA12                    |

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{l}{3} \times \phi_l^{max} \rightarrow 12 > \frac{32}{3} = 10.66.....Cv$$

## V.4.2 Vérifications

### V.4.2.1 Vérification au flambement

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $l_0 = 3m$  et un effort normal égal à 2482.81 KN.

On doit vérifier :

$$N_u = \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times F_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ (BAEL91 art B.8.4, 1)}$$

Avec :

$B_r$  : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$  : Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$  coefficient de sécurité de l'acier.

$\alpha$  : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement  $\lambda_g$ .

$A_s$  : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{85}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \frac{50}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{Tel que : } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7l_0 \rightarrow l_f = 0.7 \times 300 = 210cm$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{210}{60} = 12.12$$

$$\lambda = 12.12 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{12.12}{85}\right)^2} = 0.83$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 0.3364m^2$$

Les résultats de vérification de poteau au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.4 – Vérification du flambement des poteaux.**

| Niveaux                | Section $cm^2$ | $L_0M$ | $L_fM$ | $\lambda$ | $\alpha$ | $A_s cm^2$ | $B_r cm^2$ | $\bar{N}(KN)$ | $N_u (KN)$ |
|------------------------|----------------|--------|--------|-----------|----------|------------|------------|---------------|------------|
| Es+RDC+1+<br>2+3+4+6+7 | 60 × 60        | 3      | 2.1    | 12.12     | 0.83     | 3.9        | 3364       | 5329.37       | 2482.81    |

$$N_u \leq \bar{N} \text{ donc pas de risque de flambement.}$$

### V.4.2.2 Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le RPA99/version 2003 (Article 7.4.3.2), La contrainte de cisaillement conventionnelle du calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismiques doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

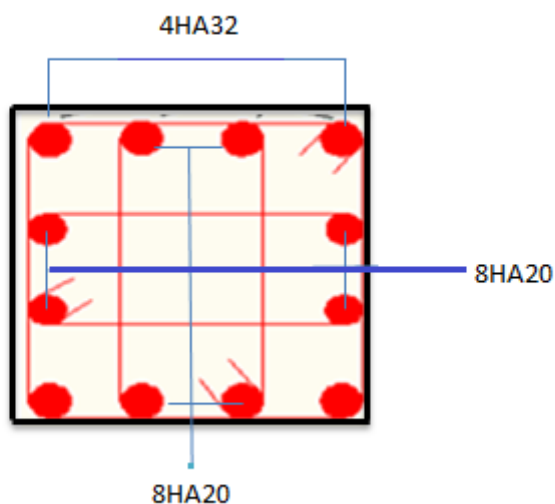
$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad RPA99(\text{Article 7.4.3.2})$$

**Tableau V.5 – Vérification des sollicitations tangentes**

| Niveaux          |   | Section ( $cm^2$ ) | $L_f$ (M) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | d (cm) | $\tau_{bu}$ MPa | $\overline{\tau_{bu}}$ MPa | Observation |
|------------------|---|--------------------|-----------|-------------|----------|--------|-----------------|----------------------------|-------------|
| ES.RDC           | à | 60 × 60            | 2.1       | 3.5         | 0.04     | 57     | 0.49            | 1                          | CV          |
| 7 <sup>ème</sup> |   |                    |           |             |          |        |                 |                            |             |

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

#### ► Schéma de ferrailage du poteau :



**Figure V.1 – Ferrailages des poteaux**

## V.5 Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone  $II_a$ .

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section. De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec :  $(\frac{h}{l} > 1.5)$
- Voiles courts avec :  $(\frac{h}{l} < 1.5)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

### V.5.1 Recommandations de la RPA99 V 2003 :

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

#### ✓ **Combinaisons :**

Selon le **RPA 99 version 2003** et **BAEL** les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

✓ **Armatures verticales : RPA 99 (A7.7.4.1)**

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- 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.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton.

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile .

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure V.2 –** Disposition des armatures verticales dans les voiles

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ **Armatures Horizontal :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130°

ayant une longueur de  $10\phi$ .

✓ **Armatures Transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres  $/m^2$ .

✓ **Règles communes : R.P.A 99 (art 7.7.4.3)**

– Le pourcentage minimum d’armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

– L’espacement des nappes d’armatures horizontales et verticales est :

$$S_t \leq \min(1.5e; 30cm)$$

– Les deux nappes d’armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

– Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l’exception des zones d’about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l’épaisseur du voile.

– les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l’action de toutes les combinaisons possibles de charges.

– Le long des joints de reprise de coulage, l’effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

avec :  $V = 1.4V_u$

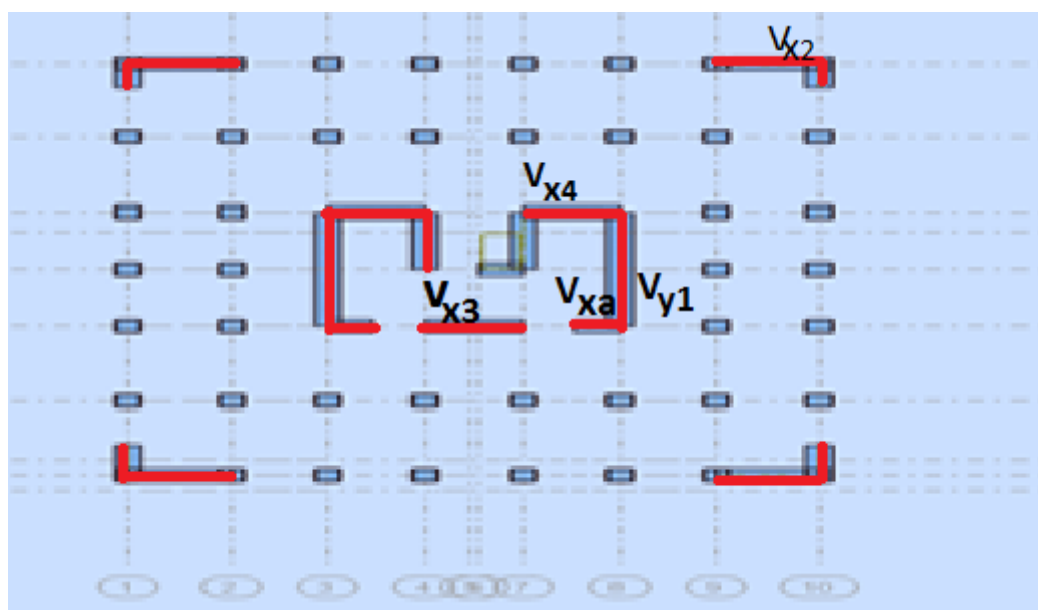


Figure V.3 – Les voiles selon xx et yy

## V.5.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **robot**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.6 – Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens x-x.**

| Voiles   |          | $N_{max} \mapsto M_{corr}$<br>$1.35G + 1.5Q$ |        | $M_{min} \mapsto M_{corr}$<br>$0.8G + E_{x,y}$ |         | $M_{max} \mapsto N_{corr}$<br>$G + Q + E_{x,y}$ |           | $V_{max}(KN)$ |
|----------|----------|----------------------------------------------|--------|------------------------------------------------|---------|-------------------------------------------------|-----------|---------------|
| $V_{x1}$ | e=20cm   | -1039.02                                     | 2.56   | 1570.94                                        | 26.72   | -199.11                                         | -13311.43 | 111.35        |
|          | L= 1.5m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{x2}$ | e=20cm   | -1621,64                                     | -10,51 | 2398,82                                        | 92,61   | 1133,30                                         | -484,40   | 581,40        |
|          | L= 3.2m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{x3}$ | e=20cm   | -2718,85                                     | -14,61 | -65,75                                         | 1,67    | -1788,04                                        | -1985,33  | 365,72        |
|          | L= 3.3m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{x4}$ | e=20cm   | -1147.36                                     | 12.77  | 365.3                                          | 96.61   | -1871.33                                        | -1635.86  | 256.12        |
|          | L= 3.42m |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{y1}$ | e=20cm   | -4330,92                                     | 873,57 | 1087,57                                        | 3359,54 | 12421,98                                        | -1995,91  | 1398,27       |
|          | L= 7.6m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{y2}$ | e=20cm   | -2080,55                                     | 53,85  | 386,65                                         | 263,41  | 2133,72                                         | -917,20   | 405,29        |
|          | L= 3.8m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{y3}$ | e=20cm   | -619,37                                      | 11,70  | 1406,87                                        | 162,63  | 380,35                                          | 281,12    | 125,63        |
|          | L= 2.0m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |
| $V_{y4}$ | e=20cm   | -552,48                                      | 10,66  | 528,51                                         | 97,44   | 209,00                                          | 122,99    | 66,68         |
|          | L= 1.6m  |                                              |        |                                                |         |                                                 |           |               |

