



N° Réf : .....

**Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila**

**Institut des Sciences et de la Technologie**

**Département de Génie civil et d'hydraulique**

**Option : Structure**

**Spécialité: Génie Civil**

**Projet de fin d'Etude préparé En vue de l'obtention  
du diplôme de MASTER**

**Etude statique et dynamique d'un  
immeuble (R+8) à usage d'habitation**

**Présenté par :**

- Marzouk Aymen
- Fergani Bilal

**Devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>r</sup>. BRAHIMI Abdelkader**

**Examineur : M<sup>r</sup>. BELGHIAT Choayb**

**Promoteur : M<sup>r</sup>. KITCHAH Fethi**

Centre universitaire de Mila.

Centre universitaire de Mila.

Centre universitaire de Mila.

**Année Universitaire : 2024/2025**



# *Remerciement :*

Nous tenons tout d'abord

À remercier en premier lieu ALLAH,

Le Tout Puissant et Miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Nous remercions nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous voudrions remercier chaleureusement notre encadreur

**Mr. Kitchah Fethi** de nous avoir pris en charge, et pour leur

Disponibilité, leur aide et leur précieux conseils.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué

à notre formation de Master.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien de loin ou

de près, trouvent ici, l'expression de nos vivre et

Sincères reconnaissances.

## *Dédicace:*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*\* Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long  
Chemin pour atteindre ce stade de formation.*

*\* Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

*\* Toute ma famille.*

*\* Tous les amis sans exception*

*\* Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet.*

*\* Toute la promotion année universitaire 2024/2025*

*AYMEN*



## *Dédicace:*

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin  
ma mère qui m'a accompagné à chaque étape dont la tendresse les prières et les encouragements m'ont aidé à surmonter les moments les plus difficiles,  
et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis  
aujourd'hui, et ma petite sœur confidente de toujours et source constante de soutien et de joie et présente à chaque moment de c parcours merci mes parents.*
- ❖ *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *Et sans exception a tous mes amis.*
- ❖ *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire.*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

*Bilal*



## **SOMMAIRE:**

|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction Générale .....                                                              | 2  |
| CHAPITRE I: Présentation de projet et caractéristique des matériaux. ....                | 3  |
| I.1 Introduction: .....                                                                  | 4  |
| I.2 présentation de l'ouvrage: .....                                                     | 4  |
| I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :.....                                     | 7  |
| I.4 Caractéristique du sol :.....                                                        | 7  |
| I.5 Description de l'ossature :.....                                                     | 7  |
| I.6 Règles et hypothèses de calcul : .....                                               | 9  |
| I .6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA 2024) | 9  |
| I.6.2. Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites). ....                          | 9  |
| I.6.3 Nature des actions : On distinguer .....                                           | 11 |
| I .6.4. Combinaison d'action.....                                                        | 11 |
| I .7 Caractéristiques mécaniques des matériaux .....                                     | 12 |
| I .7.1 Béton .....                                                                       | 12 |
| I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé .....     | 12 |
| I .7.1.2 Dosage du béton .....                                                           | 13 |
| I.7.1.3.Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) : .....                         | 13 |
| I.7.2.1 Caractères mécaniques.....                                                       | 17 |
| I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet .....                               | 19 |
| I.9 Conclusion.....                                                                      | 20 |
| CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments structuraux et décents de charge .....     | 8  |
| II.1 Introduction .....                                                                  | 23 |
| II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux .....                             | 23 |
| II.2.1 Planchers .....                                                                   | 23 |
| II.2.1.1 Planchers à corps creux.....                                                    | 23 |
| II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon) .....                                                    | 25 |
| II.2.2 Évaluation des charges.....                                                       | 26 |
| Pré- II.3 Dimensionnement des éléments structuraux.....                                  | 29 |
| II.3.1 Les poutres .....                                                                 | 30 |
| II.3.2 Les Poteaux .....                                                                 | 31 |
| II.3.3 Les voile :.....                                                                  | 36 |
| II.4 Conclusion.....                                                                     | 37 |
| Chapitre III : Calcul des éléments secondaire .....                                      | 8  |
| III.1 Introduction.....                                                                  | 40 |
| III.2 Calcul de l'acrotère.....                                                          | 40 |

|                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.2.1 Introduction .....                                                     | 40 |
| III.2.2 Evaluation des Charges.....                                            | 40 |
| III.2.3.Vérification au séisme .....                                           | 41 |
| III.2.4. Calcul des sollicitations .....                                       | 41 |
| III.2.4.1 Etat limite ultime .....                                             | 41 |
| III.2.4.2 Etat limite de service .....                                         | 41 |
| III.2.5. Calcul de l'excentricité .....                                        | 41 |
| III.2.6. Calcul du ferrailage .....                                            | 43 |
| III.2.6.1. Les armatures fictives .....                                        | 43 |
| III.2.6.2. Armature de répartition.....                                        | 44 |
| III.2.6.3.Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]..... | 44 |
| III.2.7.Vérification à L'ELS .....                                             | 44 |
| III.2.7.1.Vérification des contraintes .....                                   | 44 |
| III.2.8.Schéma de Ferrailage.....                                              | 45 |
| III.3.Les balcons.....                                                         | 45 |
| III.3.1. Evaluation des charges et surcharges .....                            | 46 |
| III.3.1.1. Détermination des charges .....                                     | 46 |
| III.3.1.2.Détermination des sollicitations .....                               | 46 |
| III.3.2. Détermination du ferrailage .....                                     | 47 |
| III.3.3. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS) .....     | 48 |
| III.3.4. Schéma de ferrailage .....                                            | 48 |
| III.4.Les Escaliers .....                                                      | 49 |
| III.4.1. Combinaison des charges.....                                          | 49 |
| III.4.2.Détermination des sollicitations .....                                 | 49 |
| III.4.3. Diagrammes de moment fléchissant et effort tranchant ELU .....        | 50 |
| III.4.4. Calcul du ferrailage .....                                            | 51 |
| III.4.4.1.Le ferrailage à ELU .....                                            | 51 |
| III.4.4.2 Vérification des contraintes .....                                   | 54 |
| III.4.6. Schéma de ferrailage .....                                            | 58 |
| III.5.Poutre de palière .....                                                  | 58 |
| III.5.1 Pré dimensionnement .....                                              | 58 |
| III.5.2.Evaluation des charges .....                                           | 59 |
| III.5.3 Ferrailage à l'état limite ultime .....                                | 60 |
| III.5.4 Vérifications nécessaires.....                                         | 62 |
| III.5.5 Schéma de ferrailage .....                                             | 64 |
| III.6 Calcul du plancher :.....                                                | 64 |
| II.6.2 Calcul des planchers (poutrelles) :.....                                | 64 |

|                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----|
| II.6.1 Méthode forfaitaire : .....                                            | 64  |
| III.6.2.2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99).....                   | 67  |
| III.6.2.4 Types des planchers :.....                                          | 68  |
| III.6.2.5 Calcul des charges revenant aux poutrelles : .....                  | 69  |
| III.6.2.3 Ferrailage : .....                                                  | 80  |
| III.6.4 Schéma du ferrailage: .....                                           | 91  |
| III.7 Ascenseur : .....                                                       | 91  |
| III.7.1 Etude de l'ascenseur :.....                                           | 92  |
| III.7.1.1 Caractéristiques : .....                                            | 92  |
| III.7.1.2 : Étude de la dalle pleine du local machine : .....                 | 93  |
| III.7.2 : Calcul des sollicitations : .....                                   | 93  |
| III.7.3 : Calcul de ferrailage : .....                                        | 94  |
| III.7.3.1 : Calcul des armatures transversales : .....                        | 95  |
| III.7.3.2 : Vérification à l'ELS : .....                                      | 95  |
| III.7.4 Schéma du ferrailage .....                                            | 96  |
| III.8 Conclusion : .....                                                      | 96  |
| CHAPITRE IV: Etude statique et dynamique en zone sismique .....               | 97  |
| IV.1. Introduction.....                                                       | 98  |
| IV.2. Objectifs de l'étude sismique.....                                      | 98  |
| IV.3. Méthodes de calcul sismique : .....                                     | 98  |
| IV.3.1 Méthode statique équivalente .....                                     | 98  |
| IV.3.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente.....     | 98  |
| IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale .....                               | 99  |
| IV.4 Modélisation .....                                                       | 99  |
| IV.4.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale..... | 100 |
| IV.4.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....                   | 100 |
| IV.4.2.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique .....     | 100 |
| IV.5 Classification de l'ouvrage selon leur importance .....                  | 100 |
| IV.5.2 Choix de la méthode de calcul .....                                    | 101 |
| IV.5.2.1 Méthode statique équivalente .....                                   | 101 |
| IV.6 Calcul des actions sismiques.....                                        | 101 |
| IV.6.2. Modèle 3D et en plan de la structure : .....                          | 108 |
| IV.6.3. Disposition des voiles : .....                                        | 108 |
| IV.7 Conclusion .....                                                         | 117 |
| CHAPITRE V: Ferrailages des éléments structuraux .....                        | 118 |
| V.1. Introduction .....                                                       | 119 |
| V.2 Ferrailage des poutres.....                                               | 119 |

|                                                                              |     |
|------------------------------------------------------------------------------|-----|
| V.2.1 Les Poutres principales : .....                                        | 119 |
| V.2.1.2 Le ferrailage à l'ELU : .....                                        | 120 |
| V.2.1.3 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]..... | 123 |
| V.2.1.4 La vérification de la flèche : .....                                 | 124 |
| V.2.2 Les poutres secondaires : .....                                        | 124 |
| V.2.2.1. Le ferrailage à l'ELU : .....                                       | 124 |
| V.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS : .....                        | 125 |
| V.2.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS : .....                           | 126 |
| V.2.3.5. Schéma du ferrailage (poutre principale) : .....                    | 127 |
| V.3 Ferrailage des poteaux .....                                             | 127 |
| V.3.2 Les Recommandations du RPA 2024 : .....                                | 133 |
| V.3.2 Schéma de ferrailage : .....                                           | 138 |
| V.4 Les voiles .....                                                         | 138 |
| V.4.1 Introduction .....                                                     | 138 |
| V.4.2 Les combinaisons de calcul.....                                        | 139 |
| V.4.3 Etude de la section soumise à la flexion composée.....                 | 140 |
| V.4.4.Le ferrailage des voiles de sens longitudinales .....                  | 140 |
| V.4.5 Calcul du ferrailage : .....                                           | 141 |
| V.4.6 Schéma de Ferrailage.....                                              | 144 |
| V.5.Conclusion .....                                                         | 144 |
| VI.1 Introduction : .....                                                    | 146 |
| VI.2 Étude géotechnique du sol : .....                                       | 146 |
| VI.3 Choix du type de fondation : .....                                      | 146 |
| VI.3.1 Vérification de semelle isolée : .....                                | 146 |
| VI.3.2 Radier général : .....                                                | 147 |
| VI.3.2 Pré dimensionnement de radier : .....                                 | 147 |
| VI.3.2.1 Les Vérifications : .....                                           | 148 |
| VI.3.2.2 Ferrailage du radier : .....                                        | 149 |
| VI.3.2.3 Ferrailage des nervures : .....                                     | 152 |
| VI.4 Conclusion : .....                                                      | 156 |
| Conclusion .....                                                             | 120 |
| Références .....                                                             | 158 |
| Annexes .....                                                                | 160 |

## Liste des tableaux :

|                                                                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>TABLEAU 1:</b> CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ACIERS.....                                                                                    | 18  |
| <b>TABLEAU 2:</b> CHARGES PERMANENT D'UN PLANCHER TERRASSE (INACCESSIBLE).....                                                                  | 26  |
| <b>TABLEAU 3:</b> CHARGES PERMANENTES ET D'EXPLOITATION D'ETAGE COURANT .....                                                                   | 26  |
| <b>TABLEAU 4:</b> EVALUATION DES CHARGES DES CLOISONS EXTERIEURES. ....                                                                         | 26  |
| <b>TABLEAU 5:</b> EVALUATION DES CHARGES DES CLOISONS INTERIEURES. ....                                                                         | 27  |
| <b>TABLEAU 6:</b> EVALUATION DES CHARGES DE L'ACROTERE. ....                                                                                    | 27  |
| <b>TABLEAU 7:</b> EVALUATION DES CHARGES DU PALIER .....                                                                                        | 29  |
| <b>TABLEAU 8:</b> EVALUATION DES CHARGES DE LA PAILLASSE. ....                                                                                  | 29  |
| <b>TABLEAU 9:</b> EVALUATION DES CHARGES DU BALCON. ....                                                                                        | 29  |
| <b>TABLEAU 10:</b> DEGRESSION DES CHARGES D'EXPLOITATION. ....                                                                                  | 32  |
| <b>TABLEAU 11:</b> EVALUATION DES POIDS PROPRES DES POTEAUX. ....                                                                               | 33  |
| <b>TABLEAU 12:</b> LA DESCENTE DE CHARGE DE POTEAU .....                                                                                        | 33  |
| <b>TABLEAU 13:</b> LES COMBINAISONS DES CHARGES DE L'ESCALIER.....                                                                              | 49  |
| <b>TABLEAU 14:</b> DETERMINATION DES SOLLICITATIONS.....                                                                                        | 51  |
| <b>TABLEAU 15 :</b> DETERMINATION DES SOLLICITATIONS .....                                                                                      | 60  |
| <b>TABLEAU 16:</b> LES COMBINAISONS D'ACTION.....                                                                                               | 69  |
| <b>TABLEAU 17:</b> LES COMBINAISONS D'ACTION D'APRES LA MINORATION DE $G (2/3G)$ .....                                                          | 70  |
| <b>TABLEAU 18:</b> RECAPITULATIF DES CALCULS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS EN TRAVEE ET<br>APPUIS A ELU POUR POUTRELLE ETAGE COURANT .....  | 76  |
| <b>TABLEAU 19:</b> RECAPITULATIF DES CALCULS DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS EN TRAVEE ET<br>APPUIS A ELS POUR POUTRELLE ETAGE COURANT . .... | 78  |
| <b>TABLEAU 20:</b> CALCUL DES CONTRAINTES (ETAGE COURANT) .....                                                                                 | 88  |
| <b>TABLEAU 21:</b> CALCUL DES MOMENTS D'INERTIES FICTIVES (POUTRELLE TERRASSE).....                                                             | 90  |
| <b>TABLEAU 22:</b> VERIFICATION DE LA FLECHE (POUTRELLE TERRASSE).....                                                                          | 90  |
| <b>TABLEAU 23:</b> CARACTERISTIQUES DE L'ASCENSEUR SELON L'ANNEXE 4 .....                                                                       | 92  |
| <b>TABLEAU 24 :</b> RESULTATS DE FERRAILLAGE A L'ELU.....                                                                                       | 94  |
| <b>TABLEAU 25:</b> RESULTATS DE CALCUL DES CONTRAINTES DANS LE BETON .....                                                                      | 95  |
| <b>TABLEAU 26:</b> VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT $\Psi$ , POUR LA CHARGE D'EXPLOITATION<br>$Q_L$ .....                                | 101 |
| <b>TABLEAU 27:</b> COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE A. ....                                                                                   | 102 |
| <b>TABLEAU 28:</b> VALEURS DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT R. ....                                                                               | 102 |
| <b>TABLEAU 29:</b> VALEURS DES PENALITES $P_Q$ . ....                                                                                           | 104 |
| <b>TABLEAU 30:</b> VALEURS DU COEFFICIENT $C_T$ .....                                                                                           | 106 |
| <b>TABLEAU 31:</b> JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS SUIVANT X.....                                                                      | 112 |

### *Liste des tableaux*

|                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>TABLEAU 32:</b> JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS SUIVANT Y.....                | 112 |
| <b>TABLEAU 33:</b> JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P- $\Delta$ SENS Y.....             | 113 |
| <b>TABLEAU 34:</b> LES VALEURS DE CALCUL L'EFFORT NORMAL REDUIT .....                     | 114 |
| <b>TABLEAU 35:</b> CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE TORSION DE CHAQUE ETAGE.....              | 115 |
| <b>TABLEAU 36 :</b> VERIFICATION DE RENVERSEMENT DANS LE SENS X .....                     | 116 |
| <b>TABLEAU 37:</b> VERIFICATION DE RENVERSEMENT DANS LE SENS Y .....                      | 117 |
| <b>TABLEAU 38:</b> SOLLICITATIONS DE LA POUTRE PRINCIPALE.....                            | 120 |
| <b>TABLEAU 39:</b> FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES .....                              | 122 |
| <b>TABLEAU 40:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.....                                | 123 |
| <b>TABLEAU 41:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.....                                | 123 |
| <b>TABLEAU 42:</b> LA VERIFICATION DE LA FLECHE. ....                                     | 124 |
| <b>TABLEAU 43:</b> LES SOLLICITATIONS DE LA POUTRE SECONDAIRES LA PLUS SOLLICITEE. ....   | 124 |
| <b>TABLEAU 44:</b> LE FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE. ....                           | 125 |
| <b>TABLEAU 45:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.....                                | 125 |
| <b>TABLEAU 46:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A ELS.....                                | 126 |
| <b>TABLEAU 47:</b> LA VERIFICATION DE LA FLECHE. ....                                     | 126 |
| <b>TABLEAU 48 :</b> SOLLICITATIONS POTEAU RDC .....                                       | 128 |
| <b>TABLEAU 49:</b> SOLLICITATIONS POTEAU ETAGE.....                                       | 128 |
| <b>TABLEAU 50:</b> FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POTEAUX .....                             | 133 |
| <b>TABLEAU 51:</b> ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX ..... | 134 |
| <b>TABLEAU 52:</b> CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LES POTEAUX .....               | 136 |
| <b>TABLEAU 53:</b> JUSTIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT .....                   | 137 |
| <b>TABLEAU 54:</b> FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER.....                                 | 150 |
| <b>TABLEAU 55:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....                              | 152 |
| <b>TABLEAU 56 :</b> FERRAILLAGE DES NERVURES DU RADIER.....                               | 153 |
| <b>TABLEAU 57:</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....                              | 153 |
| <b>TABLEAU 58 :</b> VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS.....                             | 153 |

## Liste des figures :

|                                                                                                                           |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>FIGURE 1 :</b> VUE DE LA FAÇADE PRINCIPALE DU BATIMENT. ....                                                           | 4  |
| <b>FIGURE 2:</b> VUE DE LA FAÇADE ARRIERE DU BATIMENT. ....                                                               | 5  |
| <b>FIGURE 3:</b> VUE DE LA COUPE TRANSVERSALE DU BATIMENT. ....                                                           | 5  |
| <b>FIGURE 4:</b> VUE EN PLAN DE RDC DE BATIMENT. ....                                                                     | 6  |
| <b>FIGURE 5:</b> VUE EN PLAN D'ETAGE COURANT DU BATIMENT. ....                                                            | 6  |
| <b>FIGURE 6:</b> DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITENT DE LA SECTION. ....                                                  | 10 |
| <b>FIGURE 7:</b> MODULE DE DEFORMATION INSTANTANE ET DIFFEREE. ....                                                       | 15 |
| <b>FIGURE 8:</b> DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATION DU BETON A L'ELU ....                                                  | 15 |
| <b>FIGURE 9:</b> DIAGRAMME CONTRAINTES – DEFORMATION DU BETON A L'ELS ....                                                | 17 |
| <b>FIGURE 10:</b> DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATION DE L'ACIER. ....                                                      | 18 |
| <b>FIGURE 11:</b> PLANCHER A CORPS CREUX. ....                                                                            | 24 |
| <b>FIGURE 12:</b> POUTRELLES.....                                                                                         | 25 |
| <b>FIGURE 13 :</b> SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE. ....                                                                    | 27 |
| <b>FIGURE 14:</b> POUTRES PRINCIPALES ....                                                                                | 30 |
| <b>FIGURE 15:</b> POUTRES SECONDAIRES.....                                                                                | 31 |
| <b>FIGURE 16:</b> SPECIFICATIONS POUR LES NŒUDS POTEAUX-POUTRES ....                                                      | 37 |
| <b>FIGURE 17:</b> TYPE D'ACROTERE ....                                                                                    | 40 |
| <b>FIGURE 18:</b> SECTION DE CALCUL D'ACROTERE. ....                                                                      | 43 |
| <b>FIGURE 19:</b> DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE L'ACROTERE ....                                               | 45 |
| <b>FIGURE 20:</b> SECTION THEORIQUE POUR LE FERRAILLAGE DU BALCON.....                                                    | 46 |
| <b>FIGURE 21:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE BALCON.....                                                                    | 49 |
| <b>FIGURE 22:</b> SCHEMA STATIQUE D'ESCALIER. ....                                                                        | 50 |
| <b>FIGURE 23:</b> DIAGRAMMES DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU. ....                                          | 50 |
| <b>FIGURE 24:</b> SECTION DE CALCUL D'ESCALIER.....                                                                       | 51 |
| <b>FIGURE 25:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER ....                                                                   | 58 |
| <b>FIGURE 26:</b> DIAGRAMMES DES MOMENTS FLECHISSANT ET DE L'EFFORT TRANCHANT DE LA PALIERE<br>.....                      | 59 |
| <b>FIGURE 27:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE POUTRE PA.....                                                                    | 64 |
| <b>FIGURE 28:</b> DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS UNE POUTRE A DEUX TRAVEES.....                                         | 66 |
| <b>FIGURE 29:</b> DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS UNE POUTRE A PLUSIEURS TRAVEES.....                                    | 66 |
| <b>FIGURE 30:</b> LA POUTRE PLANCHER ETAGE COURANT SUR 6 APPUIS TOUTES LES TRAVEES SONT<br>CHARGEES. ....                 | 70 |
| <b>FIGURE 31:</b> LA POUTRE ETAGE COURANT SUR 6 APPUIS, TRAVEES EN COMBINAISON DECHARGER-<br>CHARGER SUCCESSIVEMENT. .... | 70 |