### V.5.3 Ferrailages des voiles

#### V.5.3.1 Calcul des armatures verticales

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ( $e \times l$ ).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

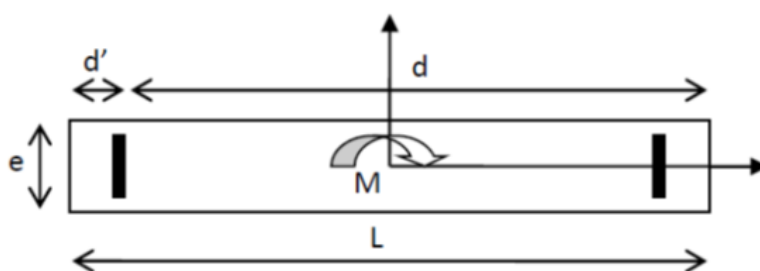


Figure V.4 – Schéma d'un voile plein.

#### Cas 1 :

$$L = 1.5m; \quad d = 1.45m; \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$N_{min} = 1570.94KN \rightarrow M_{corr} = 26.72KN.m$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{26.72}{1570.94} = 0.017m$$

$$e_G = 0.017m < \frac{l}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V$$

$$V = \frac{l}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75m$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \times (1.5)^3}{12} = 0.056m^4$$

$$B = L \times e = 1.5 \times 0.2 = 0.3m^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{1570.94}{0.3} + \frac{26.72}{0.056} \times 0.75 = 5.59MPa \\ \sigma_{min} &= \frac{1570.94}{0.3} - \frac{26.72}{0.056} \times 0.75 = 4.87MPa \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{max} &= 5.59MPa > 0 \\ \sigma_{min} &= 4.87MPa > 0 \end{aligned} \right.$$

la section est entièrement comprimé

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{26.72}{1570.94} = 0.017m$$

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{150}{250}) = 2cm$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.7 + 2 = 3.7cm$$

$$e_2 = \frac{(3l_f^2)}{10^4 h_0} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0.9$$

$$\varphi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3(2.1)^2}{10^4 \times 1.5} (2 + 0.9 \times 2) = 0.34cm$$

$$e_T = e_1 + e_2 = 3.7 + 0.34 = 4.04cm$$

$$M_u = N_u \times e = 1570.94 \times 4.04 \times 10^{-2} = 63.46KN.m$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 63.46 + 1570.94(1.45 - \frac{1.5}{2})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 F_{bu}} = \frac{1163.11 \times 10^6}{200 \times (1450)^2 \times 14.17} = 0.196$$

$$\mu_{bu} = 0.196 \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.275$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 1.2905cm = 1290.5mm$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times \delta_s} = \frac{1163.11 \times 10^6}{1290.5 \times 348} = 2589.90mm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 2589.90 - \frac{1 \times 10^3}{348}$$

$A = 0cm^2$  : Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

### V.5.3.2 Calcul des armatures minimales dans tout le voile

– Calcul de la section minimale :

$$A_{min} = 0.15\%b \times L$$

$$A_{min} = 0.0015 \times 20 \times 150 = 4.5cm^2$$

- Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

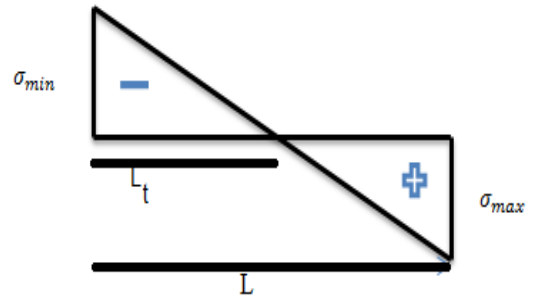
$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V \end{cases}$$

- Armatures minimale dans la zone comprimée :

$$A_{min} = 0.1\% \times l_c \times b$$

$$l_c = L - 2 \times l_t$$



### V.5.3.3 Calcul des armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 111.35 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 V_d}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 111.35 \times 10^3}{200 \times 1450} = 0.53$$

- **Espacement des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_h = \frac{0.53 \times 200 \times 200}{0.8 \times 400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

### V.5.3.4 Choix des barres

- **Armatures verticales :**

En zone comprimé  $A = 0 \text{ cm}^2$  : Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc : on va ferrailer  $A_{min} (A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2)$

$$A = 8H A12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

- **armatures horizontales :**

$$A_h = 8H A8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles

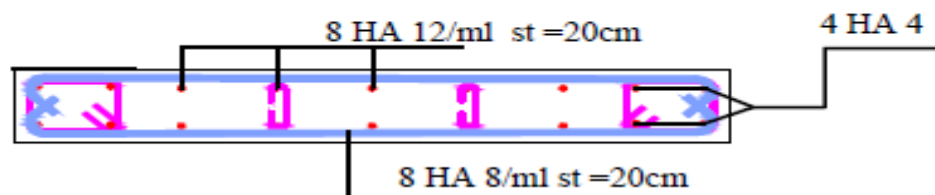
**Tableau V.7 – Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens x-x.**

| Voile                           | $V_{x1}$               | $V_{x2}$                | $V_{x3}$                | $V_{x4}$                 |
|---------------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|
| Section ( $L \times e$ ) $cm^2$ | $1.5 \times 0.2 = 0.3$ | $3.2 \times 0.2 = 0.64$ | $3.3 \times 0.2 = 0.66$ | $3.42 \times 0.2 = 0.68$ |
| N (KN)                          | 1570.94                | 2398.82                 | -65.75                  | 365.3                    |
| M (KN.m)                        | 26.72                  | 92.61                   | 1.67                    | 96.61                    |
| V (KN)                          | 111.35                 | 581.4                   | 365.72                  | 256.12                   |
| Section                         | SEC                    | SEC                     | SEC                     | SEC                      |
| $\tau$ (MPa)                    | 0.53                   | 1.2                     | 0.79                    | 0.53                     |
| $\bar{\tau}$ (MPa)              | 5                      | 5                       | 5                       | 5                        |
| $l_{tendue}$ (m)                | 0                      | 0                       | 0                       | 0                        |
| $A_{cal}(cm^2)$                 | 0                      | 0                       | 0                       | 0                        |
| $A_{min}(cm^2)$                 | 4.5                    | 9.6                     | 9.9                     | 10.26                    |
| N barre/face                    | 8HA12=9.05             | 12HA12=13.57            | 12HA12=13.57            | 12HA14=18.47             |
| $S_t$ (cm)                      | 20                     | 20                      | 20                      | 20                       |
| $A_{hcal}(cm^2)$                | 0.66                   | 1.5                     | 0.98                    | 0.66                     |
| $A_{hadop}(cm^2)$               | 4.02                   | 2.01                    | 6.04                    | 4.02                     |
| N barre/face                    | 8HA8                   | 4HA8                    | 12HA8                   | 8HA8                     |
| $S_t$ (cm)                      | 20                     | 20                      | 20                      | 20                       |

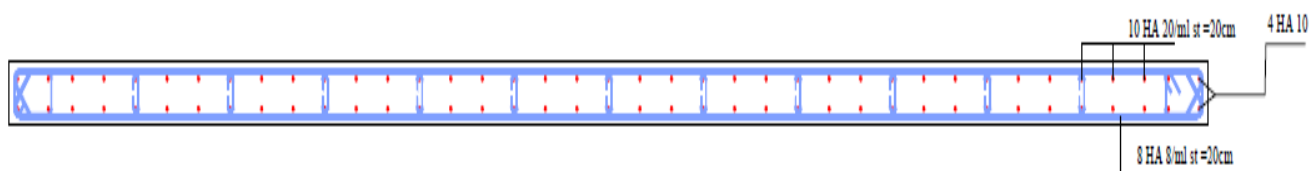
**Tableau V.8 – Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens y-y.**

| Voile                           | $V_{y1}$                | $V_{y2}$                | $V_{y3}$             | $V_{y4}$                |
|---------------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|
| Section ( $L \times e$ ) $cm^2$ | $7.6 \times 0.2 = 1.52$ | $3.8 \times 0.2 = 0.76$ | $2 \times 0.2 = 0.4$ | $1.6 \times 0.2 = 0.32$ |
| N (KN)                          | 1087.57                 | 386.65                  | 1406.87              | 528.51                  |
| M (KN.m)                        | 3359.54                 | 263.41                  | 162.63               | 97.44                   |
| V (KN)                          | 1398.27                 | 405.29                  | 125.63               | 66.68                   |
| Section                         | SPC                     | SEC                     | SEC                  | SEC                     |
| $\tau$ (MPa)                    | 1.29                    | 0.75                    | 0.45                 | 0.30                    |
| $\bar{\tau}$ (MPa)              | 5                       | 5                       | 5                    | 5                       |
| $l_{tendue}$ (m)                | 0.47                    | 0                       | 0                    | 0                       |
| $A_{cal}$ ( $cm^2$ )            | 31.25                   | 0                       | 0                    | 0                       |
| $A_{min}$ ( $cm^2$ )            | 1.88                    | 11.4                    | 6                    | 4.8                     |
| N barre/face                    | 10HA20=31.42            | 12HA12=13.57            | 8HA12=9.05           | 8HA12=9.05              |
| $S_t$ (cm)                      | 20                      | 20                      | 20                   | 20                      |
| $A_{hcal}$ ( $cm^2$ )           | 1.61                    | 0.93                    | 0.56                 | 0.38                    |
| $A_{hadop}$ ( $cm^2$ )          | 2.01                    | 2.01                    | 2.01                 | 2.01                    |
| N barre/face                    | 4HA8                    | 4HA8                    | 4HA8                 | 4HA8                    |
| $S_t$ (cm)                      | 20                      | 20                      | 20                   | 20                      |

### V.5.3.5 Schéma de ferrailage



**Figure V.5 – Schéma de ferrailage de voile  $V_{x1}$ .**



**Figure V.6 – Schéma de ferrailage de voile  $V_{y1}$ .**

## V.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Robot2016.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

---

---

## CHAPITRE VI

---

### ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## VI.1 Introduction

L'infrastructure est d'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise, elle assure des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

## VI.2 Choix du type des fondations

Le choix de type des fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Nous étudierons donc la possibilité d'adopter des semelles isolées, filantes ou un radier général.

## VI.3 Etude des fondations

### VI.3.1 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (**RPA99/2003**, Article 10.1.4.1), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

### VI.3.2 Calcul de la surface des fondations

La surface totale des fondations se calcule par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : Effort normal total ramené par la structure (ROBOT 2018).

$\sigma_{sol}=1.5$  bars : Contrainte admissible du sol (rapport de sol).

S : surface des fondations.

On a :  $N=83740,75\text{KN}$

Donc :

$$S_{fondation} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{fondation} \geq \frac{83740.75}{150} \Rightarrow S_{fondation} \geq 558.27\text{m}^2$$

Or la surface de bâtiment (au niveau de l'entre sol)  $S_{bâtiment} = 628.556\text{m}^2$

$S_{fondation} \leq S_{bâtiment}$  donc le radier est sans débords.

Donc on opte pour un radier général nervuré.

## VI.4 Étude du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue ( dalle, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

### VI.4.1 Pré dimensionnement

#### VI.4.1.1 Condition forfaitaire (Condition de coffrage)

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{l_{max}}{20}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur des nervures

$h_r$  : Hauteur de la dalle

$l_{max}=500\text{cm}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Donc :

$$h_t \geq \frac{500}{10} = 50cm$$

$$h_r \geq \frac{500}{20} = 25cm$$

On prend  $h_r = 30cm$

#### VI.4.1.2 Condition de la longueur élastique (Condition de rigidité)

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : loi de fiance

$$\begin{cases} l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e = 6.7 \dots \dots \dots CV \\ l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164.19 \times 1.041 \times 10^{-2}}{4 \times 1}} = 4.2 \end{cases}$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible)

$E$  : module d'élasticité du béton  $E = 3.216 \times 10^4 MPa$ .

$I$  : inertie de la section du radier :

$$I = \frac{bh_t^3}{12} = \frac{1 \times 0.5^3}{12} = 1.041 \times 10^{-2} m^4 \text{ ( d'une bande d'un mètre de radier)}$$

$K$  : module de résistance du sol.

$$\begin{cases} 5000 KN/m^3 & \text{très mauvais sol} \\ 40000 KN/m^3 & \text{sol moyenne} \\ 120000 KN/m^3 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

on a : un sol moyen donc  $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$

$b$  : largeur de radier, on prend une bande de 1 m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 10^4 \times (5.00)^4}{3.216 \times 10^7 \times (3.14)^4}} \Rightarrow h \geq 0.72m$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 80cm$  Pour dalle nervure

$h_r = 30cm$  Pour le radier

#### VI.4.1.3 Dimensions du radier

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

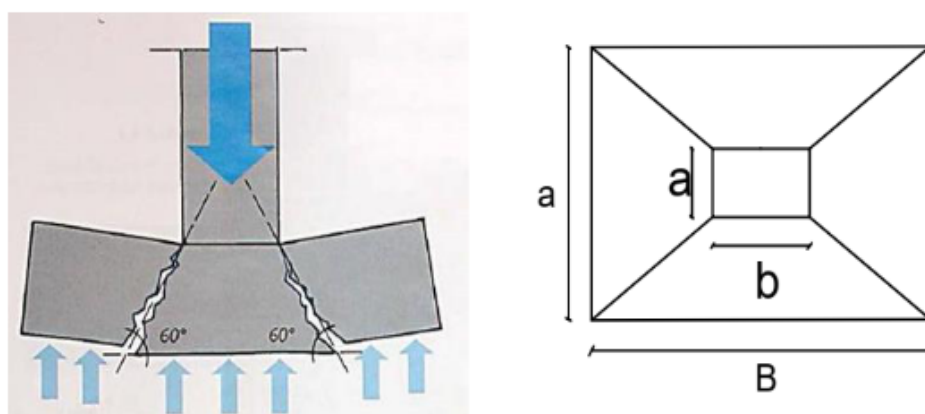
- Hauteur de la nervure  $h_t = 80cm$ .
- Hauteur de la table du radier  $h_r = 30cm$ .

- La surface du radier  $S_{rad} = 628.55m^2$ .

## VI.4.2 Vérifications nécessaires

### VI.4.2.1 Vérification au poinçonnement

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon **CBA 93** (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :



**Figure VI.1 – Schéma du poinçonnement.**

$$N_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (Article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

$N_u$  : l'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$h$  : épaisseur totale de la dalle  $\mu_c = 2(a + b + 2h)$

$$\mu_c = 2(0.6 + 0.6 + 2 \times 0.80) = 5.6m.$$

$$N_u = 2098,55KN \leq \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times 25}{1.15 \times 1000} = 4382.61KN \dots \dots \dots cv$$

### VI.4.2.2 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15 \times f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

On considère une bande de largeur  $b = 1m$ .

$$V_u = \frac{q_u \times l_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 \Rightarrow V_u = \frac{83740.75 \times 5}{2 \times 628.556} \times 1 = 333.07 KN$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27m$$