## *Liste des figures*

---

|                                                                                                                                    |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>FIGURE 32:</b> LA POUTRE PLANCHER ETAGE COURANT SUR 6 APPUIS, TRAVEES EN COMBINAISON<br>CHARGER - DECHARGER SUCCESSIVEMENT..... | 71  |
| <b>FIGURE 33:</b> COURBE DES MOMENTS POUTRELLE TYPE1 (ETAGE COURANT) EN ELU.....                                                   | 77  |
| <b>FIGURE 34:</b> COURBE DES EFFORTS TRANCHANTS POUTRELLE TYPE (ETAGE COURANT) EN ELU.....                                         | 78  |
| <b>FIGURE 35:</b> COURBE DES MOMENTS POUTRELLE TYPE1 (ETAGE COURANT) EN ELS. ....                                                  | 79  |
| <b>FIGURE 36:</b> COURBE DES EFFORTS TRANCHANTS POUTRELLE TYPE (ETAGE COURANT) EN ELS. ....                                        | 79  |
| <b>FIGURE 37:</b> LES COMPOSITIONS DE L'ASCENSEUR .....                                                                            | 92  |
| <b>FIGURE 38:</b> DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DE L'ASCENSEUR.....                                                       | 96  |
| <b>FIGURE 39:</b> MODELE 3D DE LA STRUCTURE .....                                                                                  | 108 |
| <b>FIGURE 40:</b> DISPOSITION DES VOILES .....                                                                                     | 109 |
| <b>FIGURE 41:</b> VALEURS DU COEFFICIENT D'ACCOMPAGNEMENT $\Psi$ , POUR LA CHARGE D'EXPLOITATION<br>Q <sub>L</sub> .....           | 110 |
| <b>FIGURE 42:</b> SCHEMA DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE. ....                                                              | 124 |
| <b>FIGURE 43:</b> SCHEMA DU FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE. ....                                                              | 127 |
| <b>FIGURE 44:</b> LA ZONE NODAL .....                                                                                              | 134 |
| <b>FIGURE 45:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX .....                                                                          | 138 |
| <b>FIGURE 46:</b> SCHEMA DE DISTRIBUTION DES CONTRAINTES (VOILE LONGITUDINALE). ....                                               | 141 |
| <b>FIGURE 47:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILE LONGITUDINALES. ....                                                              | 144 |
| <b>FIGURE 48:</b> SCHEMA DU POINÇONNEMENT .....                                                                                    | 149 |
| <b>FIGURE 49:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE RADIER SENS X-X. ....                                                                   | 154 |
| <b>FIGURE 50:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DE RADIER SENS Y-Y .....                                                                   | 155 |
| <b>FIGURE 51:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES EN TRAVEE .....                                                               | 155 |
| <b>FIGURE 52:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES EN APPUI.....                                                                 | 155 |
| <b>FIGURE 53:</b> SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES EN APPUI.....                                                                 | 155 |

## Résumé

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en (R+8) à usage d'habitation, il est implanté à la commune de MILA qui est classée en zone sismique V selon RPA 2024 Cet ouvrage est une structure et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux BAEL91 modifié 99 et RPA 2024. Et l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel Robot structural analysais 2025. Le dessin a été réalisé par logiciel AUTOCAD 2025

**Mots clés :** Bâtiment, Béton, ROBOT 2024, RPA 2024, BAEL91.

## Abstract :

This thesis studies an R+8 residential building located in the municipality of Mila, which is classified as a seismic zone V according to the RPA 2024 regulations. The project falls within the framework of complying with Algeria's seismic design standards.

The preliminary design of the load-bearing elements was carried out in accordance with BAEL91 (modified in 1999) and the requirements of RPA 2024. The seismic analysis of the structure was conducted using **Robot Structural Analysis 2025**, ensuring accurate assessment of the building's dynamic behavior. The architectural and structural drawings were produced with **AutoCAD 2025**.

**Keywords:** Building, Reinforced Concrete, Robot 2025, RPA 2024, BAEL91.

## الملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات (طابق أرضي + ٨ طوابق) الموجودة ببلدية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية صنف (V) حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA2024).

هذا العمل عبارة عن هيكل مختلط (أعمدة + جدران) وتم إجراء التحجيم المسبق للعناصر الحاملة وفقاً لـ BAEL91 المعدل 99 و (RPA2024). كما استخدمنا برنامج ROBOT2024 لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل أما عملية الرسم فتم بواسطة برنامج 2025.

AUTOCAD.

## الكلمات المفتاحية

BAEL91. RPA2024 ROBOT2025 الخرسانة.العمارة

Liste des abréviations et symboles :

|             |                                                                              |
|-------------|------------------------------------------------------------------------------|
| <b>A</b>    | Coefficient d'accélération de zone, Aire d'une section.                      |
| <b>An</b>   | Coefficient de minoration                                                    |
| <b>B</b>    | Facteur de comportement de la structure, aire d'une section de béton.        |
| <b>BAEL</b> | Béton armé à l'état limite.                                                  |
| <b>Br</b>   | Section réduite du béton.                                                    |
| <b>C</b>    | Centre de flexion, Amortissement.                                            |
| <b>Cd</b>   | Coefficient de pression dynamique.                                           |
| <b>Cpe</b>  | Coefficient de pression extérieur.                                           |
| <b>Cpi</b>  | Coefficient de pression intérieur.                                           |
| <b>Cfrj</b> | Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».                     |
| <b>D</b>    | Facteur d'amplification dynamique moyen.                                     |
| <b>Di</b>   | Facteur d'amplification dynamique.                                           |
| <b>E</b>    | Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).                         |
| <b>Eij</b>  | Module de déformation instantanée du béton.                                  |
| <b>Evj</b>  | Module de déformation différée du béton.                                     |
| <b>Es</b>   | Module d'élasticité de l'acier.                                              |
| <b>ELS</b>  | Etat limite de service.                                                      |
| <b>ELU</b>  | Etat limite ultime.                                                          |
| <b>e</b>    | Epaisseur, excentricité                                                      |
| <b>FP</b>   | Fissuration préjudiciable.                                                   |
| <b>FPN</b>  | Fissuration peu nuisible.                                                    |
| <b>FTP</b>  | Fissuration très préjudiciables.                                             |
| <b>G</b>    | Charge permanente, module d'élasticité transversale, Module de cisaillement. |
| <b>G0</b>   | Module initial de cisaillement.                                              |
| <b>g</b>    | Largeur de la marche.                                                        |
| <b>H</b>    | Hauteur totale du bâtiment.                                                  |
| <b>I</b>    | Moment d'inertie.                                                            |
| <b>Ie</b>   | Inertie équivalente.                                                         |
| <b>i</b>    | Inertie du linteau                                                           |
| <b>Il</b>   | Inertie des voiles longitudinaux.                                            |
| <b>It</b>   | Inertie des voiles transversaux.                                             |
| <b>j□</b>   | Inertie polaire.                                                             |
| <b>K</b>    | Rigidité.                                                                    |
| <b>Ks</b>   | Coefficient du site.                                                         |
| <b>L</b>    | Portée.                                                                      |
| <b>M</b>    | Moment, masse                                                                |
| <b>Mt</b>   | Moment en travée de la poutre considérée.                                    |
| <b>Map</b>  | Moment sur appuis.                                                           |
| <b>Mu</b>   | Moment ultime.                                                               |
| <b>NG</b>   | Effort normal développé par les charges permanentes.                         |
| <b>Nq</b>   | Effort normal développé par les charges d'exploitation.                      |

|                     |                                                                                                             |
|---------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $N_u$               | Effort normal ultime.                                                                                       |
| $N$                 | Nombre de niveaux.                                                                                          |
| $P, W$              | Poids                                                                                                       |
| $Q$                 | Charge d'exploitation, facteur de qualité.                                                                  |
| $Q$                 | Densité de charge répartie.                                                                                 |
| $R$                 | Réaction.                                                                                                   |
| <b>RPA</b>          | Règlement parasismique Algérien.                                                                            |
| $S$                 | Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.                                            |
| $S_t$               | Espacement entre armatures.                                                                                 |
| <b>SSI</b>          | Interaction Sol-Structure                                                                                   |
| $T$                 | Effort tranchant, période.                                                                                  |
| $V$                 | Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base                                                        |
| $Z$                 | Bras de levier entre les aciers et le béton.                                                                |
| $d'$                | Distance du barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée                            |
| $d$                 | Distance du barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.                              |
| $a$                 | Côte du poteau carré.                                                                                       |
| $b$                 | Largeur de la poutre.                                                                                       |
| $f_{bu}$            | Contrainte admissible de flambement.                                                                        |
| $f_{ej}$            | Résistance à la compression.                                                                                |
| $f_{tj}$            | Résistance à la traction.                                                                                   |
| $f_e$               | Limite élastique de l'acier.                                                                                |
| $l_f$               | Longueur du flambement.                                                                                     |
| $\alpha$            | Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.                                 |
| $\gamma$            | Poids volumique,                                                                                            |
| $\beta$             | Coefficient de majoration dynamique.                                                                        |
| $\gamma_b$          | Coefficient de sécurité à prendre pour le béton.                                                            |
| $\gamma_s$          | Coefficient de sécurité à prendre pour l'acier.                                                             |
| $\delta$            | Coefficient de dimension, déplacement.                                                                      |
| $\varepsilon$       | Déformation relative du béton comprimé                                                                      |
| $\varepsilon_b$     | Déformation relative de l'acier tendu.                                                                      |
| $\eta$              | Coefficient de fissuration, Facture de correction d'amortissement critique fonction du matériau constitutif |
| $\lambda$           | Coefficient d'élancement.                                                                                   |
| $\mu_r$             | Moment résistant.                                                                                           |
| $\sigma$            | Contrainte normale.                                                                                         |
| $\sigma_{bc}$       | Contrainte de compression de béton.                                                                         |
| $\bar{\sigma}_{bc}$ | Contrainte limite de service du béton                                                                       |
| $\sigma_s$          | Contrainte dans l'acier.                                                                                    |
| $\bar{\sigma}_s$    | Contrainte limite de service de l'acier.                                                                    |
| $\sigma_{s10}$      | Contrainte dans l'acier correspondant à un allongement relatif de 10%.                                      |

### *Liste des abréviations et symboles*

---

|          |                                        |
|----------|----------------------------------------|
| $\tau$   | Contrainte de cisaillement.            |
| $\nu$    | Coefficient de poisson.                |
| $\Phi_1$ | Diamètre des armatures longitudinales. |
| $\Phi_t$ | Diamètre des armatures transversales.  |

# Introduction Générale

### Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de 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 le différent facteur tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public, en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA2024, DTR.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+8, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé. Après une descende des charges et un Pré dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment dans le cadre de cette étude.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (BAEL 91) et les règles parasismiques algériennes (RPA 2024) sont utilisées dans notre projet, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT 2024 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux et les autres calculs ont été faits manuellement.

Concernant notre travail nous avons pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation de (master structure) , le travail est subdivisé en six chapitres :

- le premier consiste à donner présentation de l'ouvrage en fixant les hypothèses de calcul.
- Le second chapitre est réservé pour le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux.
- Le troisième chapitre nous présenterons un détail sur le calcul des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du la structure par le logiciel ROBOT 2024.
- Le chapitre cinq nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ROBOT 2024.
- Le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure, suivi d'une conclusion générale.

**CHAPITRE I:**  
**Présentation de projet  
et caractéristique des  
matériaux.**

## I.1 Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA 2024) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure.

## I.2 présentation de l'ouvrage:

Le présent projet est un bâtiment (R+8) en béton armé, composé d'un RDC et huit étages d'habitation identique. L'ouvrage sera implanté dans la Wilaya de MILA classée comme une zone sismicité élevée (zone V) d'après RPA 2024 et le site est considéré comme meuble (S3) ainsi que l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, selon les critères de classification des groupes d'usage RPA (Ouvrage courants ou d'importance moyenne : Bâtiment d'habitation collective à usage du bureau dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).

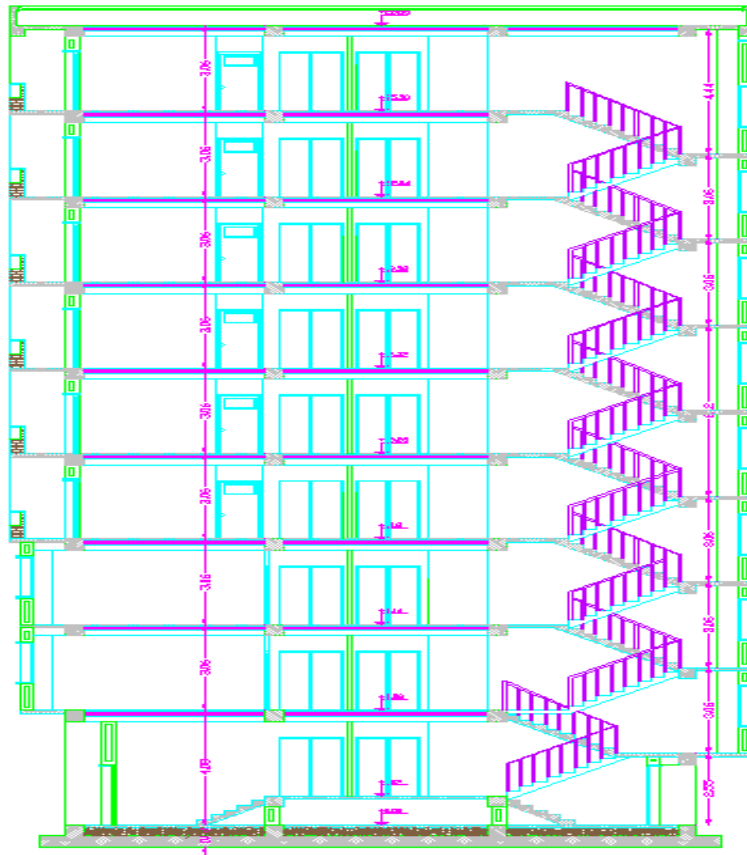
Le contreventement sera assuré par une structure en béton armé, Les vues en plan et les coupes des étages sont représenté sur les figures suivant :



Figure 1 : Vue de la façade principale du bâtiment.



**Figure 2:** Vue de la façade arrière du bâtiment.



**Figure 3:** Vue de la coupe transversale du bâtiment.

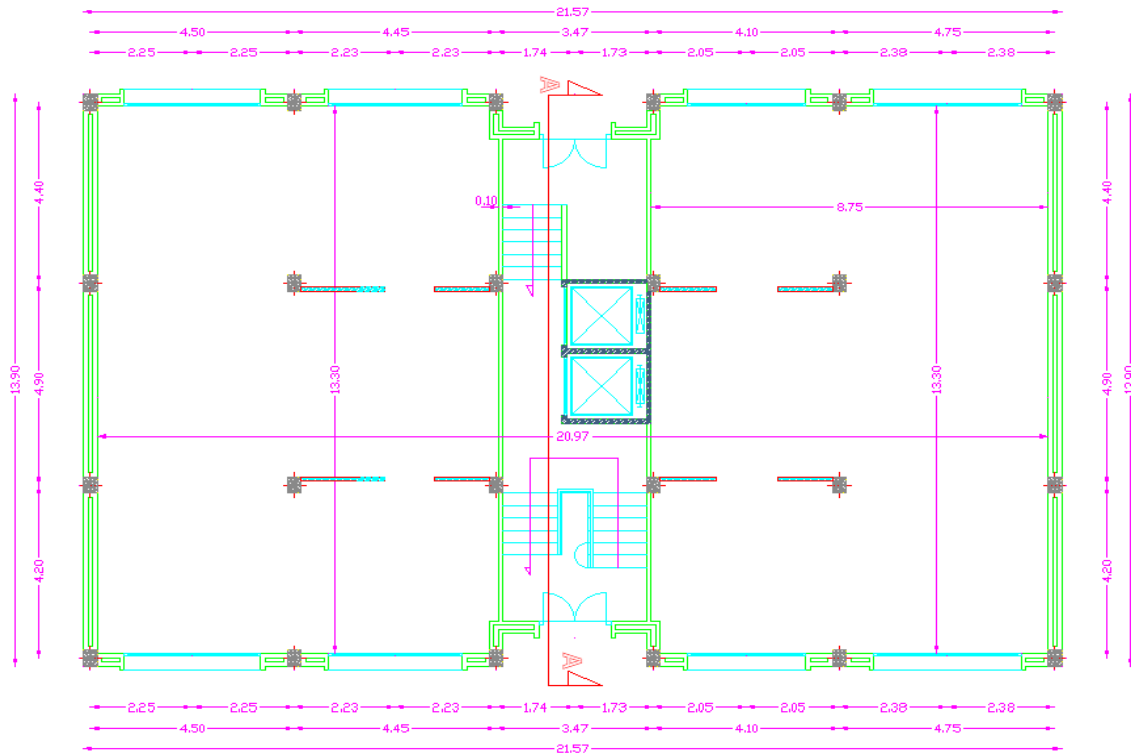


Figure 4: Vue en plan de RDC de bâtiment.

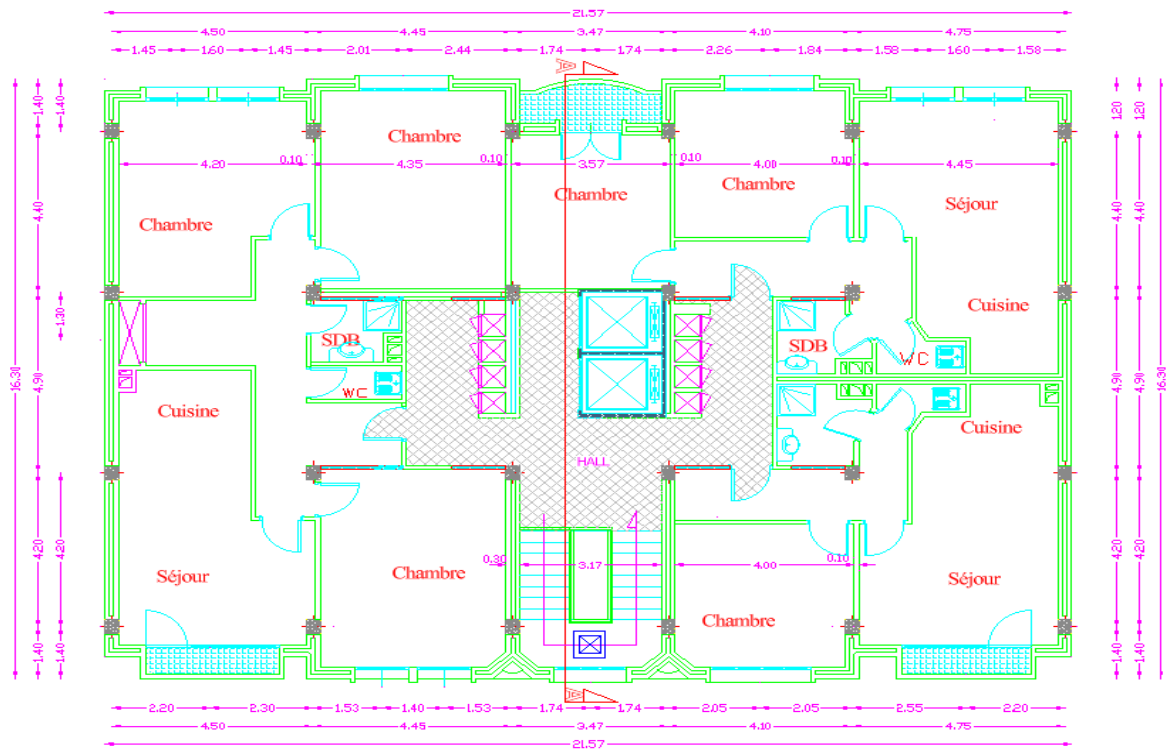


Figure 5: Vue en plan d'étage courant du bâtiment.

### I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

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

- Largeur totale de bâtiment.....  $B = 16.30$  m.
- Longueur totale de bâtiment.....  $L = 21.57$  m.
- Hauteur totale du bâtiment... ..  $H = 28.56$  m.
- Hauteur de RDC... ..  $h_{RDC} = 4.08$  m.
- Hauteur d'étage courant.....  $h_e = 3.06$  m.
- Hauteur de l'acrotère.....  $h_{ACR} = 0.60$  m.

### I.4 Caractéristique du sol :

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de MILA daté en mars 2014 le taux travail du sol est de :

- La contrainte étudiée du sol est  $\delta_{sol} = 1.5$  bar pour un ancrage de 1.5m.
- Le poids spécifiques de terre  $\gamma_h = 1.8$  t / m<sup>3</sup>.
- L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 30^\circ$ .

### I.5 Description de l'ossature :

#### • Conception structurales

La structure du bâtiment a un système de contreventement en portique contreventé par des voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 2024, vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

#### • Planchers

Dans notre projet utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : utilisé pour le RDC et les étage courant.
- Dalle pleine : utilisé pour les balcons.