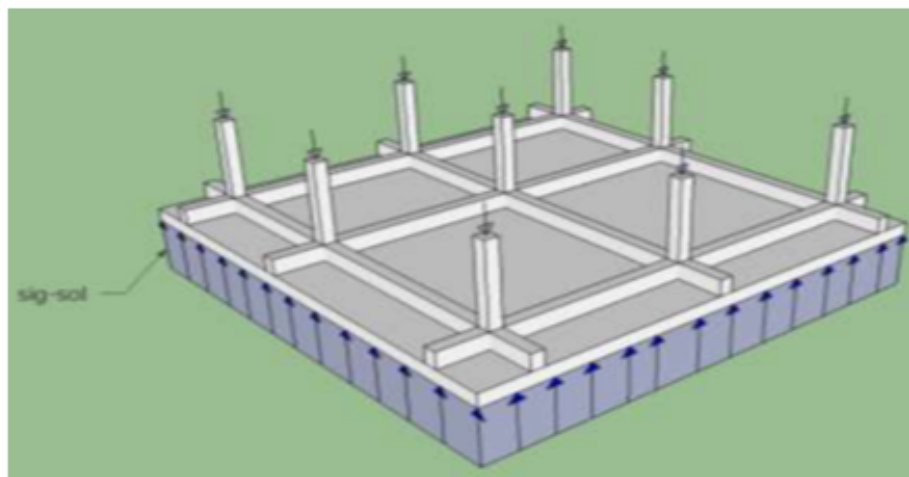
$$\tau_u = \frac{333070}{1000 \times 270} = 1.23 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

### VI.4.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux ou voiles sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée très préjudiciable, vu que le radier est exposé dans un milieu agressif.



**Figure VI.2 – Schéma de Radier général**

$$l_x = 3.42m \quad l_y = 5.00m$$

#### ✓ Calcul des sollicitations :

##### • ELU

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

$N_u$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_{rad} = N_{dall} + N_{nervur}$$

$$\begin{aligned}
N_{rad} &= (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum(l_x + l_y)) \\
N_{rad} &= (628.556 \times 0.3 \times 25) + (0.6 \times 0.8 \times 25 \times 397.08) \\
N_{rad} &= 9263.13 \text{ KN} \\
N_u &= N_u + N_{rad} = 83740.75 + 92633.13 = 93003.88 \text{ KN} \\
Q_u &= \frac{93003.88}{628.556} = 147.96 \text{ KN/m}^2
\end{aligned}$$

- **ELS**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$N_s$  : L'effort normal ultime donné par la structure

$$N_s = 61138.44 \text{ KN}$$

$$q_s = \frac{61138.44}{628.556} = 97.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{342}{500} = 0.684 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens .}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions  $l_x$  et  $l_y$

a) **Calcul des moments**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles **BAEL91[3]** :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

$$- \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu$$

$$- \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à ELU} \\ 0.2 \text{ à ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07 \\ \mu_y = 0.456 \end{cases} \text{ part interpolation}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 121.14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 55.23 \text{ KN.m}$$

- Moments sur travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 \times 121.14 = 102.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 \times 55.23 = 46.94 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 60.57 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.3 \text{ m}^2$

**b) Ferrailage de la dalle :**

$$B = 100 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, d = 0.9h = 27 \text{ cm}, f_e = 400 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa},$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 – Section d'armature du radier.**

|        | Sens | M(KN.m) | $\mu$ | $A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$ | $\alpha$ | Z(cm) | $A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$ | Choix | $A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|--------|------|---------|-------|------------------------------|----------|-------|---------------------------------|-------|---------------------------------|
| Travée | x-x  | 121.14  | 0.117 | 0                            | 0.155    | 25.33 | 13.74                           | 9HA14 | 13.85                           |
|        | y-y  | 46.94   | 0.045 | 0                            | 0.057    | 26.38 | 5.11                            | 6HA12 | 6.79                            |
| Appuis |      | 60.57   | 0.06  | 0                            | 0.07     | 26.24 | 6.63                            | 6HA14 | 9.24                            |

**c) Condition de non fragilité :**

$$\text{On a : } 12 \text{ cm} < e$$

$$h = e = 30 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} A_{min \ x} \geq \rho_0 \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h = 2.7 \text{ cm}^2 \\ A_{min \ y} \geq \rho_0 \times b \times h = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.684 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} sens \ x - x : A_x = 13.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ sens \ y - y : A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} sens \ x - x : A_x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ sens \ y - y : A_y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

**d) Espacement :**

✓ Travée :

$$\begin{cases} sens \ x - x : S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h.33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \\ sens \ y - y : S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h.33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} sensx - x : S_t = \frac{100}{5} = 20cm < min(3h.33cm).....cv \\ sensy - y : S_t = \frac{100}{5} = 20cm < min(3h.33cm).....cv \end{cases}$$

e) **Vérification à L'ELS :**

Evaluation des sollicitations à l'ELS :  $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.684 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.07592 \\ \mu_y = 0.5674 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 86.37KN.m$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 49.00KN.m$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 81.91KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 41.65KN.m$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 43.19KN.m$$

f) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

• Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec } n=15$$

• Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 – Vérification des contraintes à l'ELS.**

|        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Y(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_s(MPa)$ | $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ | $\sigma_{bc}(MPa)$ | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ |
|--------|------|---------------------|-----------------------------|-------|----------------------|-----------------|-------------------------------------|--------------------|-------------------------------------------|
| Travée | x-x  | 81.91               | 13.85                       | 8.72  | 91523.24             | 245.39          | CNV                                 | 7.80               | CV                                        |
|        | y-y  | 41.65               | 6.79                        | 6.46  | 53404.55             | 240.28          | CNV                                 | 5.04               | CV                                        |
| Appuis |      | 43.19               | 9.24                        | 7.38  | 70013.18             | 181.54          | CV                                  | 4.55               | CV                                        |

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

**Tableau VI.3 – Section d'armateur du radier à l'ELS.**

|        | Sens | M(KN.m) | $A_{cal}(cm^2)$ | $A_{adp}(cm^2)$ | Nbre de barres |
|--------|------|---------|-----------------|-----------------|----------------|
| Travée | x-x  | 81.91   | 9.09            | 11.31           | 11HA12         |
|        | y-y  | 41.65   | 4.61            | 6.79            | 6HA12          |
| Appuis |      | 43.19   | 4.79            | 6.79            | 6HA12          |

## VI.5 Les nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- $P_m$  charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.
- $P_V$  charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

### – Charge trapézoïdale

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[ \left( \frac{1 - \rho^2 g}{3} \right) \times L_{xg} + \left( \frac{1 - \rho^2 d}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[ \left( \frac{1 - \rho_g}{3} \right) \times L_{xg} + \left( \frac{1 - \rho_d}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y};$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

### – Charges triangulaires :

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ Dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Dans le cas d'une seul charge triangulaire par travée.

✠ Sens x-x

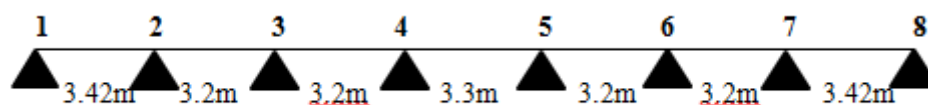


Figure VI.3 – La nervure dans le sens x-x

✠ Sens y-y

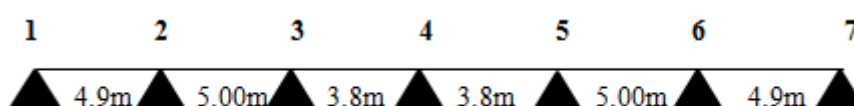


Figure VI.4 – La nervure dans le sens y-y

## VI.5.1 Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{p_g \times l_g'^3 + p_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g'^3 + l_d'^3)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$\begin{cases} l & \text{si } c' \text{ est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{si } c' \text{ est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0$$

Avec :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moment en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (L \sim x)$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

✓ **Sollicitations de la nervures ( sens x-x ) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.4 – Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal.**

| Travée | L(m) | $l'$ (m) | ELU $M_a$<br>( KN.m) |        | ELS $M_a$<br>( KN.m) |        | X(m) | ELU $M_t$<br>(KN.m) | ELS $M_t$<br>(KN.m) |
|--------|------|----------|----------------------|--------|----------------------|--------|------|---------------------|---------------------|
|        |      |          | $M_g$                | $M_d$  | $M_g$                | $M_d$  |      |                     |                     |
| A-B    | 3.42 | 3.42     | 54.84                | 203.34 | 36.47                | 133.65 | 1.88 | 502.8               | 330.67              |
| B-C    | 3.2  | 2.56     | 203.34               | 182.53 | 133.65               | 119.92 | 1.57 | 496.06              | 326.03              |
| C-D    | 3.2  | 2.56     | 182.53               | 191.49 | 119.92               | 125.8  | 1.61 | 490.03              | 322.03              |
| D-E    | 3.3  | 2.64     | 191.49               | 191.49 | 125.80               | 125.8  | 1.65 | 523.81              | 344.23              |
| E-F    | 3.2  | 2.56     | 191.49               | 182.53 | 125.80               | 119.92 | 1.58 | 490.08              | 322.06              |
| F-G    | 3.2  | 2.56     | 182.53               | 54.84  | 119.92               | 36.47  | 1.43 | 424.68              | 279.32              |
| G-H    | 3.42 | 3.42     | 54.84                | 54.84  | 36.47                | 36.47  | 1.71 | 424.75              | 296.97              |

✓ **Sollicitations de la nervures ( sens y-y )**

**Tableau VI.5 – Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal.**

| Travée | L(m) | $l'$ (m) | ELU $M_a$<br>( KN.m) |        | ELS $M_a$<br>( KN.m) |        | X(m) | ELU $M_t$<br>(KN.m) | ELS $M_t$<br>(KN.m) |
|--------|------|----------|----------------------|--------|----------------------|--------|------|---------------------|---------------------|
|        |      |          | $M_g$                | $M_d$  | $M_g$                | $M_d$  |      |                     |                     |
| A-B    | 4.9  | 4.9      | 95.41                | 392.65 | 62.71                | 258.08 | 2.74 | 889                 | 584.33              |
| B-C    | 5    | 4        | 392.65               | 315.06 | 258.08               | 207.12 | 2.4  | 1021.68             | 671.57              |
| C-D    | 3.8  | 3.04     | 315.06               | 200.71 | 207.12               | 131.99 | 1.74 | 593.3               | 390.13              |
| D-E    | 3.8  | 3.04     | 200.71               | 315.06 | 131.99               | 207.12 | 2.06 | 593.3               | 390.13              |
| E-F    | 5    | 4        | 315.06               | 95.41  | 207.12               | 62.71  | 2.29 | 876.65              | 576.25              |
| F-G    | 4.9  | 4.9      | 95.41                | 95.41  | 62.71                | 62.71  | 2.45 | 731.46              | 480.78              |

✓ **Les sollicitations maximales dans les nervures :**– **Sens transversal (x-x) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 –** Sollicitation max sur la nervure dans le sens transversal.

| Localisation | Travée | Appui  |
|--------------|--------|--------|
| $M_u$ (KN.m) | 523.81 | 203.34 |
| $M_s$ (KN.m) | 344.23 | 133.65 |

– **Sens longitudinal (y-y) :**

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.7 –** Sollicitation max sur la nervure dans le sens longitudinal.

| Localisation | Travée  | Appui  |
|--------------|---------|--------|
| $M_u$ (KN.m) | 1021.68 | 392.65 |
| $M_s$ (KN.m) | 671.57  | 258.08 |

## VI.5.2 Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

► **Sens x-x :**

$$h = 0.8m$$

$$h_0 = 0.3m$$

$$b_0 = 0.5m$$

$$d = 0.75m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{3.8}{10}; \frac{3.42}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.38; 1.71)$$

$$\text{soit } b_1 = 0.38m$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 38 + 50$$

$$\text{Donc ; } b = 126cm$$

► **Sens y-y :**

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5}{10}; \frac{3.42}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.5; 1)$$

$$\text{soit } b_1 = 0.5m$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 50 + 50$$

$$\text{Donc ; } b = 150cm$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.8 – Résultats de ferrailage des nervures.**

| Localisation |        | M(KN.m) | $A_{cal} (cm^2)$ | $A_{adpt}(cm^2)$ | Choix des barres |
|--------------|--------|---------|------------------|------------------|------------------|
| x-x          | Travée | 523.81  | 20.56            | 25.13            | 8HA20            |
|              | Appui  | 203.34  | 7.88             | 9.05             | 8HA12            |
| y-y          | Travée | 1021.68 | 40.77            | 41.21            | 8HA16+8HA20      |
|              | Appui  | 392.65  | 15.22            | 25.13            | 8HA20            |

✓ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » :**

**Sens x-x :**

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

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa) \text{ pour la fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\nu_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{253.01 \times 3.42}{2} = 432.65KN$$

$$\tau_u = \frac{\nu_u}{b \times d} = \frac{432.65 \times 10^3}{1260 \times 750} = 0.45MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots CV$$

**Sens y-y :**

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa)$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5, 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\nu_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{166.48 \times 5}{2} = 416.2KN$$

$$\tau_u = \frac{\nu_u}{b \times d} = \frac{416.2 \times 10^3}{1500 \times 750} = 0.36MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa \dots\dots CV$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

✓ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63MPa$$

- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec } n=15$$

- Moment d'inertie :

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

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupé dans le tableau suivant

**Tableau VI.9 – Vérification des contraintes à l'ELS.**

|        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>( $cm^2$ ) | Y(cm) | I ( $cm^4$ ) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ |
|--------|------|---------------------|---------------------|-------|--------------|------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------|
| Travée | x-x  | 344.23              | 25.13               | 18.4  | 1469381.29   | 198.89           | CV                                  | 4.31                | CV                                        |
|        | y-y  | 392.65              | 41.21               | 21.08 | 2265550.73   | 140.17           | CV                                  | 3.65                | CV                                        |
| Appuis | x-x  | 133.65              | 9.05                | 31.44 | 1562841.66   | 55.87            | CV                                  | 2.68                | CV                                        |
|        | y-y  | 258.08              | 25.13               | 17.06 | 1513864.27   | 148.16           | CV                                  | 2.91                | CV                                        |

- Calcul Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{l \min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(16; \frac{800}{35}; \frac{500}{10}\right) = (16; 22.85; 50)$$

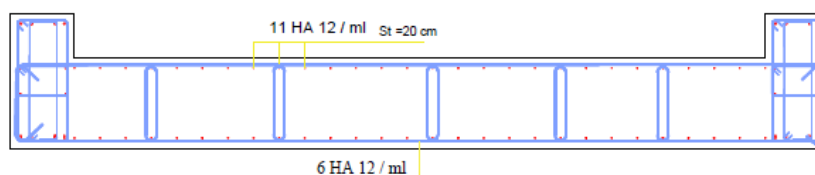
$$\phi_t = 16mm$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 12mm$$

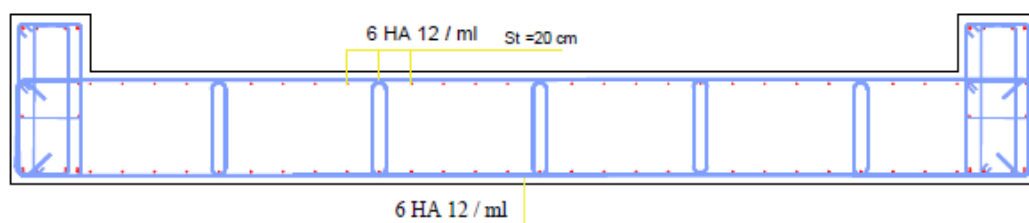
$$\text{Et : } A_t = 6HA12 = 6.79cm^2(3cadres\phi12)$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $S_t = 15cm$ .