#### • Poutres

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaire)

- **Poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

Escalier

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 8<sup>ième</sup> étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

- **Murs**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- **Revêtement**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Ascenseur**

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 4 personnes

- **Voile :**

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

- **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.

Limite les tassements.

Réalise l'encastrement de la structure dans le sol.

- **Acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'ateur et de 10 cm d'épaisseur.

Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible

- **Isolation :**

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

## **I.6 Règles et hypothèses de calcul :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

### **I.6.1 Choix du système de contreventement par Réglés Parasismique Algérienne (RPA 2024)**

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone V. Le contreventement par portique est donc écarté et le choix va se porter sur un contreventement (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.

### **I.6.2. (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites).**

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation de ses unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle. D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Les états limite sont classés en 2 catégories :

#### **a. Etats limites ultimes (ELU)**

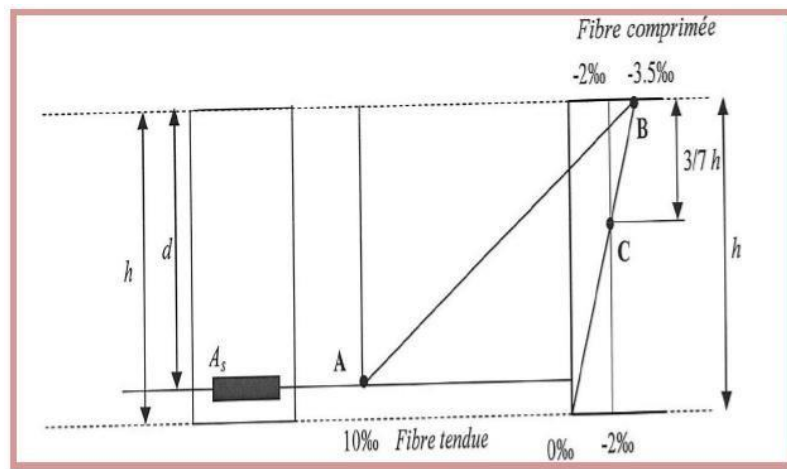
Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux est des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :  $q = 1.35G + 1.5Q$ .

## a.1 Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).



**Figure 6 :** Diagramme des déformations limitées de la section.

**Pivot A :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée, traction simple.

**Pivot B :** Les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

**Pivot C :** Les pièces soumises à la flexion composée ou à compression simple.

## b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service es  $q = G + Q$ .

**b.1 Hypothèses**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = n E_b$ ,  $n = 15$ ).

**I.6.3 Nature des actions : On distinguer**

**a) Action permanente :** (DTR; R.N.V 99) Les actions permanentes ont une intensité constante au très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à  $2.5\text{t/m}^3$ .
- Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ).
- Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- Déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

**b.Action variable**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles sont désignées par la lettre Q. Elle comprenant :

- Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- Action passagère en cours d'exécution.

**c. Action accidentelle**

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels : séismes, explosion, chocs et les incendies.

**c.1 Le séisme « E ».****I.6.4. Combinaison d'action**

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

**• Pour les plancher**

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU :  $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS :  $G + Q$

Dans le cas des actions sismiques, les combinaisons pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA2024 on a :

- **Pour les poutres**

$$G + Q + E$$

$$1.35 G + 1.5 Q + E : \text{Effort sismique}$$

$$G + Q$$

- **Pour les poteaux**

$$G + Q + 1.2 E$$

$$0.8 G + E$$

- **Pour les voiles**

$$G + Q + 1.2 E$$

$$0.8 G + E$$

## I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [4, 6, 7,8].

### I.7.1 Béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière à équilibrer les efforts de traction).

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

#### I.7.1.1 Principaux caractéristiques et avantages et inconvénient du béton armé

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

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton. Les principaux avantages du béton armé sont :
- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages

et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids :** Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution :**
  - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
  - Le placement des armatures.
  - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
  - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents :** Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains aux brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé :** Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé [9].

#### **I.7.1.2 Dosage du béton**

Vous retrouverez les dosages minimaux à effectuer pour la préparation des différents bétons dans la norme **NF EN 206-1**.

Même si plusieurs formules existent concernant la préparation du béton en fonction de la résistance voulue, on retrouve une formule de base pour la composition de 1 m<sup>3</sup> de béton ordinaire (350 kg/m<sup>3</sup>). Cette formule a été fixée en 1906 par un règlement :

- Ciment : 350 kg
- Sable : 750 kg
- Gravier : 1150 kg
- Eau de gâchage : 175 l

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m<sup>3</sup> et 2400Kg /m<sup>3</sup> [6, 7,10].

#### **I.7.1.3.Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) :**

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés ; et la durée de la production sur un site donné est suffisante longue.

##### **a. Résistance du béton à la compression (f<sub>cj</sub>)**

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression à 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droits de révolution de 200cm<sup>2</sup> de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge  $j < 28$  jours la résistance caractéristique la compression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ .

La résistance caractéristique alla compression  $f_{c28}$  est prise égale à **25MPa**.

**a. Résistance du béton à la traction**

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{tj} = 0.6+0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \leq 60\text{MPa} \quad \text{pour } f_{cj}$$

Dans notre cas  $f_{tj} = 2.1$  (MPa).

**b. Déformation longitudinale du béton**

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

**c. Module de déformation longitudinale instantané**

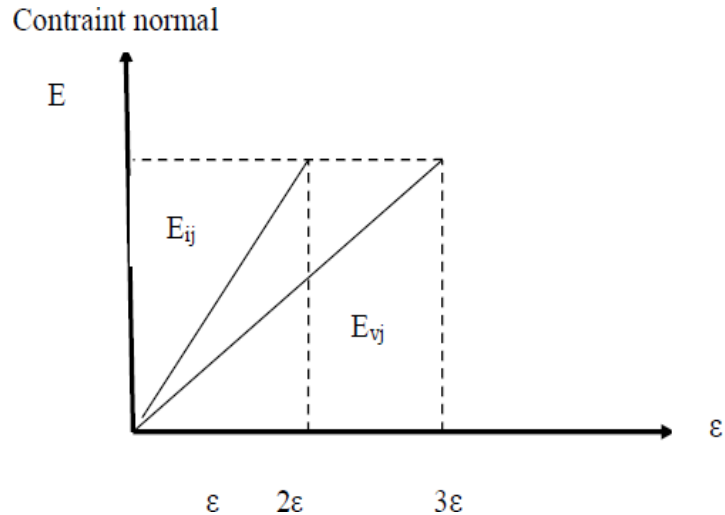
Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à:

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

**d. Module de déformation longitudinale différé**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$



**Figure 7:** Module de déformation instantané et différée.

**g. Module de déformation transversale**

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

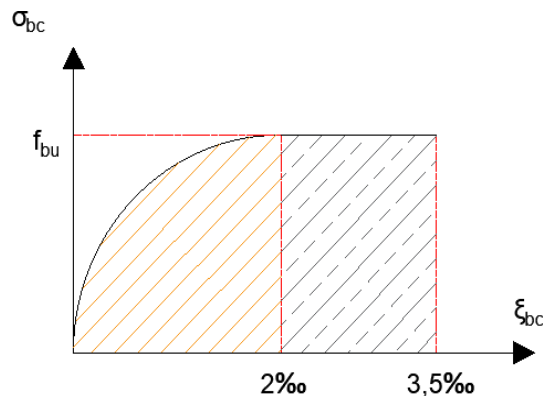
$E$  : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$\nu$  : coefficient de poisson.

**h. Coefficient de Poisson**

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$  dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$  dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).
- i. **Diagramme contraintes déformation du béton à ELU**



**Figure 8:** Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation  $\xi_{bc}$  contraintes  $\sigma_{bc}$  du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

**Avec :**

$\theta$ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$  si  $t < 1h$
- $\theta = 0.9$  si  $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$  si  $t > 24h$

**0.85** : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton. Le coefficient  $\gamma_b$  :

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle. Pour

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

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$  en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$  en situation accidentelle.

#### **j. Contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement ultime ( $\tau_u$ ) pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) est donnée par les expressions suivantes :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

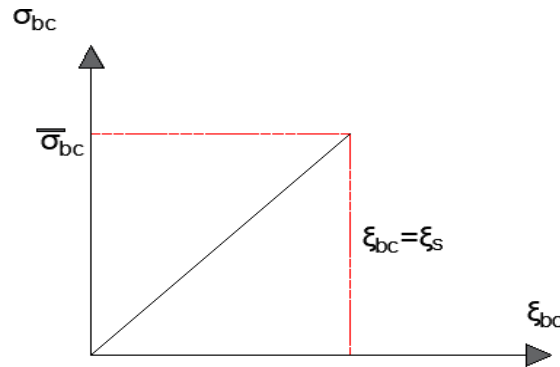
$$\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15.f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées

$$\bar{\tau}_u = \min (0.27.f_{c28}/\gamma_b ; 7 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$$

**Diagramme contrainte déformation du béton à ELS****Figure 9:** Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS

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

$$\text{D'où : } \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

**I.7.2 Acier**

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

**I.7.2.1 Caractères mécaniques**

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par  $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

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

**Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :**

Treillis soudés (T.S) : Pour le voile périphérique et hourdis (Dalle de compression), on utilise treillis soudés.

Tableau 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.

| Type d'acier         | Nuances | Limite d'élasticité (MPa) | Utilisation                                                 |
|----------------------|---------|---------------------------|-------------------------------------------------------------|
| Rond lisse (RL)      | FeE 220 | 215                       | Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées |
|                      | FeE 240 | 235                       |                                                             |
| Haute adhérence (HA) | FeE 400 | 400                       | Tous les travaux en béton armé                              |
|                      | FeE 500 | 500                       |                                                             |
| Treillis soudés      | TLE 500 | 500                       | Empois courant pour radier<br>Voiles, Planchers, Dallage    |
|                      | TLE 600 | 60                        |                                                             |

## a) Contraint limite de l'acier

## a.1) Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\epsilon_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier.

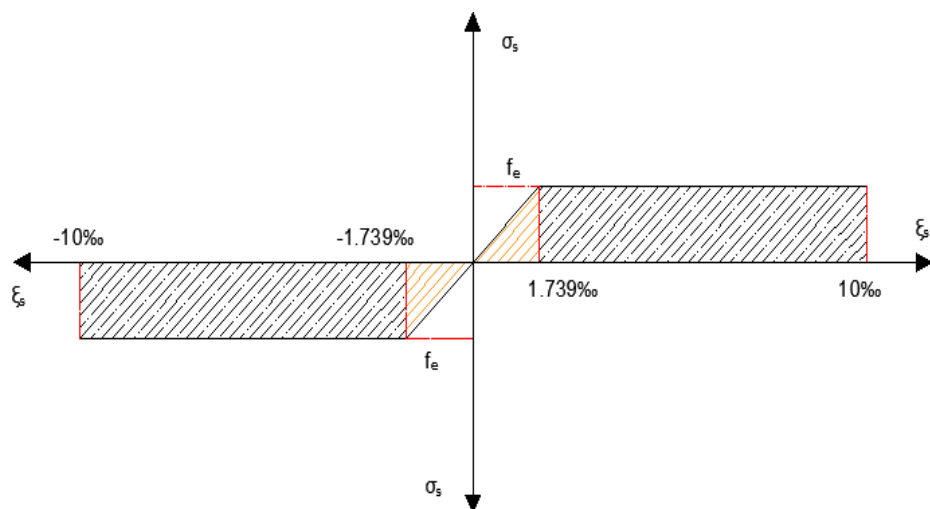


Figure 10: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant  $f_e$  par  $f_e/\gamma_s$ , et en conservant la pente  $E_s$  de la droite d'élasticité.

Le coefficient  $\gamma_s$  :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation

accidentelle. On rappelle que :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

$$\text{Si } \sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$$

$$\text{Si } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

### Contraintes de traction

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \text{ donc : } \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

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

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  en situation accidentelle.

### a.2) Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \text{Min} (f_e / 2 ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA).

- $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$  en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79 \text{ MPa}$  en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74 \text{ MPa}$  en cas de Fissuration très préjudiciable.

## I.8 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet

### • Béton

- Ciment CPJ dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$
- $E_{vj} = 10818.78 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1.5$

### • Acier

- Les barres (HA): Fe E400
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\eta = 1.6$
- $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

## **I.9 Conclusion**

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape il sera très utile de faire un pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires de notre structure, objet du chapitre suivant

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

## **II.1 Introduction**

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA2024 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

**La transmission des charges se fait comme suit :**

Charges et surcharges → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

## **II.2 Pré dimensionnements des éléments non structuraux**

### **II.2.1 Planchers**

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

#### **II.2.1.1 Planchers à corps creux**

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4]. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur totale du plancher(Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 475 - 40 = 435 \text{ cm}$$

$$h_t / L_{max} \geq 1/22.5 \Rightarrow h_t \geq L_{max} / 22.5.$$

$$h_t \geq 435/22.5$$

$$h_t \geq 19.33 \text{ cm.}$$

Donc on adopte :  **$h_t = 20 \text{ cm.}$**

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

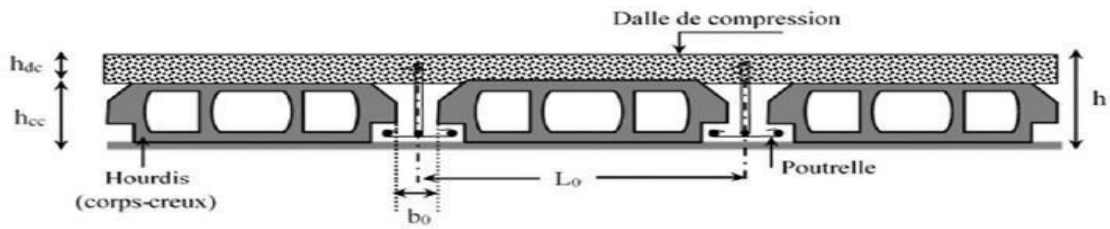
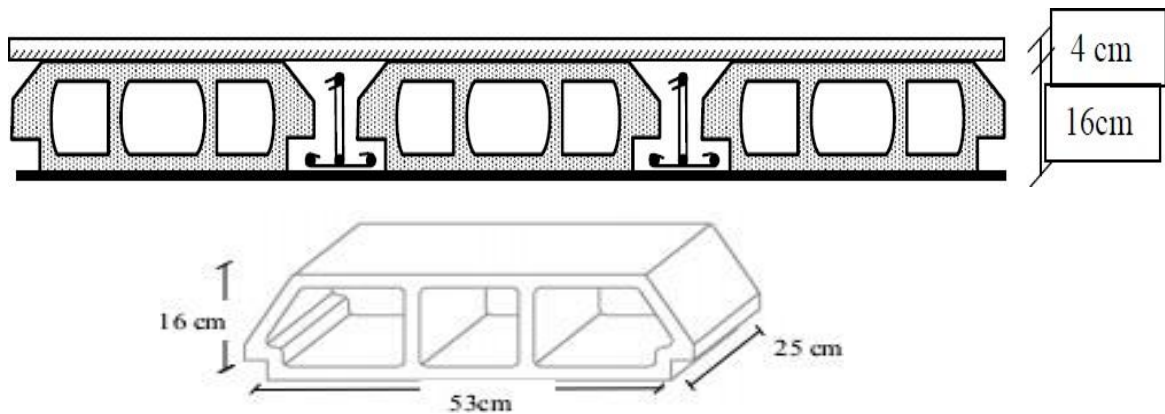


Figure 11: Plancher à corps creux.

• poutrelles :



Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$0.4 h_t \leq b_o \leq 0.6 h_t \quad 8 \leq b_o \leq 12$$

On adopte:  $b_o = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2b_1 + b_o$$

$$b_1 \geq \min (L_x / 2 ; L_{\max} / 10)$$

Avec :

$L_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $L_x = 55 \text{ cm.}$ ).

$L_{\max}$  : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ( $L_{\max} = 445 \text{ cm.}$ ).

Tel que :

$$L_x = b - b_o = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min (55/2 ; 445/10) = \min (27.5 ; 44.5) \text{ cm.}$$

On adopte :

$$b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

Pour la vérification :

$$b = 2b_1 + b_o = 2 (27.5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

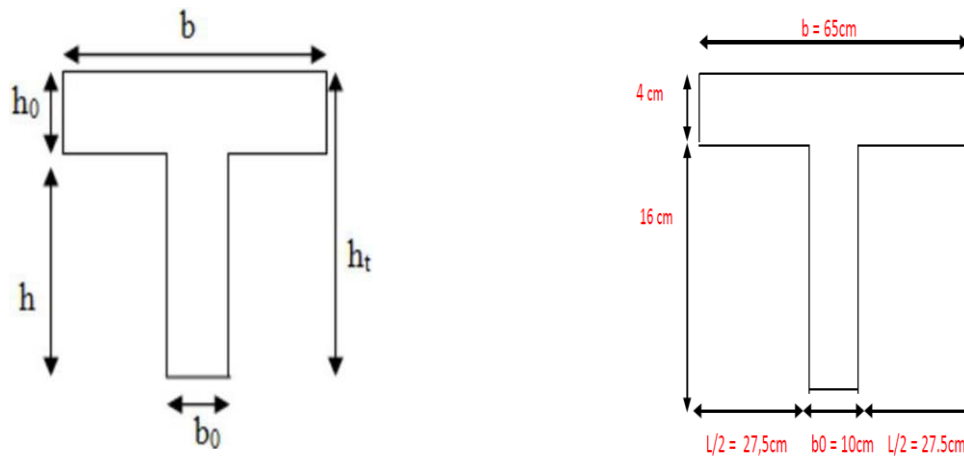


Figure 12: poutrelles

### II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

○ **Résistance au feu**

- $e = 7 \text{ cm}$  : pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$  : pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que :  $e = 15 \text{ cm}$

○ **Résistance à la flexion**

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

- Pour une dalle sur un seul appui:

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

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc :  $L_x = 1.25 \text{ m}$ .

$$3.57 \leq e \leq 4.16$$

$$e = 4 \text{ m}$$

### Isolation phonique

Selon les règles techniques «CBA93» [3] en vigueur en algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation phonique. On limite donc notre épaisseur à :  $e = 15 \text{ cm}$ .  
 $e_{\text{dalle}} = \max(15 ; 4) \text{ cm}$

e dalle = 15 cm.

### II.2.2 Évaluation des charges

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTR-BC2.2 [4]

#### ○ Plancher terrasse (16+4).

**Tableau 2:** Charges permanent d'un plancher terrasse (inaccessible)

| Nombre | Désignation             | Ep (m)    | Pv (KN/m <sup>3</sup> ) | charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------|-------------------------|-----------|-------------------------|------------------------------|
| 1      | Protection (gravillon)  | 0.04      | 17                      | 0.85                         |
| 2      | Etanchéité multicouche  | 0.02      | 6                       | 0.12                         |
| 3      | Forme de pente en béton | 0.12      | 22                      | 2.2                          |
| 4      | Isolation thermique     | 0.04      | 4                       | 0.16                         |
| 5      | Plancher corps creux    | 0.16+0.04 | 13.75                   | 2.75                         |
| 6      | Enduit en plâtre        | 0.02      | 10                      | 0.2                          |
|        |                         |           | <b>G = 6.28</b>         |                              |
|        |                         |           | <b>Q = 1</b>            |                              |

#### ○ Plancher étage courant (16+4)

**Tableau 3:** Charges permanentes et d'exploitation d'étage courant

| Nombre | Désignation                    | Ep (m) | Pv (KN/m <sup>3</sup> ) | charges (KN/m <sup>2</sup> ) |
|--------|--------------------------------|--------|-------------------------|------------------------------|
| 1      | Carrelage                      | 0.02   | 22                      | 0.44                         |
| 2      | Mortier de pose                | 0.02   | 20                      | 0.40                         |
| 3      | Lit de sable                   | 0.02   | 18                      | 0.36                         |
| 4      | Cloisons                       | 0.01   | 10                      | 1                            |
| 5      | Plancher corps creux (16+4) cm | 0.2    | 13.75                   | 2.8                          |
| 6      | Enduit en plâtre               | 0.02   | 10                      | 0.20                         |
|        |                                |        | <b>G = 5.20</b>         |                              |
|        |                                |        | <b>Q = 1.50</b>         |                              |

#### ○ Murs extérieurs :

**Tableau 4:** Evaluation des charges des cloisons extérieures.

| N° | Désignation | e ( m ) | γ ( kn/m <sup>3</sup> ) | charges (kn/m <sup>2</sup> ) |
|----|-------------|---------|-------------------------|------------------------------|
|----|-------------|---------|-------------------------|------------------------------|

|                          |                            |      |      |         |
|--------------------------|----------------------------|------|------|---------|
| 1                        | Enduit intérieur en Ciment | 0.02 | 10   | 0.2     |
| 2                        | Brique creux de 15         | 0.15 | 8.66 | 1.30    |
| 3                        | Brique creux de 10         | 0.10 | 9    | 0.9     |
| 4                        | Enduit extérieur en ciment | 0.02 | 18   | 0.36    |
| Charge permanente Totale |                            |      |      | G= 2.76 |

○ Murs intérieurs :

Tableau 5: Evaluation des charges des cloisons intérieures.

| N°                       | Désignation        | e ( m ) | $\gamma$ ( kg/m3 ) | Poids (kg/m2) |
|--------------------------|--------------------|---------|--------------------|---------------|
| 1                        | Enduit Ciment      | 0.02    | 18                 | 0.36          |
| 2                        | Brique creux de 15 | 0.15    | 8.66               | 1.30          |
| 3                        | Enduit plâtre      | 0.02    | 10                 | 0.2           |
| Charge permanente Totale |                    |         |                    | G= 1.86       |

1) Acrotère:

C'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, Pour la terrasse inaccessible on prend cm (**h= 60cm**).

$$G_{\text{l'acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{l'acrotère}}$$

$$S = (0.60 \times 0.10) + (0.03 + 0.10) / 2 + (0.07 \times 0.10)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

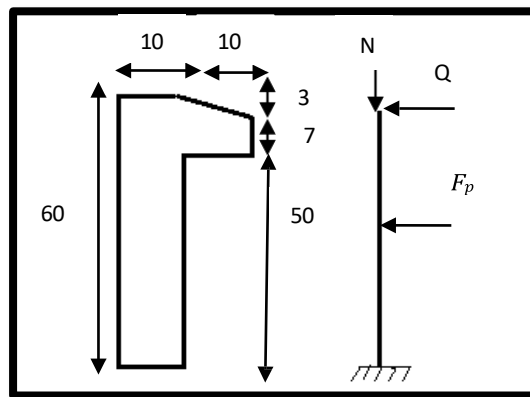


Figure 13 : schéma statique de l'acrotère.