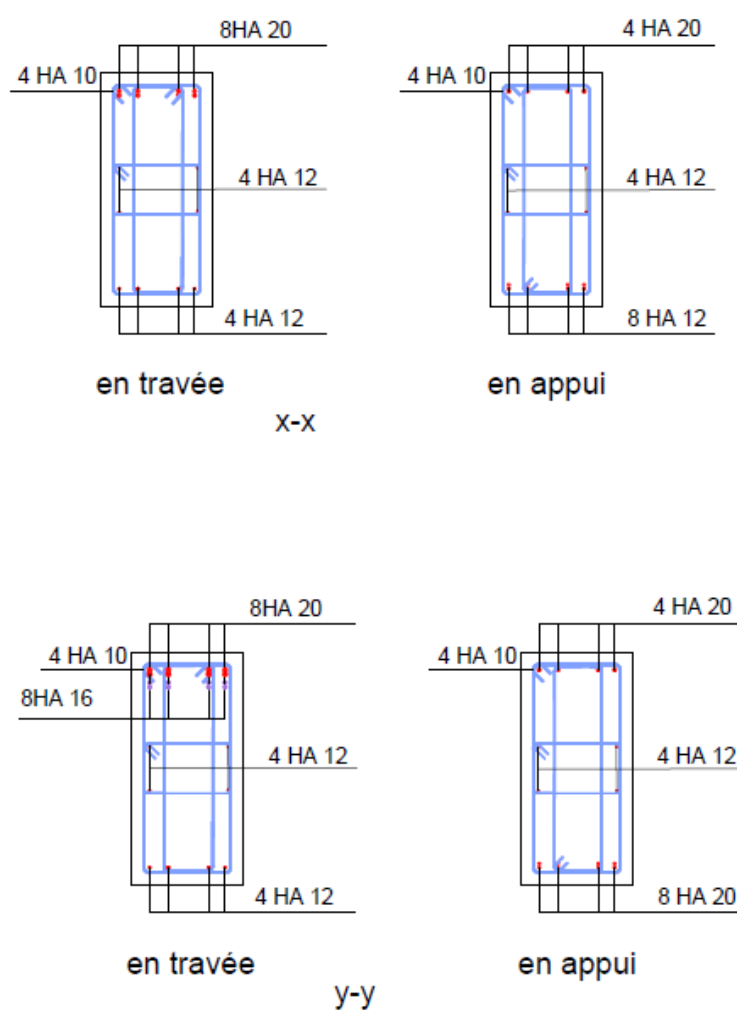
**Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.5 – Schéma de ferrailage de radier sens x-x.**



**Figure VI.6** – Schéma de ferrailage de radier sens y-y.



**Figure VI.7** – Schémas de ferrailage des nervures.

## VI.6 Étude du voile peripherique

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

### VI.6.1 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2**.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $\geq 15cm$
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens ( Section du voile).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $40\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

On prend :

La hauteur  $h = 3.00$  m.

La longueur  $L = 3.42$  m.

L'épaisseur  $e = 20$  cm.

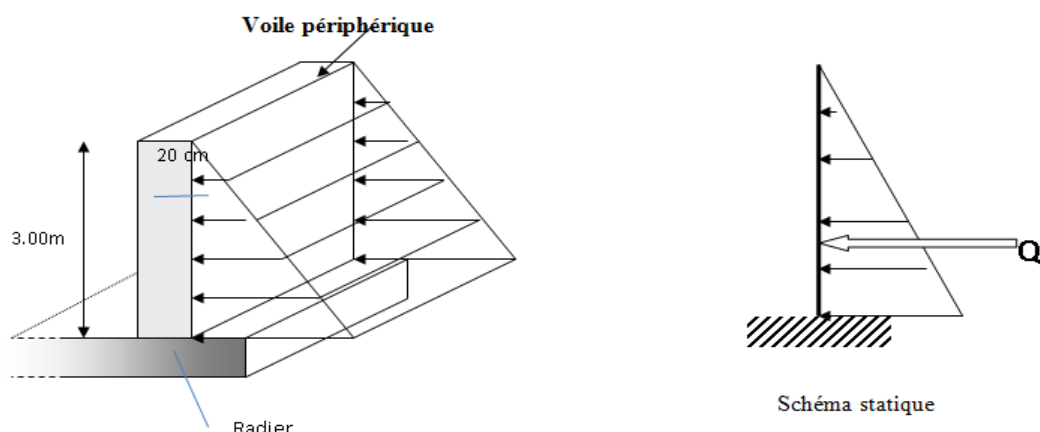


Figure VI.8 – Voile périphérique

## VI.6.2 Caractéristiques du sol

Poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$

- Cohésion (Sol non cohérant)  $c = 0 \text{ bar}$ .
- Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée (Sable limoneux peu argileux),  
L'angle de frottement se situe dans l'intervalle suivant :  $\varphi = 25^\circ$

$k_a$  : Coefficient de poussée des terres  $k_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2) = 0.4$

$k'_a = k_a = \frac{K_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0.4$

$\delta$  : Angle de frottement sol structure on prend  $\delta = 0$ .

## VI.6.3 Évaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

### ✓ La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 3 \times 20 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 24.35 \text{ KN/m}^2$$

### ✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) 4 \text{ KN/m}^2$$

## VI.6.4 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 38.87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 6 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VI.9 – Répartition des contraintes sur le voile.**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 38.87 + 6}{4} = 30.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} = 30.65 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 30.65 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$l_x = 3 \text{ m}$$

$$l_y = 3.42 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{342} = 0.88 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux sens .}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions  $l_x$  et  $l_y$

### a) Calcul des moments

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles BAEL91 :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

–  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et de  $\nu$

–  $\nu$  : Coefficient de poisson.  $\begin{cases} 0 \text{ à ELU} \\ 0.2 \text{ à ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.048 \\ \mu_y = 0.7408 \end{cases}$  part interpolation

$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 13.24 \text{ KN.m}$

$M_y = \mu_y \times M_x = 9.81 \text{ KN.m}$

● **Moments en travées :**

$M_{tx} = 0,75M_x = 0,75 \times 13.24 = 9.93 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0,75M_y = 0,75 \times 9.81 = 7.36 \text{ KN.m}$

● **Moments sur appuis :**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 6.62 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h = 1 \times 0.2 = 0.2 \text{ m}^2$

b) **Ferrailage de la dalle :**

$B = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.10 – Ferrailage de voile périphérique.**

|        | Sens | M(KN.m) | $\mu$ | $A'_s (cm^2)$ | $\alpha$ | Z(cm) | $A_{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_{adp}(cm^2)$ |
|--------|------|---------|-------|---------------|----------|-------|-----------------|-------|-----------------|
| Travée | x-x  | 9.93    | 0.02  | 0             | 0.025    | 17.82 | 1.6             | 4HA10 | 3.14            |
|        | y-y  | 7.36    | 0.016 | 0             | 0.02     | 17.86 | 1.18            | 4HA10 | 3.14            |
| Appuis |      | 6.62    | 0.014 | 0             | 0.018    | 17.87 | 1.06            | 4HA10 | 3.14            |

c) **Condition de non fragilité :**

On a :  $12 \text{ cm} < e < 30 \text{ cm}$

$h = e = 20 \text{ cm}$        $b = 100 \text{ cm}$

$\begin{cases} A_{min x} \geq \rho_0 \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 1.696 \text{ cm}^2 \\ A_{min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Avec : 
$$\begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 \end{cases}$$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.696 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.696 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

d) **Espacement :**

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min = (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min = (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min = (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min = (3h; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots cv \end{cases}$$

e) **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa} \\ T_x &= \frac{q_u l_x l_y}{2l_x + l_y} = \frac{30.65 \times 3 \times 3.42}{2 \times 3 + 3.42} = 33.38 \text{ KN} \\ T_y &= \frac{q_u l_x}{3} = \frac{30.65 \times 3}{3} = 33.38 \text{ KN} \\ T_x^{max} &= \max(T_x; T_y) = 33.38 \text{ KN} \\ \tau_u &= \frac{33.38 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV. \end{aligned}$$

f) **Vérification à L'ELS :**

Evaluation des sollicitations à l'ELS :  $\nu = 0.2$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.055 \\ \mu_y = 0.8188 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 28.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 28.35 + 4}{4} = 22.26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = 22.26 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 22.26 \text{ KN/ml}$$

– **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 11.02 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 9.02 \text{ KN.m}$$

– **Les moments corrigés :**

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 6.8 \text{ KN.m}$$

• Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 5.51 \text{ KN.m}$$

g) **Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

• Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ avec } n=15$$

• Moment d'inertie :