Tableau 6: Evaluation des charges de l'acrotère.

| charge | Poid (KN/ml) |
|--------|--------------|
| Q      | 1            |
| G      | 1.69         |

2) Escalier :

Un escalier est une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure on a deux types d'escalier et il est fait

en béton armé.

### Etude de l'escalier :

Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18$  cm.

La largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32$  cm.

On prend :  $h = 17$  cm et  $g = 30$  cm.

### Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2. h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm } \text{P } 59 \leq 64 \leq 66 \dots (c \ v)$$

Nombre de contre marche :  $n = H / h$ .

$n$  : nombre de contre marche.

$H$  : hauteur d'étage.

$h$  : hauteur de la contre marche.

$$n = 306 / 17 = 18 \text{ contre marche.}$$

### Trois volées :

$$h_1 = 102 \text{ cm.}$$

$$h_2 \text{ et } h_3 = 153 \text{ cm.}$$

Nombre des contre marches par volée:

**Volée 1** :  $n = 102 / 17 = 6$  contre marche et **5 marche**.

**Volée 2 et 3** :  $n = 153 / 17 = 9$  contre marche et **8 marche**.

### Type 1:

Angle de raccordement

$$\text{Tg } \alpha = H/L = 85/150 \quad \alpha = 30$$

**La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés :**

$$L' / 30 \leq e \leq L' / 20 \quad e \geq 11 \text{ pour deux heures de coup feu.}$$

### Longueur de volée :

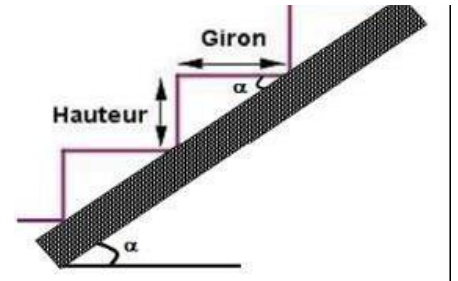
$$l_v = L / \cos \alpha = 150 / \cos(30) = 173.20 \text{ cm.}$$

$$L' = l_v + l_p = 173.20 + 150 = 323.20 \text{ cm.}$$

$$10.77 \leq e \leq 16.16$$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

$$\text{Donc : } e = 15 \text{ cm.}$$



### Type 2 et 3 :

Angle de raccordement

$$\text{tg } \alpha = H/L = 136 / 240 \quad \alpha = 30$$

$$l_v = L/\cos\alpha = 240/\cos(30) = 277.13 \text{ cm.}$$

$$L' = l_v + l_p = 277.13 + 140 = 417.13 \text{ cm.}$$

$$13.90 \leq e \leq 20.85$$

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

➤ **Palier**

**Tableau 7:** Evaluation des charges du palier

| Désignation              | e (m) | □ (KN/m3) | Charge (KN/m²)  |
|--------------------------|-------|-----------|-----------------|
| Carrelage                | 0.02  | 22        | 0.44            |
| Mortier de pose          | 0.02  | 20        | 0.4             |
| Lit de sable             | 0.02  | 18        | 0.36            |
| Dalle pleine             | 0.15  | 25        | 3.75            |
| Enduit en plâtre         | 0.02  | 10        | 0.2             |
| Charge permanente totale |       |           | <b>G = 5.15</b> |
| Surcharge d'exploitation |       |           | <b>Q = 2.5</b>  |

➤ **Paillasse**

**Tableau 8:** Evaluation des charges de la paillasse.

| Désignation              | e (m)     | g (KN/m3) | Charge (KN/m²) |
|--------------------------|-----------|-----------|----------------|
| Carrelage                | 0.02      | 22        | 0.44           |
| Mortier de pose          | 0.02      | 20        | 0.4            |
| Poids des marches        | 0.17/2    | 25        | 2.125          |
| Dalle pleine             | 0.15/cosα | 25        | 4.33           |
| Enduit en plâtre         | 0.02      | 10        | 0.2            |
| Charge permanente totale |           |           | <b>G = 7.5</b> |
| Surcharge d'exploitation |           |           | <b>Q = 2.5</b> |

➤ **Balcon**

**Tableau 9:** Evaluation des charges du balcon.

| Désignation              | e (m) | g (KN/m³) | Charge (KN/m²)  |
|--------------------------|-------|-----------|-----------------|
| Carrelage                | 0.02  | 22        | 0.44            |
| Mortier de pose          | 0.02  | 20        | 0.4             |
| Lit de sable             | 0.03  | 18        | 0.54            |
| Dalle                    | 0.15  | 25        | 3.75            |
| Enduit en ciment         | 0.02  | 10        | 0.2             |
| Charge permanente totale |       |           | <b>G = 5.33</b> |
| Surcharge d'exploitation |       |           | <b>Q = 3.5</b>  |

Pré-

II.3

**Dimensionnement des éléments structuraux**

### II.3.1 Les poutres :

#### Poutre principale

Selon le règlement BAEL 91 modifié 99 les poutres seront pré-dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA 2024.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 490\text{cm}$ ).

$$(490/15) \leq h_t \leq (490/10) \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 49$$

Soit  $h = 40\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA 2024 qui sont les suivantes:  
Donc on adopte une poutre principale de section (30\*40). Vérification selon RPA 2024 (7.5):

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$(h/b) \leq 4 \rightarrow 40/30 = 1.33 \text{ cm} < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30x40)  $\text{cm}^2$ .

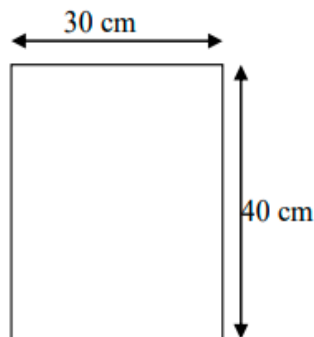


Figure 14: Poutres principales

#### Poutre secondaire

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L = L_{\max} = 490\text{ cm}$ ).

$$\frac{490}{15} \leq h_t \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 49$$

Soit  $h = 35\text{ cm}$  et  $b = 30\text{ cm}$

Donc on adopte une poutre principale de section (30\*35). Vérification selon RPA 2024 :

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=35\text{cm} > 30\text{cm}$  ..... Vérifiée.

$(h/b) \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.167 < 4$  ..... Vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

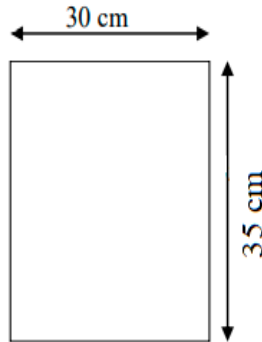


Figure 15: Poutres secondaires

### II.3.2 Les Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2024, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone V :

$\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$

$\text{Min}(b, h) \geq \frac{l_{cl}}{20} \text{ cm}$

$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA2024 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées:  $(40 \times 40) \text{ cm}$

Vérification (R.P.A 2024) :

$\text{Min}(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$  ..... CV

$\text{Min}(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq l_d / 20 = 266 / 20 = 13.3 \text{ cm}$  ..... CV

$0.25 \leq 1 \leq 4$  ..... CV

### Descente de charge :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau

inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

### Représentation des différents niveaux du bâtiment

Sous terrasse .....  $Q_0$   
 Sous étage 1 .....  $Q_0 + Q_1$ .  
 Sous étage 2 .....  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ .  
 Sous étage 3 .....  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .  
 Sous étage 4 .....  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ .  
 Sous étage n .....  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ .

### Loi de dégression des sur charges

- ✓ Un bâtiment en béton armé (R+8) à usage d'habitation.
- ✓ Plancher RDC  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ Plancher 1er au 8ème (habitations)  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ .
- ✓ Plancher terrasse (non accessible)  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient  $3+n/2n$  en étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

**Tableau 10:** Dégression des charges d'exploitation.

|                        |                            | Q (kN /m <sup>2</sup> ) |
|------------------------|----------------------------|-------------------------|
| Terrasse               | $Q_0$                      | 1                       |
| 8 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + Q_1$                | 2.5                     |
| 7 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 1.9 Q_1$            | 3.85                    |
| 6 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 2.7 Q_1$            | 5.05                    |
| 5 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 3.4 Q_1$            | 6.1                     |
| 4 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 4 Q_1$              | 7                       |
| 3 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 4.5 Q_1$            | 7.75                    |
| 2 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 5 Q_1$              | 8.50                    |
| 1 <sup>ème</sup> étage | $Q_0 + 5.5 Q_1$            | 9.25                    |
| RDC                    | $Q_0 + 0.65 (9 Q_1 + Q_2)$ | 10                      |
|                        |                            | $Q_{total} = 10$        |

### Poteau le plus sollicitée

La surface afférente :  
 $S=17.11 \text{ m}^2$ .

**Plancher terrasse :**

- $G = 17.11 \times 6.28 = 107.45 \text{ KN}$
- $Q = 17.11 \times 1 = 17.11 \text{ KN}$

**Plancher étages :**

- $G = 17.11 \times 5.20 = 89 \text{ KN}$
- $Q = 17.11 \times 1.5 = 25.67 \text{ KN}$

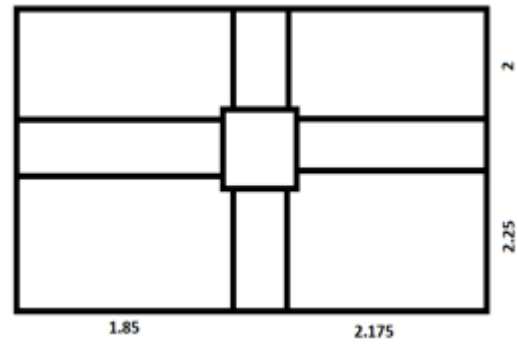
**Les poutres :**

$$G_{pp} = (2+2.25) \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 12.75 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = (2.175+1.85) \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 10.57 \text{ KN}$$

**Les poteaux :**

$$G_{pot} = S \times 25 \times H_e$$



**Tableau 11:** évaluation des poids propres des poteaux.

| étage         | RDC                                  | Etage courant                        |
|---------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| <b>S (m²)</b> | $0.40 \times 0.40 = 0.16$            | $0.40 \times 0.40 = 0.16$            |
| <b>Gp</b>     | $0.16 \times 4.08 \times 25 = 16.32$ | $0.16 \times 3.06 \times 25 = 12.24$ |

**Descente de charges :**

**Tableau 12:** La descente de charge de poteau

| Niveau | Éléments                           | G(KN)         | Q(KN)               |
|--------|------------------------------------|---------------|---------------------|
| N1     | Plancher terrasse +<br>L'acrotère. | 107.45+1.69   | $1 \times 17.11$    |
|        | Gpp (30 x 40) cm²                  | 12.75         |                     |
|        | Gps (30 x 35) cm²                  | 10.57         |                     |
|        | <b>Total</b>                       | <b>132.46</b> | <b>17.11</b>        |
| N2     | Venant N-1                         | 132.46        |                     |
|        | Poteau (40 x 40)                   | 12.24         |                     |
|        | <b>Total</b>                       | <b>144.7</b>  | <b>17.11</b>        |
| N3     | Venant N-2                         | 144.7         | $2.5 \times 17.11$  |
|        | Plancher étage                     | 89            |                     |
|        | Gpp (30 x 40) cm²                  | 12.75         |                     |
|        | Gps (30 x 35) cm²                  | 10.57         |                     |
|        | <b>Total</b>                       | <b>257.02</b> | <b>42.78</b>        |
| N4     | Venant N-3                         | 257.02        |                     |
|        | Poteau (40 x 40)                   | 12.24         |                     |
|        | <b>Total</b>                       | <b>269.26</b> | <b>42.78</b>        |
| N5     | Venant N-4<br>Plancher étage       | 269.26<br>89  | $3.85 \times 17.11$ |

|     |                               |                |               |
|-----|-------------------------------|----------------|---------------|
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>381.58</b>  | <b>65.87</b>  |
| N6  | Venant N-5                    | 381.58         |               |
|     | Poteau (40 × 40)              | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>393.82</b>  | <b>65.87</b>  |
| N7  | Venant N-6                    | 393.82         |               |
|     | Plancher étage                | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>506.14</b>  | <b>86.40</b>  |
| N8  | Venant N-7                    | 506.14         |               |
|     | Poteau (40 × 40)              | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>518.38</b>  | <b>86.40</b>  |
| N9  | Venant N-8                    | 518.38         |               |
|     | Plancher étage                | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>630.7</b>   | <b>104.37</b> |
| N10 | Venant N-9                    | 630.7          |               |
|     | Poteau (40 × 40)              | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>642.94</b>  | <b>104.37</b> |
| N11 | Venant N-10                   | 642.94         |               |
|     | Plancher étage                | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>755.26</b>  | <b>119.77</b> |
| N12 | Venant N-11                   | 755.26         |               |
|     | Poteau (40 × 40)              | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>767.5</b>   | <b>119.77</b> |
| N13 | Venant N-12                   | 767.5          |               |
|     | Plancher étage                | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>880</b>     | <b>132.6</b>  |
| N14 | Venant N-13                   | 880            |               |
|     | Poteau (40 × 40)              | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>892.24</b>  | <b>132.6</b>  |
| N15 | Venant N-14                   | 892.24         |               |
|     | Plancher étage                | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm <sup>2</sup> | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm <sup>2</sup> | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>                  | <b>1004.56</b> | <b>145.43</b> |
| N16 | Venant N-15                   | 1004.56        |               |

|     |                   |                |               |
|-----|-------------------|----------------|---------------|
|     | Poteau (40 × 40)  | 12.24          |               |
|     | <b>Total</b>      | <b>1016.8</b>  | <b>145.43</b> |
| N17 | Venant N-16       | 1016.8         | 9.25 × 17.11  |
|     | Plancher étage    | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm² | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm² | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>      | <b>1129.12</b> | <b>158.27</b> |
| N18 | Venant N-17       | 1129.12        |               |
|     | Poteau (40 × 40)  | 16.32          |               |
|     | <b>Total</b>      | <b>1145.44</b> | <b>158.27</b> |
| N19 | Venant N-18       | 1145.44        | 10 × 17.11    |
|     | Plancher étage    | 89             |               |
|     | Gpp (30 x 40) cm² | 12.75          |               |
|     | Gps (30 x 35) cm² | 10.57          |               |
|     | <b>Total</b>      | <b>1257.76</b> | <b>171.1</b>  |

**Les vérifications nécessaires :**

**a- Poteau RDC**

• **L'effort normal ultime :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1257.76 + 1.5 \times 171.1 = 1954.62 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$ .

$$\text{Donc } N_u = 1.10 \times 1954.62 = 2150.08 \text{ KN.}$$

• **Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{2150.08 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.143 \text{ m}^2$$

$$\text{On a : } B = 0.16 \text{ m}^2$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.143 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \left( \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de béton

$\gamma$ : Coefficient de sécurité des aciers.

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$\alpha = \left( \frac{0.85}{1 + 1.02 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l'élanement :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$L_f$ : Longueur de flambement.  $L_o$ : Longueur de poteau.

$i$ : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$ : Moment d'inertie  $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

$$L_f = 0.7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m.}$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.0256}{12} = 2.13 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{2.13 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.11$$

$$\lambda = \frac{2.576}{0.11} = 22.4 < 50 \rightarrow \alpha = \left( \frac{0.85}{1 + 1.02 \left( \frac{22.4}{35} \right)^2} \right) = 0.74$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left( \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{Br \times \gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{2150.08 \times 10^{-3}}{0.74 \times \left( \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{10 \times 400}{1000 \times 1.15} \right)}$$

$$Br \geq 0.132 \text{ m}^2$$

Leur pourcentage minimal sera de :

$A_s = 0.8\%$  en zones I et II

$A_s = 0.9\%$  en zone III

$A_s = 1.0\%$  en zones IV, V et VI

Nous avons :

$$Br = (40-2) \times (40-2) \times 10^{-4} = 0.144 \text{ m}^2$$

$0.144 \text{ m}^2 > 0.132 \text{ m}^2$ ..... donc le poteau ne risque pas de flamber.

### II.3.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le RPA 2024, (article 7.7.1), Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Eqn :

$$l_w \geq \max \left( \frac{h_e}{3}, 4b_w, 1m \right)$$

Avec :

$l_w$  : représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

$h_e$  : hauteur libre d'étage,  $b_w$  : épaisseur minimale.

$$b_w \geq \max \left( 15 \text{ cm}, \frac{h_e}{20} \right) \quad b_w \geq \max (15 \text{ cm}, 18.4 \text{ cm}) \quad \Rightarrow b_w = 18.4 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de voile :  $b_w = 20 \text{ cm}$

$$l_w \geq \max (122 \text{ cm}, 80 \text{ cm}, 100 \text{ cm})$$

$$l_w = 122 \text{ cm}$$

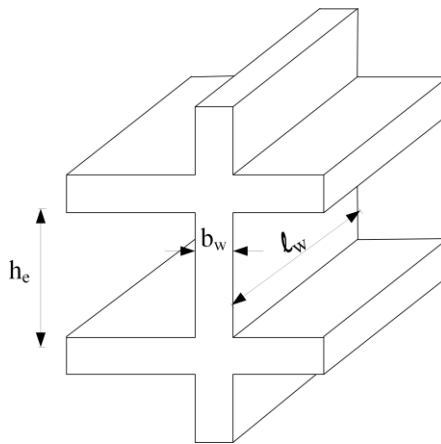


Figure 16: Spécifications pour les nœuds poteaux-poutres

## II.4 Conclusion

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escaliers et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude des éléments secondaires.

### a. Plancher :

Plancher à corps creux 16+4 cm.

### b. Voile :

Un voile d'épaisseur de 20 cm.

### c. Poutres :

Poutre principale :

$b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 40 \text{ cm}$ . Poutre secondaire :

$b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$ .

### d. Poteau :

Poteaux : (40×40) cm.

### e. Escalier :

e =15 cm pour la pailleasse.

e =15cm pour le palier de repos.

# Chapitre III : Calcul des éléments secondaire

**III.1 Introduction**

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non structuraux.

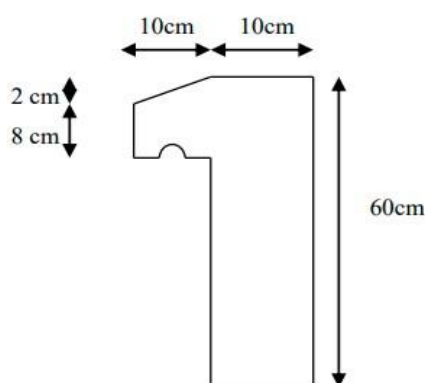
Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (différents Planchers, escalier, acrotère).

Cette étude fait-en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments Considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section D'acier nécessaire.

**III.2 Calcul de l'acrotère****III.2.1 Introduction**

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m 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. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)



**Figure 17:**Type d'acrotère

**III.2.2 Evaluation des Charges**

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

### III.2.3. Vérification au séisme

D'après le RPA2024 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A.I.S) \times C_p \times W_p \times \left(1 + \frac{3.h_z}{H}\right)$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

$I$  : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

$S$  : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))

$W_p$  : Poids de l'élément considéré

$H$  : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

$h_z$  : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

Pour notre cas :

Groupe d'usage 3, zone V :

$A = 0.25$  ;  $C_p = 0.8$  ;  $S = 1.3$  ;  $I = 1$  ;  $H = 28.56\text{m}$  ;  $h_z = 4.08$

$F_{pk} = 0.325 \times 0.8 \times 1.72 \times 1.43 = 0.639 \text{ KN/ml}$

Il faut :  $F_{pk} < 1.5Q \Rightarrow 0.82 \text{ KN/ml} < 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots(\text{cv})$

On va ferrailer l'acrotère avec la force  $F_p$ .

### III.2.4. Calcul des sollicitations

#### III.2.4.1 Etat limite ultime

$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN}$

$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

#### III.2.4.2 Etat limite de service

$N_s = N_G = 1.72 \text{ KN}$

$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

### III.2.5. Calcul de l'excentricité

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

♦ **Excentricité de la résultante des contraintes normales ( $e_0$ ) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  par rapport aux armatures tendues.

♦ **Excentricité dus aux effets de second ordre ( $e_2$ )**

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha Q)$$

Calcul de l'élancement :

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

$$i : \text{ rayon de giration : } i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } i = 0.029$$

Alors :

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

$$\lambda = 1.2 / 0.029 = 41.38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \{50 ; \min [67 \times (e_0/h), 100]\}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - M_u / 1.5 M_{ser}) = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10000 \times 0.1} \times 2$$

$$e_2 = 0.0086 \text{ m}$$

✓ **Excentricité additionnelle ( $e_a$ )**

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.39 + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0.41 + 0.0086 \Rightarrow e = 0.419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{L_f}{h} = 12$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h} \right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore  $N_u$ ,  $M_u$  ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale

### III.2.6. Calcul du ferrailage

On considère une section ( $b \times h$ )  $\text{m}^2$  soumis à la flexion composée

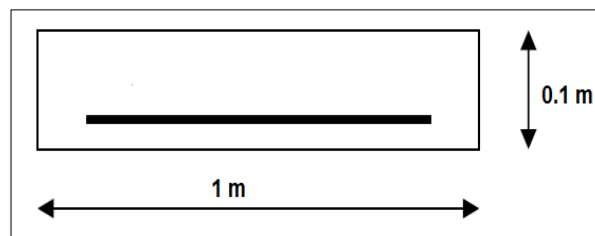


Figure 18: Section de calcul d'acrotère.

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.1 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Enrobage :  $c = 0.02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = h - c \quad d = 0.08 \text{ m}$
- ♦ **Moment fictif ( $M_{ua}$ )**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 0.9 + 2.322 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 1.06 \text{ KN.m}$$

#### III.2.6.1. Les armatures fictives

$$U = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$U = \frac{1.06 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 90^2} = 0.010 \quad / \quad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

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

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

$$\mu = 0.010 \rightarrow \alpha = 0.013 / Z = 89.53 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1.06 \times 10^6}{348 \times 89.53} = 34.02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 108.67 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(0.34 ; 1.08)$$

Alors :

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.08 < 2.01 \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

♦ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(30 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

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

### III.2.6.2. Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{2.01}{400} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

♦ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq \min(40 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

### III.2.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

On doit vérifier que :  $r_u < \bar{r}$  [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 90} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{r} \Rightarrow 0.016 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.7. Vérification à L'ELS

#### III.2.7.1. Vérification des contraintes

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0.6 + 1.72 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS:  $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

La contrainte de l'acier, Selon la rectification 99du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

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

$$X = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \sigma_{bc} Z = \frac{1}{2} (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser}/A = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

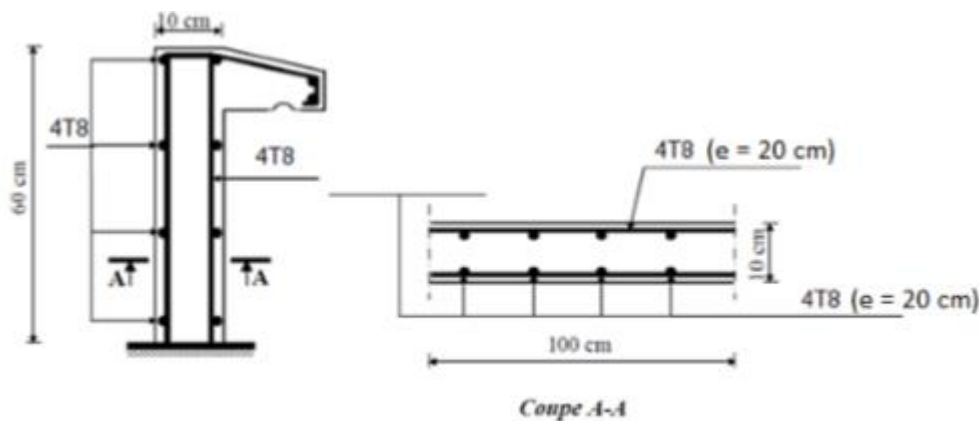
$M_{ser}/A < M_1 \Rightarrow$  Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{A_{ser}}{Z X \sigma_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{A_{ser}}{\sigma_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

### III.2.8.Schéma de Ferrailage



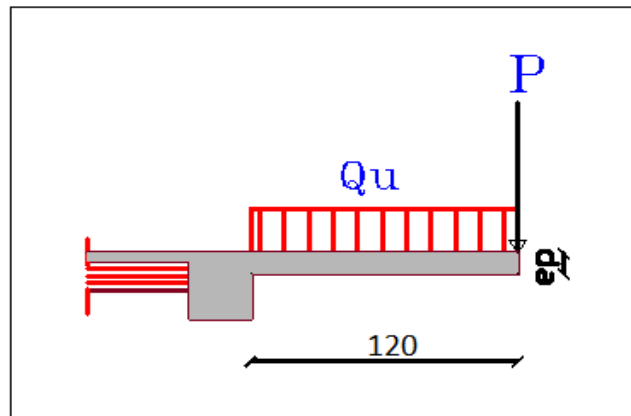
**Figure 19:** Disposition constructive des armatures de l'acrotère

### III.3.Les balcons

Les balcons sont calculés comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive, il est soumis à une charge permanente G, au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment  $M_q$  dans la section d'encastrement

e: épaisseur de la dalle.

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



**Figure 20:** Section théorique pour le ferrailage du balcon

### III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

La charge permanente :  $G=5.33\text{KN/ml}$ .

La charge d'exploitation :  $Q=3.5\text{KN/ml}$ .

Le poids propre du garde-corps :  $p=1\text{KN/ml}$ .

Le balcon sera calculé en flexion simple, le calcul se fera pour une bande de 1 m.

#### III.3.1.1. Détermination des charges

##### ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 3.5) = 12.45 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

##### ELS

$$q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

$$p_s = p = 1\text{KN/ml}$$

#### III.3.1.2. Détermination des sollicitations

##### ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{12.45 \times 1.2^2}{2} + (1.35 \times 1.2) = 19.548 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (q_u \times L) + p_u = (12.45 \times 1.2) + 1.35 = 16.29 \text{ KN/ml}$$

##### ELS

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + (p_s \times L) = \frac{8.83 \times 1.2^2}{2} + (1 \times 1.2) = 7.558 \text{ KN.m}$$

$$T_s = (q_s \times L) + p_s = (8.83 \times 1.2) + 1 = 11.596 \text{ KN/ml}$$

**III.3.2. Détermination du ferrailage**

- Moment ultime réduit :

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{19.548 \times 10^6}{1000 \cdot 120^2 \cdot 14.16} = 0.0958 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$\mu_{bu} \leq 0.186$  donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- La hauteur réduite

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0958})$$

$$\alpha = 0.126$$

- Bras de levé

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

$$Z = 135 (1 - 0.4 \times 0.126)$$

$$Z = 128.19 \text{ mm} = 12.82 \text{ cm}$$

- Section des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{19.548 \times 10^6}{348 \times 128.19} = 438.2 \text{ mm}^2 = 4.38 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité selon **CBA93**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 135 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_s = \max (A_{\min} ; A_u)$

$$A_s = \max (1.63; 4.38) = 4.38 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>**.

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.63 < 5.65 \dots \text{CV.}$$

- **L'espacement «e»**

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

➤ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min (45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{16.29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.121 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.15 \times f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.148 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**$\tau_u \leq \bar{\tau}$**  Donc vérification des armatures transversales ne sont pas nécessaire

**III.3.3. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.y}}{I}$$

**Y** : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

**I** : moment d'inertie

• **Position de l'axe neutre**

$$\frac{1}{2} by^2 + \eta(d - y)As' - \eta(d - y)As$$

$$\eta = 15 \text{ Si pivot A } (As' = 0)$$

$$\frac{1}{2} by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$\frac{1}{2} by^2 + 15 \times 5.65 \times y - 15 \times 5.65 \times 13.5 = 0 \quad ; \quad \sqrt{\Delta} = 485.806$$

$$\mathbf{Y = 4.01 \text{ cm}}$$

**Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta As(d - y)^2 + \eta As' (d - y)$$

$$I = 3757.928 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.558 \times 10^6 \times 40.1}{3757.928 \times 10^4} = 8.065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.065 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**III.3.4. Schéma de ferrailage**

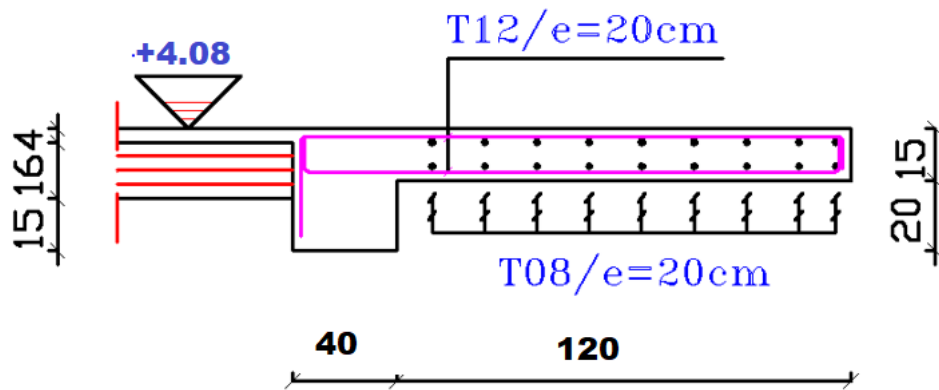


Figure 21: Schéma de ferrailage de balcon

### III.4. Les Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

#### III.4.1. Combinaison des charges

Les escaliers étudier pour une bande de 1 m.

Palissade :  $G_1 = 8.56 \text{ KN/m}^2 = 8.61 \times 1\text{m} = 8.56 \text{ KN/ml}$

Palier :  $G_2 = 5.9 \text{ KN/m}^2 = 5.93 \times 1\text{m} = 5.9 \text{ KN/ml}$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$

ELU:  $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

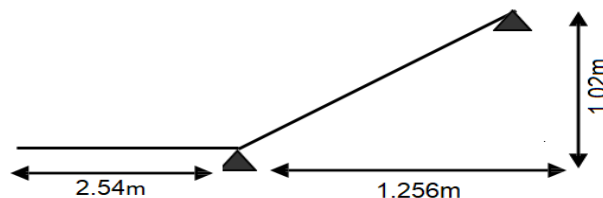
ELS:  $P_{ser} = G + Q$

Tableau 13: les combinaisons des charges de l'escalier

| Désignation | Palissade(a) (KN/ml) | Palier (KN/ml) |
|-------------|----------------------|----------------|
| ELU         | 15.31                | 11.72          |
| ELS         | 11.06                | 8.40           |

#### III.4.2. Détermination des sollicitations

Type N°1 :



Type N°2 :

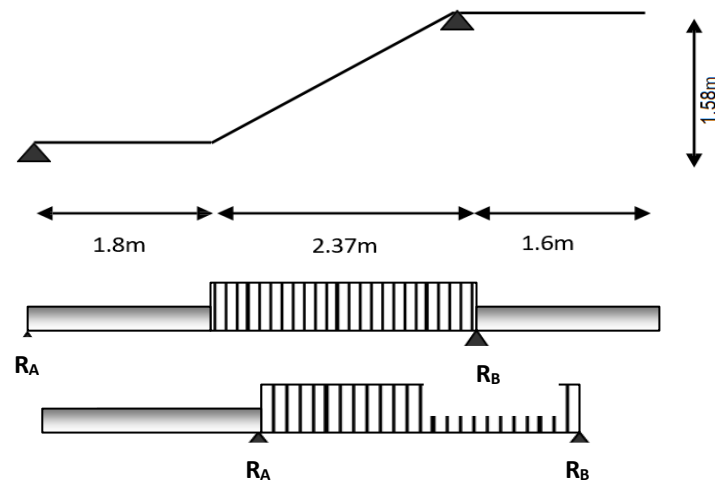


Figure 22: Schéma statique d'escalier.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

#### III.4.3. Diagrammes de moment fléchissant et effort tranchant ELU

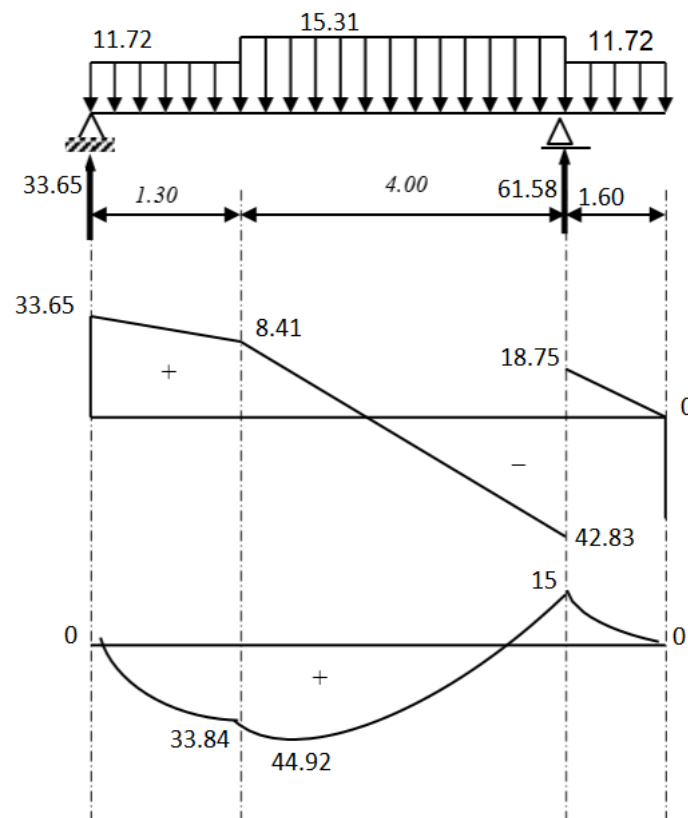


Figure 23: Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

Tableau 14: Détermination des sollicitations

| Désignation | $M_{\max}$<br>(KN.m) | $M_a$<br>(KN.m) | $M_t$<br>(KN.m) | $T_u$<br>(KN) |
|-------------|----------------------|-----------------|-----------------|---------------|
| ELU         | 44.92                | 22.46           | 38.18           | 42.83         |
| ELS         | 16.62                | 8.31            | 14.13           | 24.6          |

#### III.4.4. Calcul du ferrailage

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

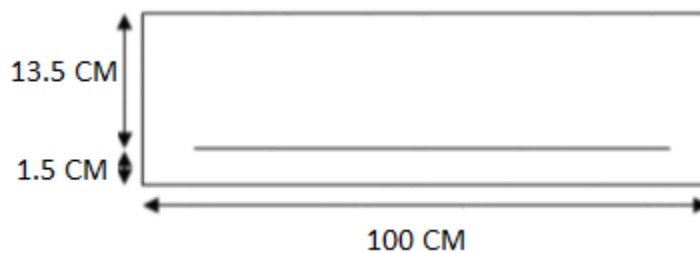


Figure 24: Section de calcul d'escalier.

- ✓ Epaisseur de la section :  $h = 0.15\text{m}$
- ✓ Largeur de la section :  $b = 1\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile :  $d = 0.9h \rightarrow d = 0.135\text{ m}$

##### III.4.4.1. Le ferrailage à ELU

###### a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{38.18 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.16} = 0.148 \quad / \quad F_{bu} = 14.16$$

$$\mu = 0.148 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\mu = 0.148 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

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

$$\mu = 0.148 \rightarrow \alpha = 0.201 \quad / \quad Z = 124.13 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{38.18 \times 10^6}{348 \times 124.13} = 883.85 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A_u = 8.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 195.615 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (8.84; 1.95)$$

Alors :

$$A_s = 8.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.95 < 10.05 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

♦ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq \min (45 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

♦ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{10.05}{4} = 2.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

♦ **L'espacement «e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq \min (60 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20 \text{ cm}$

**b) Sur appui**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{22.46 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.16} = 0.087 \quad / \quad F_{bu} = 14.16$$

$$\mu = 0.087 < \mu_{\text{lim}} = 0.186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$0.087 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

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

$$\mu = 0.087 \rightarrow \alpha = 0.114 / Z = 128.85 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{22.46 \times 10^6}{348 \times 128.85} = 501 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 5.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 195.62 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max(A_u ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max(5.01; 1.95)$$

Alors :

$$A_s = 5.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.95 < 6.16 \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

♦ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$e \leq \min(45; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : e = 20 cm

♦ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

♦ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$e \leq \min(60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : e = 20 cm

**c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]**

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

$$\bar{\tau} = \min(0.15f_{c28}/\gamma_b; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{44.83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.332 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.332 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.4.2 Vérification des contraintes

#### a) En travée

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

#### ♦ La contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{M}_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 14.13 \text{ KN.m} ; A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \text{ si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 5.65 \times 15 (13 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 485.81$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 4 / 01^3) / 3 + 15 \times 5.65 (13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{M}_{ser} \times y}{I} = \frac{14.13 \times 10^6 \times 40.1}{9781.97 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 5.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

**b) En appui**

♦ **La contrainte de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

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

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 8.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \text{ si : } (A_{sc}=0)$$

$$50y^2 - 4.52 \times 15 (13.5 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 372$$

$$y = 3.654 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 3.654^3)/3 + 15 \times 4.52 (13.5 - 3.654)^2 = 8199.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{-8.31 \times 10^6 \times 32.12}{8199.02 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 3.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

**III.4.5.1 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]**

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

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{24.6 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.182 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.182 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.5.2. La vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

Nous avons :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{417} = 0.036 \leq 0.0625 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{565}{1000 \times 135} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0042 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow 0.036 \leq 0.085 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est :  $\Delta \sigma T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

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

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L > 5\text{m}$$

$$- \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges instantanées.}$$

$$- \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges différées.}$$

Dans notre cas :  $L = 4.17 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

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

$$\rightarrow I_0 = \frac{100 \times 15^3}{12} + 15 \times 5.65 \left( \frac{15}{2} - 13.5 \right)^2 = 31176 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$- I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$- I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{p \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{p \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{b h^3}{12} + A_s \times d}{\frac{b h}{12} + 15 A_s} = \frac{100 \times \frac{15^3}{12} + 5.65 \times 13.5}{\frac{100 \times 15}{12} + (15 \times 4.52)} = 18$$

$$Z = 13.5 - \frac{18}{3} = 7.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{14.13 \times 1000}{5.65 \times 7.5} = 333.45 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0042$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0042 \times 333.45 + 2.1} = 0.523$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0042 \left( 2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5$$

$$\lambda_v = 2$$

$$I_{\delta i} = \frac{31176}{1 + 5 \times 0.523} = 8624.07$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 31176}{1 + 2 \times 0.523} = 16761.29$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$\delta_i = \frac{8.31 \times 4.17^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 8624.07} = 5.21 \text{ mm}$$

$$\delta_v = \frac{8.31 \times 4.17^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 16761.29} = 7.97 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } \Delta \sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_T = 7.97 - 5.21 = 2.76 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4170}{500} = 8.34 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

### III.4.6. Schéma de ferrailage

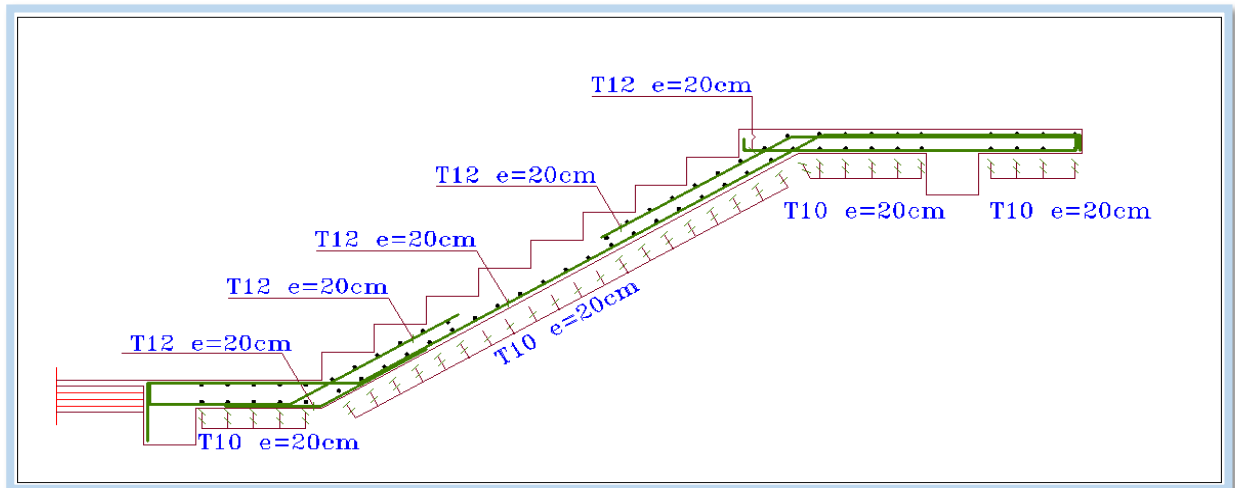


Figure 25: Schéma de ferrailage d'escalier

### III.5.Poutre de palière

#### Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

#### III.5.1 Pré dimensionnement

##### ♦ D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

$$h=35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow b = 30$$

Exigences du RPA2024 (Art .5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte  $b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$