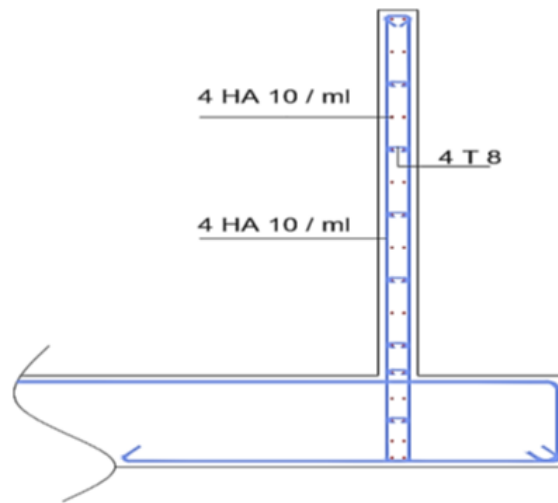
$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c)^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11 – Vérification des contraintes à l'ELS.**

|        | Sens | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | Y(cm) | I ( $\text{cm}^4$ ) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ |
|--------|------|---------------------|----------------------------|-------|---------------------|------------------|-------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------|
| Travée | x-x  | 8.27                | 3.14                       | 3.67  | 11319.63            | 157.04           | CV                                  | 2.68                | CV                                        |
|        | y-y  | 6.8                 | 3.14                       | 3.67  | 11319.63            | 129.12           | CV                                  | 2.2                 | CV                                        |
| Appuis |      | 5.51                | 3.14                       | 3.67  | 11319.63            | 104.63           | CV                                  | 1.8                 | CV                                        |

**Schéma de ferrailage :**



**Figure VI.10 –** Schéma de ferrailage du voile périphérique.

## VI.7 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure le type de fondation choisie est le radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

---

## CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'études a pour objectif l'étude et l'analyse d'un bâtiment en béton armé situé en zone de sismicité moyenne contreventé par noyau central. La forme de celui-ci été jugée régulière selon les règles de construction parasismique RPA.

Dans un premier temps, l'étude a consisté à dimensionner les éléments principaux, poteaux, voiles, dalles suivant les règlements BAEL, Eurocode 2 et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de pouvoir comparer les règlements tant du point de vue des processus de calcul que des dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysis a été effectuée. L'exploitation des résultats donnés par ce logiciel a permis de vérifier plusieurs critères : la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de noyau. Cependant, on a remarqué que le noyau central n'a pas pu supporter les différentes charges auxquels il est soumis. Pour cela, on a dû d'ajouter d'autres voiles pour vérifier la stabilité.

Le prédimensionnement des éléments structuraux a ensuite été vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent quant à eux dans des proportions respectables.

Ensuite, la descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, on a opté pour un radier général. Le dimensionnement et le ferraillage ont été calculés conformément aux règlements en vigueur (RPA et BAEL).

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en application les outils que nous avons appris tout au long de notre formation. En effet, il représente une opportunité dans laquelle on a développé nos compétences en termes d'ingénierie d'étude et acquérir des connaissances avancées à propos des structures.

---

# BIBLIOGRAPHIE

[1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé « **Code du Béton Armé CBA 93** » ;

[2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifiés 99**) ;

[3] Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « **Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/V2003** » ;

[4] Document technique réglementaire DTR « **Charges permanente et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2** » ;

## Logiciels utilisés :

[1] Robot 2018

[2] Autocad 2016

# **Annexes**

**Annexe1** : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

| $\alpha = L_x/L_y$ | ELU $\nu = 0$ |         | ELS $\nu = 0.2$ |         |
|--------------------|---------------|---------|-----------------|---------|
|                    | $\mu_x$       | $\mu_y$ | $\mu_x$         | $\mu_y$ |
| 0.40               | 0.1101        | 0.2500  | 0.0121          | 0.2854  |
| 0.41               | 0.1088        | 0.2500  | 0.1110          | 0.2924  |
| 0.42               | 0.1075        | 0.2500  | 0.1098          | 0.3000  |
| 0.43               | 0.1062        | 0.2500  | 0.1087          | 0.3077  |
| 0.44               | 0.1049        | 0.2500  | 0.1075          | 0.3155  |
| 0.45               | 0.1036        | 0.2500  | 0.1063          | 0.3234  |
| 0.46               | 0.1022        | 0.2500  | 0.1051          | 0.3319  |
| 0.47               | 0.1008        | 0.2500  | 0.1038          | 0.3102  |
| 0.48               | 0.0994        | 0.2500  | 0.1026          | 0.3491  |
| 0.49               | 0.0980        | 0.2500  | 0.1013          | 0.3580  |
| 0.50               | 0.0966        | 0.2500  | 0.1000          | 0.3671  |
| 0.51               | 0.0951        | 0.2500  | 0.0987          | 0.3758  |
| 0.52               | 0.0937        | 0.2500  | 0.0974          | 0.3853  |
| 0.53               | 0.0922        | 0.2500  | 0.0961          | 0.3949  |
| 0.54               | 0.0908        | 0.2500  | 0.0948          | 0.4050  |
| 0.55               | 0.0894        | 0.2500  | 0.0936          | 0.4150  |
| 0.56               | 0.0880        | 0.2500  | 0.0923          | 0.4254  |
| 0.57               | 0.0865        | 0.2582  | 0.0910          | 0.4357  |
| 0.58               | 0.0851        | 0.2703  | 0.0897          | 0.4456  |
| 0.59               | 0.0836        | 0.2822  | 0.0884          | 0.4565  |
| 0.60               | 0.0822        | 0.2948  | 0.0870          | 0.4672  |
| 0.61               | 0.0808        | 0.3075  | 0.0857          | 0.4781  |
| 0.62               | 0.0794        | 0.3205  | 0.0844          | 0.4892  |
| 0.63               | 0.0779        | 0.3338  | 0.0831          | 0.5004  |
| 0.64               | 0.0765        | 0.3472  | 0.0819          | 0.5117  |
| 0.65               | 0.0751        | 0.3613  | 0.0805          | 0.5235  |
| 0.66               | 0.0737        | 0.3753  | 0.0792          | 0.5351  |
| 0.67               | 0.0723        | 0.3895  | 0.0780          | 0.5469  |
| 0.68               | 0.0710        | 0.4034  | 0.0767          | 0.5584  |
| 0.69               | 0.0697        | 0.4181  | 0.0755          | 0.5704  |
| 0.70               | 0.0684        | 0.4320  | 0.0743          | 0.5817  |
| 0.71               | 0.0671        | 0.4471  | 0.0731          | 0.5940  |
| 0.72               | 0.0658        | 0.4624  | 0.0719          | 0.6063  |
| 0.73               | 0.0646        | 0.4780  | 0.0708          | 0.6188  |
| 0.74               | 0.0633        | 0.4938  | 0.0696          | 0.6315  |
| 0.75               | 0.0621        | 0.5105  | 0.0684          | 0.6447  |
| 0.76               | 0.0608        | 0.5274  | 0.0672          | 0.6580  |
| 0.77               | 0.0596        | 0.5440  | 0.0661          | 0.6710  |
| 0.78               | 0.0584        | 0.5608  | 0.0650          | 0.6841  |
| 0.79               | 0.0573        | 0.5786  | 0.0639          | 0.6978  |
| 0.80               | 0.0561        | 0.5959  | 0.0628          | 0.7111  |
| 0.81               | 0.0550        | 0.6135  | 0.0617          | 0.7246  |
| 0.82               | 0.0539        | 0.6313  | 0.0607          | 0.7381  |
| 0.83               | 0.0528        | 0.6494  | 0.0596          | 0.7518  |
| 0.84               | 0.0517        | 0.6678  | 0.0586          | 0.7655  |
| 0.85               | 0.0506        | 0.6864  | 0.0576          | 0.7794  |
| 0.86               | 0.0496        | 0.7052  | 0.0566          | 0.7932  |
| 0.87               | 0.0486        | 0.7244  | 0.0556          | 0.8074  |
| 0.88               | 0.0476        | 0.7438  | 0.0546          | 0.8216  |
| 0.89               | 0.0466        | 0.7635  | 0.0537          | 0.8358  |
| 0.90               | 0.0456        | 0.7834  | 0.0528          | 0.8502  |
| 0.91               | 0.0447        | 0.8036  | 0.0518          | 0.8646  |
| 0.92               | 0.0437        | 0.8251  | 0.0509          | 0.8799  |
| 0.93               | 0.0428        | 0.8450  | 0.0500          | 0.8639  |
| 0.94               | 0.0419        | 0.8661  | 0.0491          | 0.9087  |
| 0.95               | 0.0410        | 0.8875  | 0.0483          | 0.9236  |
| 0.96               | 0.0401        | 0.9092  | 0.0474          | 0.9385  |
| 0.97               | 0.0392        | 0.9322  | 0.4064          | 0.9543  |
| 0.98               | 0.0384        | 0.9545  | 0.0457          | 0.9694  |
| 0.99               | 0.0376        | 0.9771  | 0.0149          | 0.9847  |
| 1.00               | 0.0368        | 1.0000  | 0.0441          | 0.1000  |

**Annexe 2 :**

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$  au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

$$\text{Avec } L_x < L_y$$

$$\rho = 0.9$$

|              | $u/L_x$ | 0.0   | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1.0   |
|--------------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|              | $v/L_y$ |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
| Valeur de M1 | 0.0     | /     | 0.254 | 0.187 | 0.154 | 0.131 | 0.115 | 0.102 | 0.090 | 0.081 | 0.073 | 0.067 |
|              | 0.1     | 0.302 | 0.235 | 0.183 | 0.152 | 0.130 | 0.114 | 0.101 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.067 |
|              | 0.2     | 0.260 | 0.214 | 0.175 | 0.148 | 0.128 | 0.112 | 0.099 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.066 |
|              | 0.3     | 0.227 | 0.196 | 0.164 | 0.142 | 0.124 | 0.109 | 0.097 | 0.086 | 0.078 | 0.070 | 0.065 |
|              | 0.4     | 0.202 | 0.178 | 0.153 | 0.134 | 0.118 | 0.105 | 0.093 | 0.083 | 0.075 | 0.068 | 0.063 |
|              | 0.5     | 0.181 | 0.160 | 0.141 | 0.126 | 0.113 | 0.100 | 0.089 | 0.080 | 0.073 | 0.066 | 0.060 |
|              | 0.6     | 0.161 | 0.146 | 0.130 | 0.118 | 0.106 | 0.095 | 0.085 | 0.077 | 0.069 | 0.063 | 0.057 |
|              | 0.7     | 0.144 | 0.133 | 0.121 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.079 | 0.072 | 0.065 | 0.058 | 0.054 |
|              | 0.8     | 0.132 | 0.123 | 0.113 | 0.102 | 0.092 | 0.083 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.055 | 0.049 |
|              | 0.9     | 0.122 | 0.114 | 0.103 | 0.093 | 0.084 | 0.076 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 |
|              | 1.0     | 0.112 | 0.102 | 0.093 | 0.084 | 0.075 | 0.068 | 0.062 | 0.057 | 0.051 | 0.046 | 0.042 |
| Valeur de M2 | 0.0     | /     | 0.310 | 0.200 | 0.167 | 0.149 | 0.134 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 |
|              | 0.1     | 0.253 | 0.208 | 0.173 | 0.151 | 0.136 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.089 | 0.081 | 0.074 |
|              | 0.2     | 0.202 | 0.175 | 0.152 | 0.137 | 0.123 | 0.110 | 0.100 | 0.089 | 0.082 | 0.074 | 0.067 |
|              | 0.3     | 0.167 | 0.150 | 0.135 | 0.123 | 0.110 | 0.099 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 |
|              | 0.4     | 0.143 | 0.132 | 0.122 | 0.110 | 0.098 | 0.088 | 0.081 | 0.074 | 0.067 | 0.061 | 0.056 |
|              | 0.5     | 0.128 | 0.118 | 0.108 | 0.097 | 0.088 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.051 |
|              | 0.6     | 0.114 | 0.106 | 0.096 | 0.087 | 0.079 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 |
|              | 0.7     | 0.102 | 0.094 | 0.086 | 0.078 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.057 | 0.052 | 0.047 | 0.043 |
|              | 0.8     | 0.09  | 0.083 | 0.077 | 0.072 | 0.066 | 0.062 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 |
|              | 0.9     | 0.081 | 0.076 | 0.071 | 0.066 | 0.061 | 0.056 | 0.052 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 |
|              | 1.0     | 0.073 | 0.069 | 0.065 | 0.060 | 0.055 | 0.050 | 0.047 | 0.043 | 0.038 | 0.035 | 0.032 |

**Annexe 3** Sections en ( $cm^2$ ) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

| $\phi :$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32     | 40     |
|----------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 1        | 0.20 | 0.28 | 0.50  | 0.79  | 1.13  | 1.54  | 2.01  | 3.14  | 4.91  | 8.04   | 12.57  |
| 2        | 0.39 | 0.57 | 1.01  | 1.57  | 2.26  | 3.08  | 4.02  | 6.28  | 9.82  | 16.08  | 25.13  |
| 3        | 0.59 | 0.85 | 1.51  | 2.36  | 3.39  | 4.62  | 6.03  | 9.42  | 14.73 | 24.13  | 37.70  |
| 4        | 0.79 | 1.13 | 2.01  | 3.14  | 4.52  | 6.16  | 8.04  | 12.57 | 19.64 | 32.17  | 50.27  |
| 5        | 0.98 | 1.41 | 2.51  | 3.93  | 5.65  | 7.70  | 10.05 | 15.71 | 24.54 | 40.21  | 62.83  |
| 6        | 1.18 | 1.70 | 3.02  | 4.71  | 6.79  | 9.24  | 12.06 | 18.85 | 29.45 | 48.25  | 75.40  |
| 7        | 1.37 | 1.98 | 3.52  | 5.50  | 7.92  | 10.78 | 14.07 | 21.99 | 34.36 | 56.30  | 87.96  |
| 8        | 1.57 | 2.26 | 4.02  | 6.28  | 9.05  | 12.32 | 16.08 | 25.13 | 39.27 | 64.34  | 100.53 |
| 9        | 1.77 | 2.54 | 4.52  | 7.07  | 10.18 | 13.85 | 18.10 | 28.27 | 44.18 | 72.38  | 113.10 |
| 10       | 1.96 | 2.83 | 5.03  | 7.85  | 11.31 | 15.39 | 20.11 | 31.42 | 49.09 | 80.42  | 125.66 |
| 11       | 2.16 | 3.11 | 5.53  | 8.64  | 12.44 | 16.93 | 22.12 | 34.56 | 54.00 | 88.47  | 138.23 |
| 12       | 2.36 | 3.39 | 6.03  | 9.42  | 13.57 | 18.47 | 24.13 | 37.70 | 58.91 | 96.51  | 150.8  |
| 13       | 2.55 | 3.68 | 6.53  | 10.21 | 14.70 | 20.01 | 26.14 | 40.84 | 63.81 | 104.55 | 163.36 |
| 14       | 2.75 | 3.96 | 7.04  | 11.00 | 15.83 | 21.55 | 28.15 | 43.98 | 68.72 | 112.59 | 175.93 |
| 15       | 2.95 | 4.24 | 7.54  | 11.78 | 16.96 | 23.09 | 30.16 | 47.12 | 73.63 | 120.64 | 188.5  |
| 16       | 3.14 | 4.52 | 8.04  | 12.57 | 18.10 | 24.63 | 32.17 | 50.27 | 78.54 | 128.68 | 201.06 |
| 17       | 3.34 | 4.81 | 8.55  | 13.35 | 19.23 | 26.17 | 34.18 | 53.41 | 83.45 | 136.72 | 213.63 |
| 18       | 3.53 | 5.09 | 9.05  | 14.14 | 20.36 | 27.71 | 36.19 | 56.55 | 88.36 | 144.76 | 226.2  |
| 19       | 3.73 | 5.37 | 9.55  | 14.92 | 21.49 | 29.25 | 38.20 | 59.69 | 93.27 | 152.81 | 238.76 |
| 20       | 3.93 | 5.65 | 10.05 | 15.71 | 22.62 | 30.79 | 40.21 | 62.83 | 98.17 | 160.85 | 251.33 |

## Annexe 4 Flexion simple : Section rectangulaire