### III.5.2. Evaluation des charges

- ♦ Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{mur} \times H_{mur} = 2.76 \times \left( \frac{4.08}{2} - 0.35 \right) = 4.66 \text{ KN}$$

Charge linéaire du palier :

$$R_a = 52.88 \text{ KN/ml}$$

#### - Réaction d'escalier ou niveau du palier ELU

- ELU

$$R_a^u = 52.88 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times G_{pp}) + R_a^u = (1.35 \times 2.63) + 52.88 = 56.431 \text{ KN/m}$$

$$M_u^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{43.46 \times 3.17^2}{24} = 23.628 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{43.46 \times 3.17^2}{12} = 47.255 \text{ KN.m}$$

$$T_u^t = \frac{qL}{2} = \frac{43.46 \times 3.17}{2} = 89.443 \text{ KN}$$

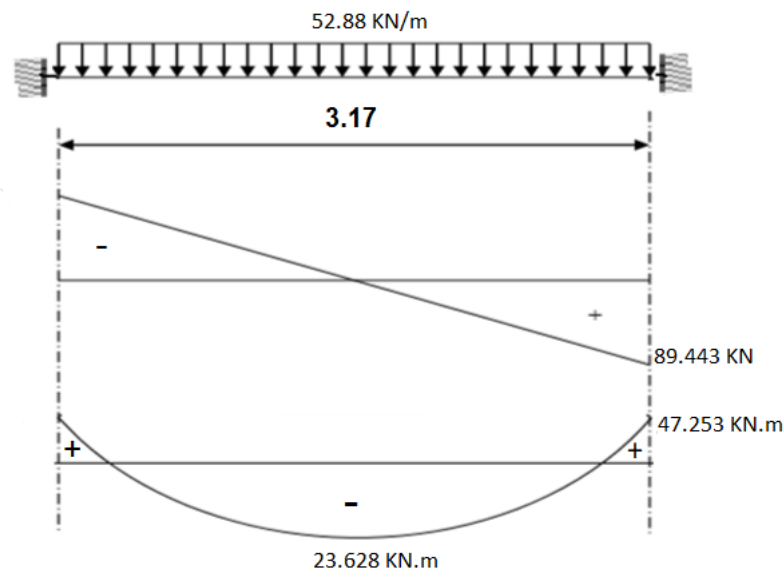


Figure 26: diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière

- ELS

$$R_a^s = 38.045 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_{pp} + R_a^s = 2.63 + 38.045 = 40.675 \text{ KN/m}$$

$$M_s^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{40.675 \times 3.17^2}{24} = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{40.675 \times 3.17^2}{12} = 33.42 \text{ KN.m}$$

$$T_s^t = \frac{qL}{2} = \frac{40.675 \times 3.17}{2} = 63.86 \text{ KN}$$

Tableau 15 : Détermination des sollicitations

| Désignation | Mt (KN.m) | Ma (KN.m) | T (KN) |
|-------------|-----------|-----------|--------|
| ELU         | 23.628    | 47.255    | 89.443 |
| ELS         | 16.71     | 33.42     | 63.86  |

### III.5.3 Ferrailage à l'état limite ultime

#### a. Armatures longitudinales

$$h = 35 \text{ cm}; d = 0,9h = 31.5 \text{ cm}; b = 14.16$$

##### a.1 En travée

$$M_t = 23.628 \text{ KN.m}$$

$$U = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{23.628 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.16} = 0.056$$

$$\mu = 0.056 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056})$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.072 / \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{23.628 \times 10^3}{348 \times 0.971 \times 31.5} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

##### a.2 Sur appuis

$$M_a = 47.255 \text{ KN.m}$$

$$U = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{47.255 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.16} = 0.112$$

$$\mu = 0.112 < \mu_{lim} = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 0.149 / \beta = 0.94$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{47.255 \times 10^3}{348 \times 0.94 \times 31.5} = 4.59 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

### ➤ Calcul à la torsion

#### Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_a \times L}{2}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{11.52 \times 3.17}{2} = 18.26 \text{ KN.m}$$

#### Ferraillage longitudinal

$$A_1 = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

e : épaisseur de la paroi.  $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

$\emptyset$  : min(b,h)

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur.  $\Omega = [(b-e) \times (h-e)] = 750 \text{ cm}^2$

U : périmètre de la section.  $U = 2[(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$

$$A_1 = \frac{18.26 \times 10^3 \times 110 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 3.85 \text{ cm}^2$$

#### Ferraillage transversales

On fixe  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $St = 10 \text{ cm}$  en appui

- **En travée :**  $A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{18.26 \times 10^3 \times 15 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.525 \text{ cm}^2$
- **En appui :**  $A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{18.26 \times 10^3 \times 10 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.35 \text{ cm}^2$

#### . Ferraillage global

#### Ferraillage longitudinal

- **En travée :**

$$A_{\text{tra}} = A_{\text{tra}} + \frac{A_1}{2} = 2.22 + \frac{3.85}{2} = 4.145 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 9.24 \text{ cm}^2 + 2.26 \text{ cm}^2 = 11.50 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_a = A_{\text{tor}} + \frac{A_1}{2} = 4.59 + \frac{3.85}{2} = 6.515 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 9.24 \text{ cm}^2 + 2.26 \text{ cm}^2 = 11.50 \text{ cm}^2$$

**Ferraillage transversal**

$$\varnothing_t \leq \min : \begin{cases} h/35 \\ \varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow \varnothing_t = 8 \text{ mm} \\ b/10 = 12 \text{ mm} \end{cases}$$

- Calcul des espacements :

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau - 0,3f_{ct28})}{0,8f_{te}}$$

$$A_t = 0,003 \times S \times b \quad \text{avec} \quad S \leq \frac{h}{2}$$

$$A_t = 0,003 \times \frac{35}{2} \times 30 = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } 4 \varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Par condition :

$$S < \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \varnothing_t ; 30 \text{ cm} \right) = 8,5 \text{ cm} \text{ (Zone nodale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ (Zone courante)}$$

On prend

- $S = 10 \text{ cm}$  ( $L_{zn} = 2 \times h = 70 \text{ cm}$ )
- $S' = 15 \text{ cm}$  ( $L_{zc} = 180 \text{ cm}$ )

**III.5.4 Vérifications nécessaires****a. Vérification de la contrainte**

Considérons le cas préjudiciable.

**a.1 En travée**

$$A_s = 11,50 \text{ cm}^2 ; \quad M_{ser} = 16,71 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 14,13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 80257,69 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_a = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{16.71 \times 10^5 \times 14.13}{80257.69 \times 10^2} = 2.94 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_a = 15 \times \frac{16.71 \times 10^5}{80257.69 \times 10^2} \times (31.5 - 14.13) = 54.25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

## a.2 Sur appuis

$$M_a = 33.42 \text{ KN.m} ; A_s = 11.50 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \rightarrow y = 14.13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3)y^3 + 15A_s(d-y)^2 = 80257.69 \text{ cm}^4$$

On vérifie que :  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_a = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma_b = \frac{33.42 \times 10^5 \times 14.13}{80257.69 \times 10^2} = 5.88 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_a = 15 \times \frac{32 \times 10^5}{80257.69 \times 10^2} \times (31.5 - 14.13) = 108.49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

## b. Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_s = \min(A_{st}; A_s) = \min(11.50; 11.50) = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_s = 11.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

## b. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{3.17} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{11.50}{30 \times 31.5} = 0.0102 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.35}{3.5} = 0.10 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{16.71}{10 \times 19.659} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

## Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{f_e}; 5 \text{ Mpa}) = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$T_u = 63.86 \text{ KN} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{54.85 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.676 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

### III.5.5 Schéma de ferrailage

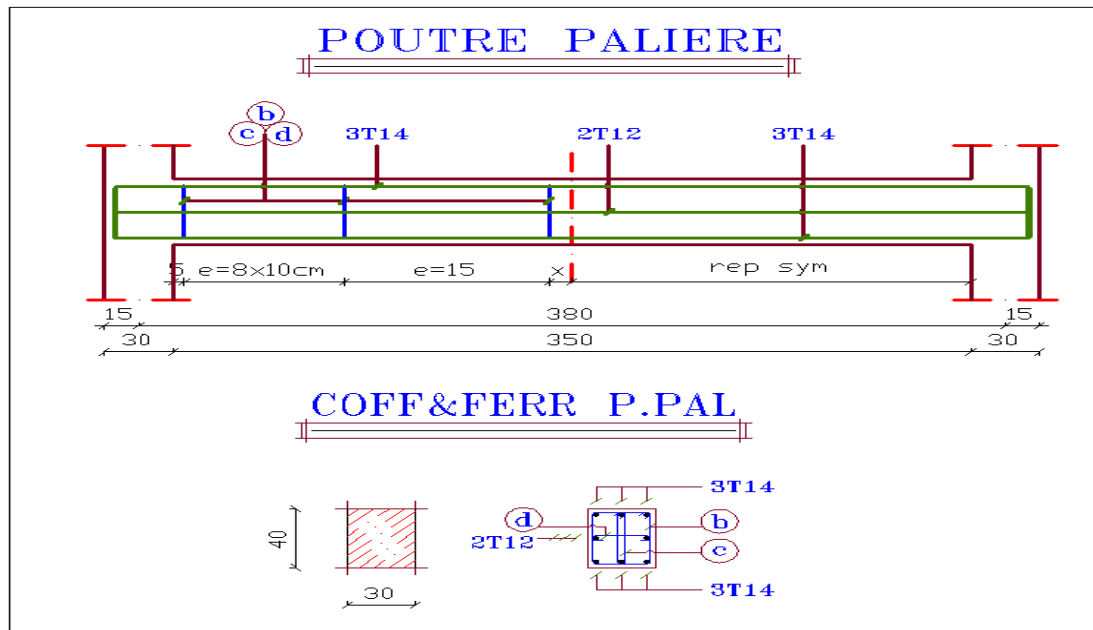


Figure 27: Schéma de ferrailage Poutre Pa

### III.6 Calcul du plancher :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

#### II.6.2 Calcul des planchers (poutrelles) :

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants On utilise les méthodes suivantes :

##### II.6.1 Méthode forfaitaire :

##### Domaine d'application

- Fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; ( $0.8 \leq \leq 1.25$ ).
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes.
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m².

##### Application de la méthode :

Soit :  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$  : Moment fléchissant de la poutre isostatique.

$$\alpha = \frac{Q_B}{Q_B + G}$$

○ **Les moments :**

• **Les moments en travées :**

➤ **Pour les travées de rive:**

$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max [ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 ]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3}{2} M_0$$

➤ **Pour les travées intermédiaires:**

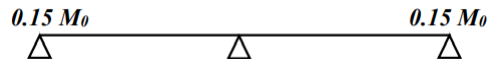
$$M_t + \left( \frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max [ (1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0 ]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

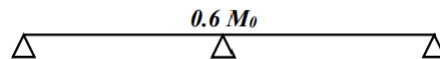
• **Les moments en appuis**

Pour une poutre à deux travées

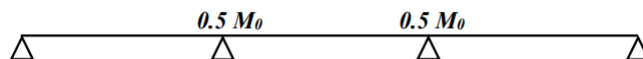
$0.15M_0$  : Pour les appuis de rive



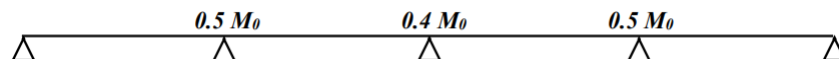
$0.6M_0$  : Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$  : Pour les appuis de rive pour une poutre > 2 travées



$0.4M_0$  : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre > 3 travées



○ **L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right| \quad ; \quad T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right| .$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

• L'effort tranchant isostatique doit être majoré de

- (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

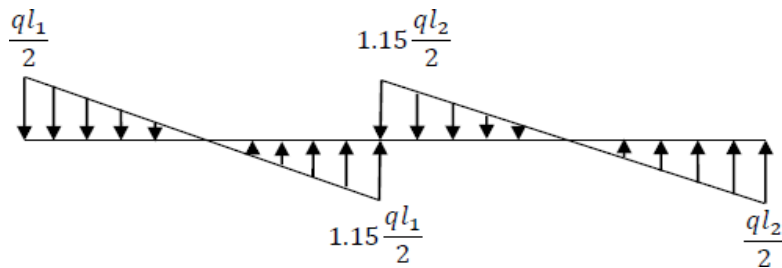


Figure 28: Diagramme des efforts tranchants une poutre à deux travées.

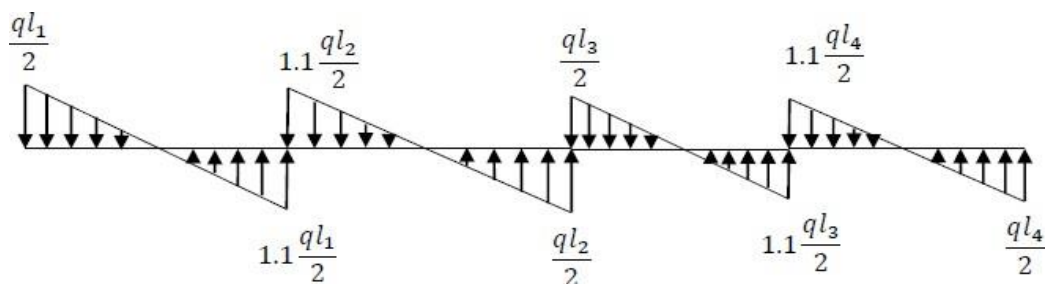


Figure 29: Diagramme des efforts tranchants une poutre à plusieurs travées.

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

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

✓ Plancher terrasse inaccessible :  $G = 6.28 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 6.28; 5\text{KN/m}^2) = \max (12.56; 5\text{KN/m}^2)$$

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < 12.56 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Plancher étage courant :  $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$

$$Q = \max (2 \times 5.20; 5\text{KN/m}^2) = \max (10.4; 5\text{KN/m}^2).$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.4 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Les moments d'inerties elles sont constantes.

3) Le rapport  $0.8 \leq \frac{I_i}{I_{i+1}} \leq 1.25$ .

$$0.8 \leq \frac{450}{445} = 1.01 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{445}{347} = 1.28 \leq 1.25 \dots \text{condition non vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{347}{410} = 0.84 \leq 1.25 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$0.8 \leq \frac{410}{475} = 0.86 \leq 1.25 \text{ ....condition vérifiée.}$$

- ❖ On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot minoré parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée.

### **III.6.2.2 Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)**

#### ➤ **Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé :

( $Q > \min (5\text{KN/m}^2; 2G)$ ).

#### ➤ **Principe de la méthode Article B.6.2, 221**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

#### ➤ **Application de la méthode**

- **Moments aux appuis article E.2.2,1 [1]**

- Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

- $$M_i = -\frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

- $L'_g; L'_d$  Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré

- $q_g; q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

- $L' = 0.81$  ..... travée intermédiaire.

- $L' = 1$  ..... Travée de rive.

- **Moment en travée article E.2.2, 2 [1]**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (1 - x).$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- **Efforts tranchants (Article E.2.2, 3)**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

$M_i$ : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_{i+1}$ : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$l_i$ : Portée de la travée

### Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente  $G$  par une charge permanente minorée

$$G' = 2/3 G.$$

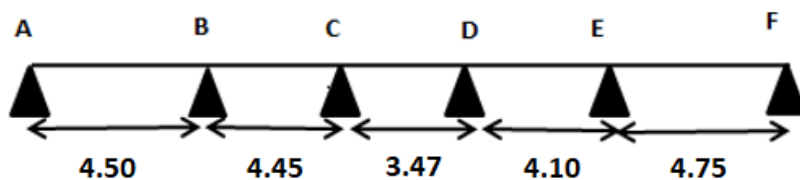
### Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle  $G$ .

### III.6.2.4 Types des planchers :

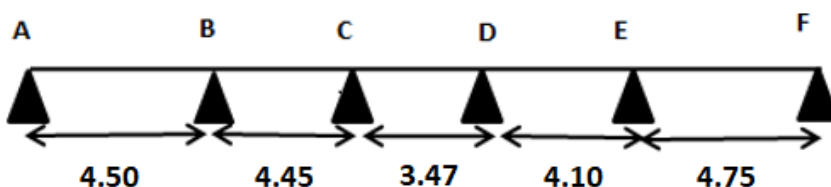
#### a. Terrasse :

Type 01 :

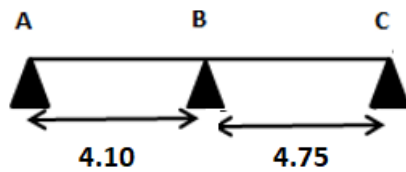


#### b. Etage courant:

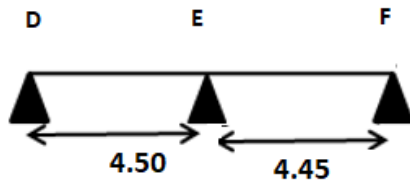
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



### III.6.2.5 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

#### a) Plancher terrasse inaccessible :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.28 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{terrasse}} \times b = 6.28 \times 0.65 = 4.08 \text{ KN/m}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{terrasse}} \times b = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$$

#### b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.20 \text{ KN/m}^2 \rightarrow G = G_{\text{étage courant}} \times b = 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = Q_{\text{étage courant}} \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

#### b) Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q.$$

Tableau 16: Les combinaisons d'action.

| Désignation | Terrasse inaccessible | Etage courant |
|-------------|-----------------------|---------------|
| ELU         | 6.48 (KN/m)           | 6.02 (KN/m)   |
| ELS         | 4.73 (KN/m)           | 4.35 (KN/m)   |

#### • Exemple d'application sur les poutres de étage courant.

Calcule de la charge permanente minorée  $G' = 2/3 G$  :

#### a) Plancher terrasse (terrasse inaccessible) :

$$G'_{\text{terrasse}} = \frac{2}{3} \times 6.28 = 4.19 \text{ KN / ml.}$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN / ml.}$$

#### b) Plancher étage courant :

$$G'_{\text{étage courant}} = \frac{2}{3} \times 5.20 = 3.46 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

Les combinaisons d'action :

$$\text{ELU : } q'_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65.$$

$$\text{ELS : } q'_s = (G' + Q) \times 0.65.$$

Tableau 17: Les combinaisons d'action d'après la minoration de G (2/3G)

| Désignation | Terrasse inaccessible | Etage courant |
|-------------|-----------------------|---------------|
| ELU         | 4.65(KN/m)            | 4.50 (KN/m)   |
| ELS         | 3.37 (KN/m)           | 3.22 (KN/m)   |

### III.6.3 Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre plancher étage courant :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois types de combinaison de charge :

**Cas 01 : la poutre plancher étage courant sur 6 appuis toutes les travées sont chargées (CCCCC) :**

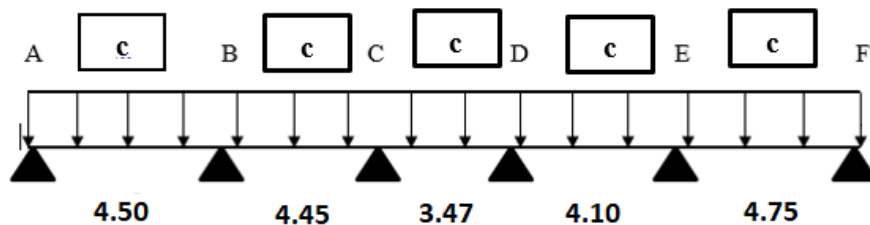


Figure 30: La poutre plancher étage courant sur 6 appuis toutes les travées sont chargées.

**Cas 02 : La poutre étage courant sur 6 appuis, travées en combinaison décharger charger successivement (DCDCD) :**

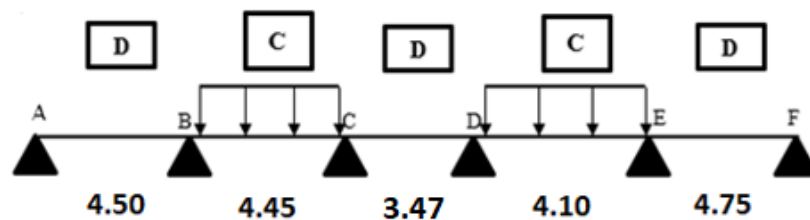
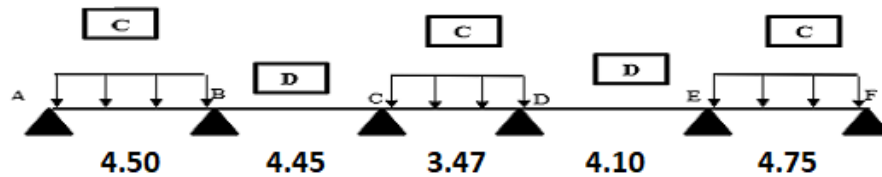


Figure 31: La poutre étage courant sur 6 appuis, travées en combinaison décharger- charger successivement.

**Cas 03 : La poutre plancher étage courant sur 6 appuis, travées en combinaison charger - décharger successivement (CDCDC) :**



**Figure 32:** La poutre plancher étage courant sur 6 appuis, travées en combinaison charger - décharger successivement

Avec : En ELU :  $C = 1,35G + 1,5Q$  ;  $D = 1,35G$  En ELS :  $C = G + Q$  ;  $D = G$

Pour chaque cas, on calcul les moments sur appuis et sur travée en ELU et en ELS afin de prendre le cas le plus défavorable (courbes enveloppe). A titre d'exemple on prend le cas Poutre plancher étage courant (5 travées avec 6 appuis) pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot.

- **Méthode de calcul Cas 01 : la poutre plancher étage courant sur 6 appuis toutes les travées sont chargées (CCCCC) :**

**Calcul des moments aux appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

**Appui B :**

à ELU :

$$q'_g = q'_d = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$L'_g = L_g = 4.5 \text{ m.}$$

$$L'_d = 0.8 L_d = 4.45 \times 0.8 = 3.56 \text{ m.}$$

$$M_B = - \frac{4.5 \times 4.5^3 + 4.5 \times 3.56^3}{8.5 \times (4.5 + 3.56)} = -8.94 \text{ KN.m}$$

à ELS:

$$q'_g = q'_d = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$M_B = - \frac{3.22 \times 4.5^3 + 3.22 \times 3.56^3}{8.5 \times (4.5 + 3.56)} = -6.41 \text{ KN.m}$$

**Appui C :**

à ELU :

$$q'_g = q'_d = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$L'_g = 0.8 L_g = 4.45 \times 0.8 = 3.56 \text{ m.}$$

$$L'_d = 0.8 L_d = 3.47 \times 0.8 = 2.77 \text{ m.}$$

$$M_C = - \frac{4.50 \times 3.56^3 + 4.50 \times 2.77^3}{8.5 \times (3.56 + 2.77)} = -5.55 \text{ KN.m}$$

à ELS:

$$q'_g = q'_d = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$M_C = -\frac{3.22 \times 3.56^3 + 3.22 \times 2.77^3}{8.5 \times (3.56 + 2.77)} = -3.98 \text{ KN.m}$$

**Appui D :**

à ELU :

$$q'_g = q'_d = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$L'_g = 0.8 L_g = 3.47 \times 0.8 = 2.77 \text{ m.}$$

$$L'_d = 0.8 L_d = 4.10 \times 0.8 = 3.28 \text{ m.}$$

$$M_D = -\frac{4.50 \times 2.77^3 + 4.50 \times 3.28^3}{8.5 \times (3.28 + 2.77)} = -4.95 \text{ KN.m}$$

à ELS:

$$q'_g = q'_d = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$M_D = -\frac{3.22 \times 2.77^3 + 3.22 \times 3.28^3}{8.5 \times (2.77 + 3.28)} = -3.55 \text{ KN.m}$$

**Appui E :**

à ELU :

$$q'_g = q'_d = 4.50 \text{ KN/m}$$

$$L'_g = 0.8 L_g = 4.10 \times 0.8 = 3.28 \text{ m.}$$

$$L'_d = L_d = 4.75 \text{ m.}$$

$$M_E = -\frac{4.50 \times 3.28^3 + 4.50 \times 4.75^3}{8.5 \times (3.28 + 4.75)} = -9.39 \text{ KN.m}$$

à ELS:

$$q'_g = q'_d = 3.22 \text{ KN/m}$$

$$M_E = -\frac{3.22 \times 3.28^3 + 3.22 \times 4.75^3}{8.5 \times (3.28 + 4.75)} = -6.73 \text{ KN.m}$$

**Appuis des rives :**

**Appui A :**

à ELU :

$$M_A = 0.15 M_0^{AB}$$

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8} = -\frac{4.50 \times 4.5^2}{8} = -11.39 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = -1.71 \text{ KN.m}$$

à ELS:

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8} = -\frac{3.22 \times 4.5^2}{8} = -8.15 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = -1.22 \text{ KN/m}$$

**Appui F :**

à ELU :

$$M_F = 0.15 M_0^{EF}$$

$$M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8} = -\frac{4.50 \times 4.75^2}{8} = -12.70 \text{ KN/m.}$$

$$M_F = -1.90 \text{ KN/m}$$

à ELS:

$$M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8} = -\frac{3.22 \times 4.75^2}{8} = -9.08 \text{ KN/m.}$$

$$M_F = -1.36 \text{ KN/m.}$$

**Calcul des moments en travées :**

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x).$$

$$X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}.$$

**Travée AB :**

à ELU :  $q_u = 6.02 \text{ KN/m}$

$$X_0^{AB} = \frac{4.5}{2} - \frac{(-1.71) - (-8.94)}{6.02 \times (4.5)} = 1.98 \text{ m.}$$

$$M_0^{AB} = 6.02 \times \left(\frac{1.98}{2}\right) \times (4.5 - 1.98) = 15.02 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 15.02 - 1.71 \times \left(1 - \frac{1.98}{4.5}\right) - 8.94 \times \left(\frac{1.98}{4.5}\right) = 10.12 \text{ KN.m}$$

à ELS :  $q_s = 4.35 \text{ KN/m}$

$$X_0^{AB} = \frac{4.5}{2} - \frac{(-1.22) - (-6.41)}{4.35 \times (4.5)} = 1.98 \text{ m.}$$

$$M_0^{AB} = 4.35 \times \left(\frac{1.98}{2}\right) \times (4.5 - 1.98) = 10.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 10.85 - 1.22 \times \left(1 - \frac{1.98}{4.5}\right) - 6.41 \times \left(\frac{1.98}{4.5}\right) = 7.35 \text{ KN.m}$$

**Travée BC :**

à ELU :  $q_u = 6.02 \text{ KN/m}$

$$X_0^{BC} = \frac{4.45}{2} - \frac{(-8.94) - (-5.54)}{6.02 \times (4.45)} = 2.35 \text{ m.}$$

$$M_0^{BC} = 6.02 \times \left(\frac{2.35}{2}\right) \times (4.5 - 2.35) = 14.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 14.85 - 8.94 \times \left(1 - \frac{1.98}{4.45}\right) - 5.54 \times \left(\frac{1.98}{4.45}\right) = 7.70 \text{ KN.m}$$

à ELS :  $q_s = 4.35 \text{ KN/m}$

$$X_0^{BC} = \frac{4.45}{2} - \frac{(-6.41) - (-3.97)}{4.35 \times (4.45)} = 2.35 \text{ m.}$$

$$M_0^{BC} = 4.35 \times \left(\frac{2.35}{2}\right) \times (4.45 - 2.35) = 9.96 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 9.96 - 6.41 \times \left(1 - \frac{1.98}{4.45}\right) - 3.97 \times \left(\frac{2.35}{4.45}\right) = 5.61 \text{ KN.m}$$

**Travée CD :**

à ELU :  $q_u = 6.02 \text{ KN/m}$

$$X_0^{CD} = \frac{3.47}{2} - \frac{(-5.54) - (-4.93)}{6.02 \times (3.47)} = 1.76 \text{ m.}$$

$$M_0^{CD} = 6.02 \times \left(\frac{1.75}{2}\right) \times (3.47 - 1.75) = 9.06 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 9.06 - 5.54 \times \left(1 - \frac{1.75}{3.47}\right) - 4.93 \times \left(\frac{1.75}{3.47}\right) = 3.81 \text{ KN.m}$$

à ELS :  $q_s = 4.35 \text{ KN/m}$

$$X_0^{CD} = \frac{3.47}{2} - \frac{(-3.97) - (-3.54)}{4.35 \times (3.47)} = 1.76 \text{ m.}$$

$$M_0^{CD} = 4.35 \times \left(\frac{1.75}{2}\right) \times (3.47 - 1.75) = 6.54 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 6.54 - 3.97 \times \left(1 - \frac{1.75}{3.47}\right) - 3.54 \times \left(\frac{1.75}{3.47}\right) = 2.78 \text{ KN.m}$$

**Travée DE :**

à ELU :  $q_u = 6.02 \text{ KN/m}$

$$X_0^{DE} = \frac{4.10}{2} - \frac{(-4.93) - (-9.39)}{6.02 \times (4.10)} = 1.87 \text{ m.}$$

$$M_0^{DE} = 6.02 \times \left(\frac{1.87}{2}\right) \times (4.10 - 1.87) = 12.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 12.55 - 4.93 \times \left(1 - \frac{1.87}{4.10}\right) - 9.39 \times \left(\frac{1.87}{4.10}\right) = 5.57 \text{ KN.m}$$

à ELS :  $q_s = 4.35 \text{ KN/m}$

$$X_0^{DE} = \frac{4.10}{2} - \frac{(-4.93) - (-9.39)}{4.35 \times (4.10)} = 1.87 \text{ m.}$$

$$M_0^{DE} = 4.35 \times \left(\frac{1.87}{2}\right) \times (4.10 - 1.87) = 9.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(x) = 9.07 - 4.93 \times \left(1 - \frac{1.87}{4.10}\right) - 9.39 \times \left(\frac{1.87}{4.10}\right) = 4.07 \text{ KN.m}$$

**Travée EF:**

à ELU :  $q_u = 6.02 \text{ KN/m}$

$$X_0^{DE} = \frac{4.75}{2} - \frac{(-9.39) - (-1.90)}{6.02 \times (4.75)} = 2.64 \text{ m.}$$

$$M_0^{DE} = 6.02 \times \left(\frac{2.64}{2}\right) \times (4.75 - 2.64) = 16.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 16.76 - 9.39 \times \left(1 - \frac{2.64}{4.75}\right) - 1.90 \times \left(\frac{2.64}{4.75}\right) = 11.53 \text{ KN.m}$$

à ELS :  $q_s = 4.35 \text{ KN/m}$

$$X_0^{DE} = \frac{4.75}{2} - \frac{(-9.39) - (-1.36)}{4.35 \times (4.75)} = 2.63 \text{ m.}$$

$$M_0^{DE} = 4.35 \times \left(\frac{2.63}{2}\right) \times (4.75 - 2.63) = 12.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 12.13 - 9.39 \times \left(1 - \frac{2.63}{4.75}\right) - 1.36 \times \left(\frac{2.63}{4.75}\right) = 8.37 \text{ KN.m}$$

**Calcul les efforts tranchants :**

$$V_w = q_u \times \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$V_e = -q_u \times \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{L}$$

$V_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$V_e$  : Effort tranchant à droite l'appui considéré.

**Appui B :**

à ELU :

$$V_w = 6.02 \times \frac{4.50}{2} - \frac{-1.71 + 8.94}{4.50} = 12.15 \text{ KN}$$

$$V_e = -15.15 \text{ KN}$$

à ELS :

$$V_w = 4.35 \times \frac{4.50}{2} - \frac{-1.22 + 6.41}{4.50} = 8.78 \text{ KN}$$

$$V_e = -10.94 \text{ KN}$$

**Appui C :**

à ELU :

$$V_w = 6.02 \times \frac{4.45}{2} - \frac{-8.94 + 5.54}{4.45} = 14.15 \text{ KN}$$

$$V_e = -12.93 \text{ KN}$$

à ELS :

$$V_w = 4.35 \times \frac{4.45}{2} - \frac{-6.41 + 3.97}{4.45} = 10.22 \text{ KN}$$

$$V_e = -9.34 \text{ KN}$$

**Appui D :**

à ELU :

$$V_w = 6.02 \times \frac{3.47}{2} - \frac{-5.54 + 4.93}{3.47} = 10.61 \text{ KN}$$

$$V_e = -10.33 \text{ KN}$$

à ELS :

$$V_w = 4.35 \times \frac{3.47}{2} - \frac{-3.97+3.54}{3.47} = 7.67 \text{ KN}$$

$$V_e = -7.47 \text{ KN}$$

**Appui E :**

à ELU :

$$V_w = 6.02 \times \frac{4.10}{2} - \frac{-4.93+9.39}{4.10} = 11.67 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.42 \text{ KN}$$

à ELS :

$$V_w = 4.35 \times \frac{4.10}{2} - \frac{-3.54+6.73}{4.10} = 8.42 \text{ KN}$$

$$V_e = -9.69 \text{ KN}$$

**Appui F :**

à ELU :

$$V_w = 6.02 \times \frac{4.75}{2} - \frac{-9.39+1.90}{4.75} = 15.87 \text{ KN}$$

$$V_e = -13.33 \text{ KN}$$

à ELS :

$$V_w = 4.35 \times \frac{4.75}{2} - \frac{-6.73+1.36}{4.75} = 11.46 \text{ KN}$$

$$V_e = -9.62 \text{ KN}$$

Les d'autres cas de calcul sont calculer par logiciel de l'Excel et sont regroupés dans le tableau suivant :

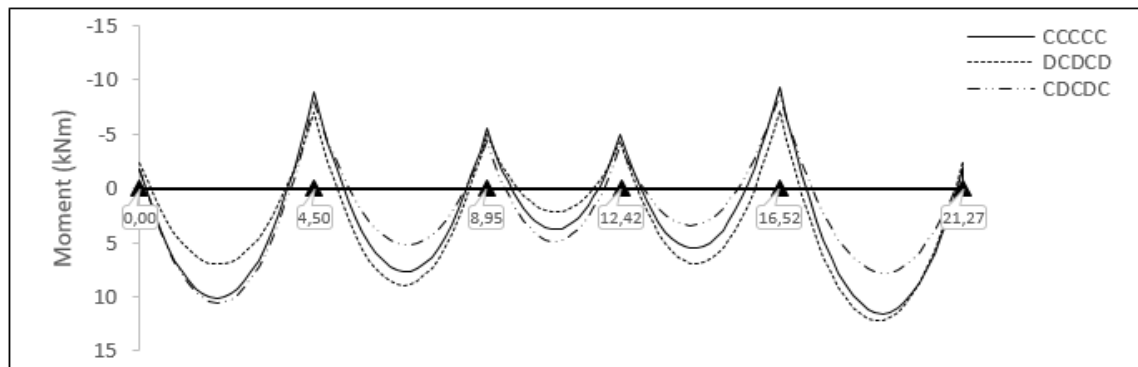
**À ELU :**

**Tableau 18:** récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis a ELU pour poutrelle étage courant .

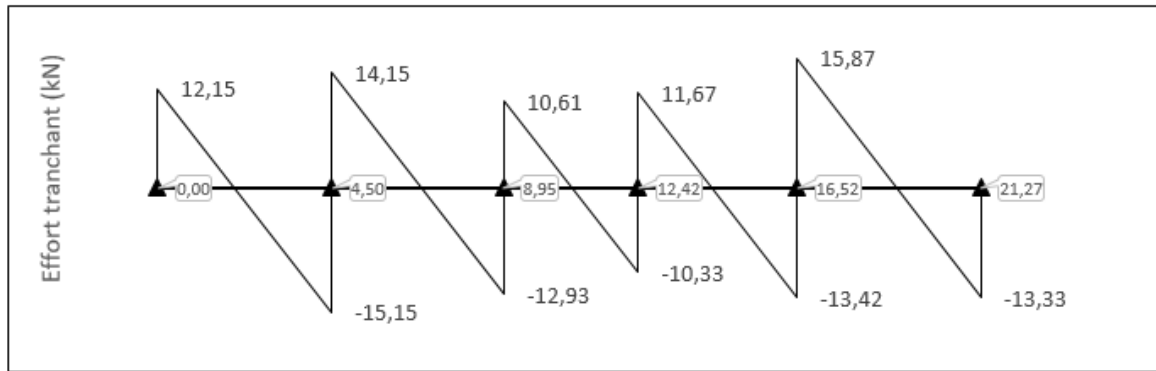
| Travée ID                         |       | AB    |       | BC    | CD    | DE    | EF   |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| Portée L(m)                       |       | 4.50  |       | 4.45  | 3.47  | 4.10  | 4.75 |
| Charge permanente g (KN/m)        |       | 3.38  |       | 3.38  | 3.38  | 3.38  | 3.38 |
| Charge exploitation q (KN/m)      |       | 0.97  |       | 0.97  | 0.97  | 0.97  | 0.97 |
| Portée fictive L <sub>0</sub> (m) |       | 4.50  |       | 3.56  | 2.78  | 3.28  | 4.75 |
| Chargée C 1.35g+1.5q(KN/m)        |       | 6.02  |       | 6.02  | 6.02  | 6.02  | 6.02 |
| Chargée D 1.35g(KN/m)             |       | 4.56  |       | 4.56  | 4.56  | 4.56  | 4.56 |
| Chargée C 1.35g'+1.5q(KN/m)       |       | 4.50  |       | 4.50  | 4.50  | 4.50  | 4.50 |
| Chargée D 1.35g'(KN/m)            |       | 3.04  |       | 3.04  | 3.04  | 3.04  | 3.04 |
| Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC          | -1.71 | -8.94 | -5.55 | -4.95 | -9.39 | -1.90 |      |

|                             |        |        |        |        |        |       |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Ma (KN/m) -cas 2 :<br>DCDCD | -2.28  | -7.01  | -4.98  | -4.35  | -7.10  | -2.55 |
| Ma (KN/m) -cas 3 :<br>CDCDC | -1.71  | -7.98  | -4.33  | -3.95  | -8.63  | -1.90 |
| X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC  | 1.98   | 2.35   | 1.76   | 1.87   | 2.64   |       |
| X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD  | 2.02   | 2.30   | 1.77   | 1.94   | 2.59   |       |
| X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC  | 2.02   | 2.36   | 1.75   | 1.86   | 2.61   |       |
| Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC    | 10.12  | 7.70   | 3.81   | 5.57   | 11.53  |       |
| Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD    | 7.02   | 8.92   | 2.21   | 6.96   | 8.15   |       |
| Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC    | 10.55  | 5.20   | 4.91   | 3.43   | 11.87  |       |
| Ma, max (KNm)               | -2.28  | -8.94  | -5.55  | -4.95  | -9.39  | -2.55 |
| Mt, max (KNm)               | 10.55  | 8.92   | 4.91   | 6.96   | 11.87  |       |
| Vw (KN)                     | 12.15  | 14.15  | 10.61  | 11.67  | 15.87  |       |
| Ve (KN)                     | -15.15 | -12.93 | -10.33 | -13.42 | -13.33 |       |
| Vw, Ve max/Appuis (KN)      | 12.15  | 15.15  | 12.93  | 11.67  | 15.87  | 13.33 |

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max. La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).



**Figure 33:** Courbe des moments poutrelle type1 (étage courant) en ELU.



**Figure 34:** Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELU.

À ELS :

**Tableau 19:** récapitulatif des calculs des moments et efforts tranchants en travée et appuis à ELS pour poutrelle étage courant .

| Travée ID                         |       | AB    |       | BC    | CD    | DE    | EF   |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| Portée L(m)                       |       | 4.50  |       | 4.45  | 3.47  | 4.10  | 4.75 |
| Charge permanente g (KN/m)        |       | 3.38  |       | 3.38  | 3.38  | 3.38  | 3.38 |
| Charge exploitation q (KN/m)      |       | 0.97  |       | 0.97  | 0.97  | 0.97  | 0.97 |
| Portée fictive L <sub>0</sub> (m) |       | 4.50  |       | 3.56  | 2.78  | 3.28  | 4.75 |
| Chargée C 1.35g+1.5q(KN/m)        |       | 4.35  |       | 4.35  | 4.35  | 4.35  | 4.35 |
| Chargée D 1.35g(KN/m)             |       | 3.38  |       | 3.38  | 3.38  | 3.38  | 3.38 |
| Chargée C 1.35g'+1.5q(KN/m)       |       | 3.22  |       | 3.22  | 3.22  | 3.22  | 3.22 |
| Chargée D 1.35g'(KN/m)            |       | 2.25  |       | 2.25  | 2.25  | 2.25  | 2.25 |
| Ma (KN/m) -cas 1 : CCCCC          | -1.22 | -6.41 | -3.98 | -3.55 | -6.73 | -1.36 |      |
| Ma (KN/m) -cas 2 : DCDCD          | -1.65 | -5.12 | -3.60 | -3.15 | -5.20 | -1.84 |      |
| Ma (KN/m) -cas 3 : CDCDC          | -1.22 | -5.77 | -3.17 | -2.88 | -6.23 | -1.36 |      |
| X-Mt max(m)- cas 1 : CCCCC        | 1.99  |       | 2.35  | 1.76  | 1.87  | 2.63  |      |
| X-Mt max(m) -cas 2 : DCDCD        | 2.02  |       | 2.30  | 1.77  | 1.93  | 2.58  |      |
| X-Mt max(m) -cas 3 : CDCDC        | 2.02  |       | 2.36  | 1.75  | 1.86  | 2.61  |      |
| Mt (KN/m) -cas 1 : CCCCC          | 7.35  |       | 5.61  | 2.78  | 4.07  | 8.37  |      |
| Mt (KN/m) -cas 2 : DCDCD          | 5.26  |       | 6.42  | 1.72  | 4.99  | 6.08  |      |
| Mt (KN/m) -cas 3 : CDCDC          | 7.63  |       | 3.94  | 3.52  | 2.64  | 8.59  |      |
| Ma, max (KNm)                     | -1.65 | -6.41 | -3.98 | -3.55 | -6.73 | -1.84 |      |

|                        |      |        |      |       |       |       |       |
|------------------------|------|--------|------|-------|-------|-------|-------|
| Mt, max (KNm)          |      | 7.63   |      | 6.42  | 3.52  | 4.99  | 8.59  |
| Vw (KN)                |      | 8.78   |      | 10.22 | 7.67  | 8.42  | 11.46 |
| Ve (KN)                |      | -10.94 |      | -9.34 | -7.47 | -9.69 | -9.62 |
| Vw, Ve max/Appuis (KN) | 8.78 | 10.94  | 9.34 | 8.42  | 11.46 | 9.62  |       |

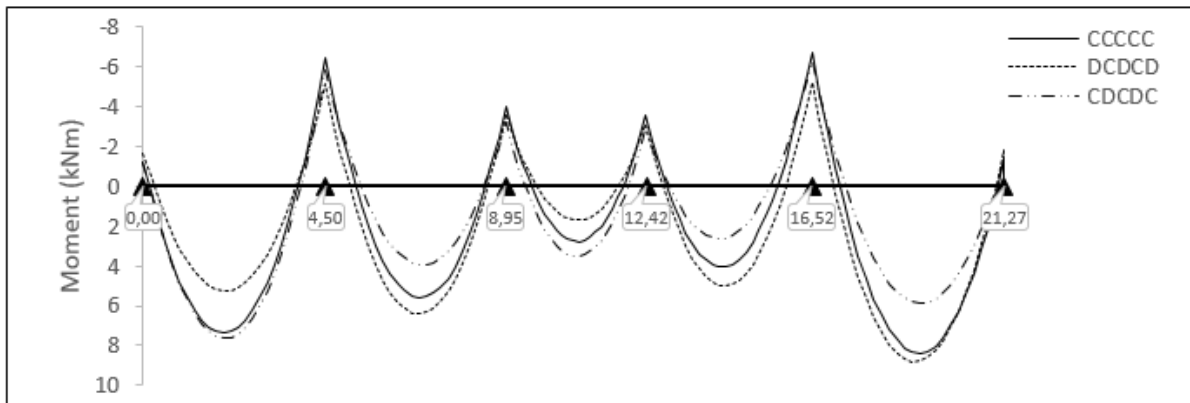


Figure 35: Courbe des moments poutrelle type1 (étage courant) en ELS.

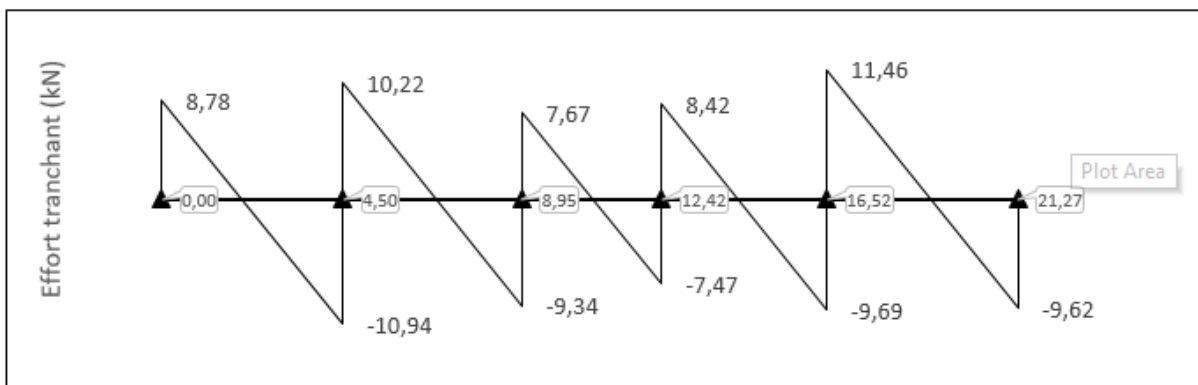


Figure 36: Courbe des efforts tranchants poutrelle type (étage courant) en ELS.

| CAS                                  | ELU   | ELS   |
|--------------------------------------|-------|-------|
| Moment en travée (KN.m)              | 11.87 | 8.59  |
| Moment en appui intermédiaire (KN.m) | -9.39 | -6.73 |
| Moment en appui de rive (KN.m)       | -2.28 | -2.55 |
| Effort tranchant (KN)                | 15.87 | 11.46 |

### III.6.2.3 Ferrailage :

#### • Ferrailage en travée

Données :  $b = 65 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 10 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;

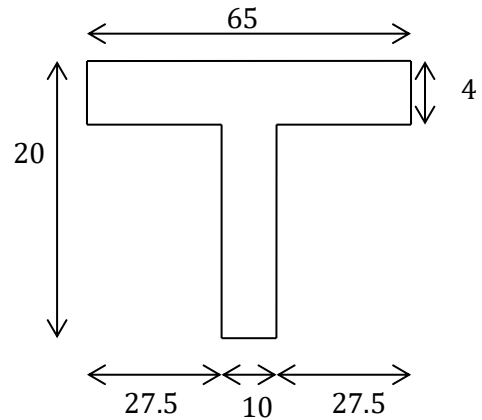
$h_0 = 4 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**Moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

$f_{bu}$  : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{t28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}.$$



♦ **Si** ;  $M_u \leq M_{Tu}$  → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

♦ **Si** ;  $M_u > M_{Tu}$  → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T.

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 11.87 \text{ KN.m} \Rightarrow$  Calcul d'une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

**Calcul du moment réduit ultime  $\mu_{bu}$  :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11.87 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.039$$

$$0.039 < 0.186 \Rightarrow (\text{PIVOT A})$$

$$\text{Donc } A'_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**Calcul de la section d'acier tendue  $A_{st}$  :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{11.87 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.94 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{S \min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.94 \text{ cm}^2$$

Choix des barres

$$A_{st} = 1.94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

- **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.204$$

$$\mu_{bu} = 0.204 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée } A'_s = 0$$

$$A_{sin} = \frac{M_{au}}{f_{su} \times z}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.204}) = 0.288$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.288) = 15.92 \text{ cm}$$

$$A_{sin} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{348 \times 0.159} = 1.70 \text{ cm}^2$$

- **Appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_r}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{2.55 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.055$$

$$\mu_{bu} = 0.055 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$A_{srv} = \frac{M_{au}}{f_{su} \times z}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.06$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 17.57 \text{ cm}$$

$$A_{srv} = \frac{2.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 0.42 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]**

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{smin} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_{smin} = 0.21 < A_{sin} = 1.70 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{smin} = 0.21 < A_{srv} = 0.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Choix des barres :**

En appui intermédiaire :  $A_{s\text{ in}} = 1.70 \text{ cm}^2 \rightarrow$  On adopte **2HA12** =  $2.26 \text{ cm}^2$

En appui de rive :  $A_{s\text{ rv}} = 0.42 \text{ cm}^2$  On adopte **1HA12** =  $1.13 \text{ cm}^2$

### Ferraillage transversal

**Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]**

$$\phi_t \geq \min \left( \phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10\text{mm}; 5.71 \text{ mm}; 10\text{mm})$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{D'où, } \phi_t = 2 \phi_8 = 1 \text{ mm}^2$$

### ♦ Vérifications nécessaires

**Vérifications à l'ELU :**

- **Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211 [1]**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal  $V_{max} = 15.87 \text{ KN}$

On vérifie la condition de rupture par cisaillement  $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{15.87 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.88 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc :  $\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$  pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22 [1]**

L'espacement des armatures transversales  $S_t$  est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on pose } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \quad \frac{100 \times 400}{150 \times 100} = 2.66 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée.

### Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant

- **Appui de rive (BAEL A.5.1,312) [1]**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 15.87 \times 10^{-3} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Or  $A_l = 1 \text{ HA12} = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée

• Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321) [1]

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot \left( (|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 9.39 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 15.87 = 2.57 \text{ KN.m}$$

**Commentaire :**

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

**Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]**

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ avec } a = \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}} = 2.3 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

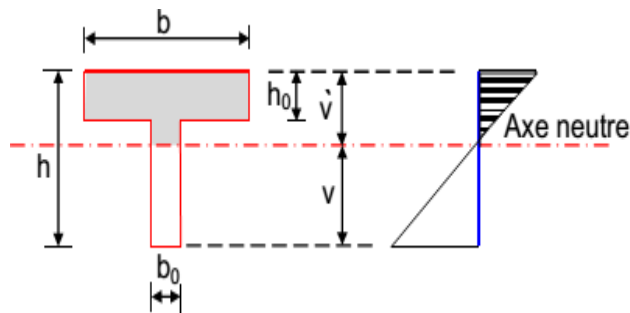
$$V_u = 15.87 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Commentaire :**

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

**Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$



$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]}$$

$$V' = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] V'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{20^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80^2)$$

$$I_{Gz} = 13711.2 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)_v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{13711.2 \times 10^{-4}}{\left(180 - \frac{40}{3}\right)_{142}} \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2):**

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

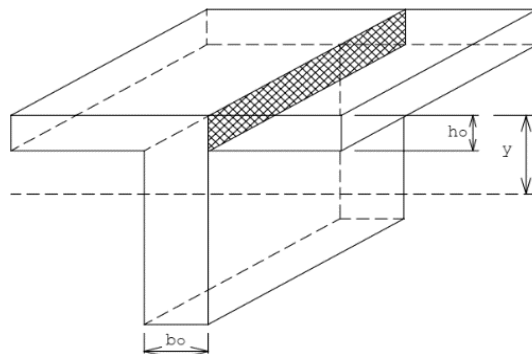
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 15.87 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Commentaire :**

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.



**Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton
- Vérification de la flèche.

• **Etat limite d'ouverture de fissure :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

• **Etat limite de compression du béton :**

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

Avec :

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

I : Moment d'inertie

$M_{ser}$  = le moment en ELS

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow$  (Contrainte admissible du béton).

Fissuration peu préjudiciable :  $\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$

### position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire

pour déterminer le signe de :  $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$

En remplaçant y par  $h_0$ .

**(Cas 1)** Si le signe est positif, ( $y \leq h_0$ ) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas)

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

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

**(Cas 2)** Si le signe est négatif, ( $y > h_0$ ) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T) L'équation pour de terminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d) - nA_{st}(d' - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 - nA_{st}(y - d')^2$$

$M_{ser}$  : Moment max à l'ELS.

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre :  $n = 15$

### • en travée :

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

$$\frac{1}{2}b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

**Avec :**  $n = 15$  ;  $A_s = 0$

$$\frac{1}{2} \times 0.65y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3}b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s(d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.91^3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 = 0$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

**Donc:**

$$M_t = 8.59 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

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

- **En appui intermédiaire :**

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

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15, A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 0.65 y^2 - 15 \times 2.26(18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 33.9 y - 610.2 = 0$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 3.84^3 + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.84)^2 = 0$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$M_{a \text{ in}} = -6.73 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$Y = 3.84 \text{ cm}$$

$$I = 8023.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

- **En appui de rive :**

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

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s - n \times A_{st}(d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15, A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 \times 1.13(18 - y) = 0$$

$$32.5 y^2 + 16.95 y - 305.1 = 0$$

$$Y = 2.81 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} \times (d - y)^2 + n \times A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times 2.81^3 + 15 \times 1.13 \times (18 - 2.81)^2 = 0$$

$$I = 4391.72 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{arv} = -2.55 \text{ KN.m} \\ A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2 \\ Y = 2.81 \text{ cm} \\ I = 4391.72 \text{ cm}^4 \\ \sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

• **Vérification de la flèche**

**Conditions de la vérification de la flèche** (Article B.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) :

$h_t$  : Hauteur totale du plancher corps creux = 20cm.

$M_{t \text{ ser}}$  : Moment maximale en travée à l'ELS  $M_{t \text{ ser}} = 8.59 \text{ KN.m}$ .

$A_{t \text{ travée}}$  : Section d'armature en travée  $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$ .

L : longueur de la travée considérée :  $L = 4.75 \text{ m}$ .

$M_{0 \text{ ser}}$  : Moment isostatique à l'ELS  $M_{0 \text{ ser}} = 12.27 \text{ KN.m}$

y : position de l'axe neutre = 3.91 cm

I : Inertie de la section =  $8323.05 \text{ cm}^4$ .

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.20}{3.90} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{b_o \times d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{0.20}{4.75} = 0.042 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Étant donné que les conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que :  $\Delta_f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3)

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{ji}) \\ F \text{ admissible} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } L \leq 5\text{m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } L > 5\text{m} \\ \frac{L}{250} \text{ pour les consoles avec } L \leq 2\text{m} \\ \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1)

$$L : 4.75 - 0.40 = 4.35 \text{ m}$$

$\Delta_f$ : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,)

$f_{gv}$ : Les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

$f_j$  : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

$f_p$ : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

J : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.

G : la charge permanente après la mise des cloisons.

P : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation. La flèche admissible  $\bar{f}$  pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm} = 8.7 \text{ mm}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

$$g_{\text{(total)}} = (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.20 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 3.30 + 0.9 = 4.20 \text{ KN/m}^2$$

$$p = G_{\text{Totale}} + Q_{\text{Totale}} = 5.20 + 1 = 6.20 \text{ KN/m}^2$$

• **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.65 \times 4.20 = 2.73 \text{ KN/ml}$$

$$q_g = 0.65 \times 5.20 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 0.65 \times 6.20 = 4.03 \text{ KN/ml}$$

• **Evaluation des moments :**

$$M_j = 0.75 \times \frac{q_j \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.73 \times 4.75^2}{8} = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.75 \times \frac{q_g \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 4.75^2}{8} = 7.15 \text{ KN.m}$$

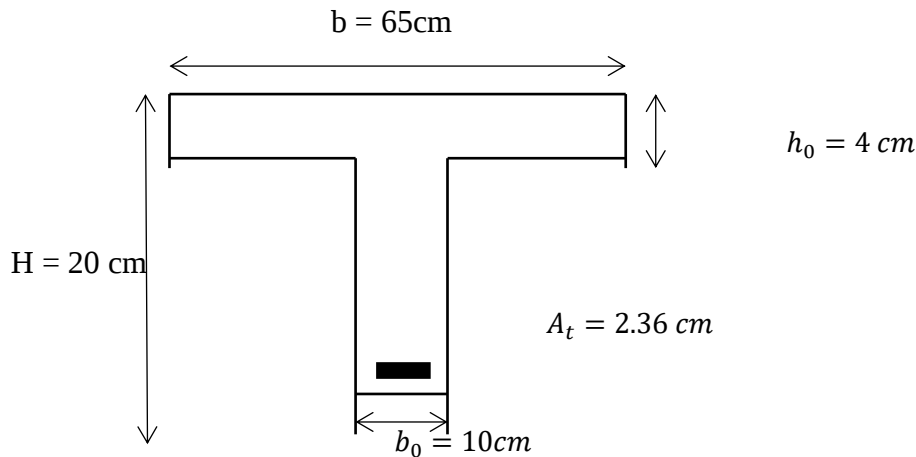
$$M_p = 0.75 \times \frac{q_p \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.03 \times 4.75^2}{8} = 8.52 \text{ kN.m}$$

**Tableau 20:** calcul des contraintes (étage courant)

|                                   |                                    |                                 |
|-----------------------------------|------------------------------------|---------------------------------|
| contrainte correspondante à $q_j$ | $\sigma_j = 15 \frac{M_j(d-y)}{I}$ | $\sigma_j = 146.52 \text{ MPA}$ |
| contrainte correspondante à $q_g$ | $\sigma_g = 15 \frac{M_g(d-y)}{I}$ | $\sigma_g = 181.56 \text{ MPa}$ |
| contrainte correspondante à $q_p$ | $\sigma_p = 15 \frac{M_p(d-y)}{I}$ | $\sigma_p = 216.35 \text{ MPa}$ |

- Caractéristiques de la section :

Position du centre de gravité de la section homogène :



$$y_g = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i} \Rightarrow \text{avec } \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + (\frac{h-h_0}{2}) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h_0^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + 15A_t} = 4.87 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A_t(d-y_G)^2 + 15A'_s(y_G-d')^2$$

$$I_0 = 33618.96 \text{ cm}^4$$

**Calcul des moments d'inertie fissurés If : (BAEL B.6.5.2)**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda + \mu}$$

- Calcul des coefficients  $\lambda$

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \Rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = 0.013$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} 3.76 \\ 1.504 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[ \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right\}$$

$\sigma_s$ : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.62 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.68 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.72 \end{cases}$$

- Calcul des moments d'inerties fictives

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

**Tableau 21:** Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle terrasse)

|                            |                                                                  |                             |
|----------------------------|------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| I correspondant à $q_{ji}$ | $I_{f\ ji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$ | $I_{f\ ji} = 11101.36 cm^4$ |
| I correspondant à $q_{gi}$ | $I_{f\ gi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$ | $I_{f\ gi} = 10397.23 cm^4$ |
| I correspondant à $q_{gv}$ | $I_{f\ gv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$ | $I_{f\ gv} = 18282.74 cm^4$ |
| I correspondant à $q_{pi}$ | $I_{f\ pi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$ | $I_{f\ pi} = 9975.41 cm^4$  |

- Calcul des modules de déformation :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 MPa \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale différée du béton}$$

- Modules de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_i = 3E_v = 32456.59 MPa \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

Pour ce faire le calcul de la flèche  $\Delta_f$  est donné dans le tableau suivant :

**Tableau 22:** Vérification de la flèche (poutrelle terrasse)

|                  |                                                 |         |
|------------------|-------------------------------------------------|---------|
| $f_{ji}$         | $\frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{f\ ji}}$ | 3.61 mm |
| $f_{gi}$         | $\frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{f\ gi}}$ | 4.78 mm |
| $f_{gv}$         | $\frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{f\ gv}}$ | 8.15 mm |
| $f_{pi}$         | $\frac{M_p \times L^2}{10E_i \times I_{f\ pi}}$ | 5.94 mm |
| $\Delta_f$       | $f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$             | 5.7 mm  |
| $f_{admissible}$ | $\frac{L}{500}$                                 | 8.7 mm  |

$$\Delta_f = 5.7 mm < f_{admissible} = 8.7 mm$$

**Commentaire :** la flèche est vérifiée.

**La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423)**

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...). Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

- $S_t \leq 20 \text{ cm}$  (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A  $\perp$ ).
- $S_t \leq 33 \text{ cm}$  (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (A  $\parallel$ ).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

$$\text{Pour } h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \varnothing \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$$

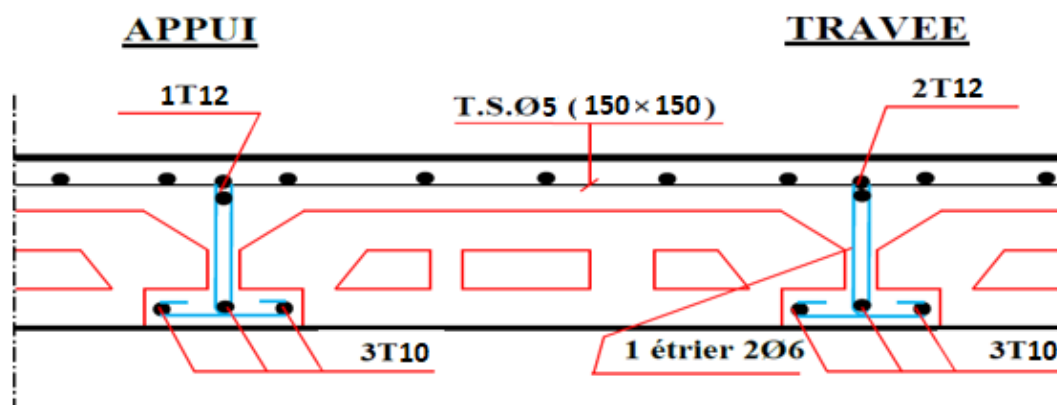
2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

On adapte  $A_{\perp} = 5\varnothing 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$

On adapte :  $6\varnothing 5 = 1.18 \text{ cm}^2$ .

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé  $\varnothing 5$  (150/150).

**III.6.4 Schéma du ferrailage:**

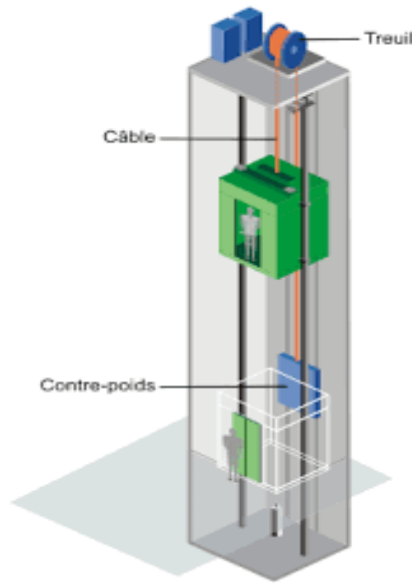


**III.7 Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil mécanique, utilisé pour transporter les personnes et les charges entre les niveaux d'un bâtiment.

Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

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 37:** les compositions de l'ascenseur

### III.7.1 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids

#### III.7.1.1 Caractéristiques :

Pour les dimensions de la cabine (ascenseur et monte-charge) on a opté d'après l'E.N. A pour un ascenseur de 08 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

**Tableau 23:** Caractéristiques de l'ascenseur selon l'Annexe 4

|                                             |  |                              |
|---------------------------------------------|--|------------------------------|
| Vitesse de circulation                      |  | 1m/s                         |
| Course maximale                             |  | 32m                          |
| Charge due à l'ascenseur (DM)               |  | 82KN                         |
| Charge due à la machine (PM)                |  | 15KN                         |
| Poids de la cuvette (FC)                    |  | 145KN                        |
| Dimensions de la gaine ( $B_s \times T_s$ ) |  | (1.6×1.97) m <sup>2</sup>    |
| Charge nominale (des personnes)             |  | 6.3KN                        |
| Dimensions minimales de la locale machin    |  | (180×360×200)cm <sup>3</sup> |
| Passage libre                               |  | (120×100) cm <sup>2</sup>    |

**III.7.1.2 : Étude de la dalle pleine du local machine :****➤ Cas des charges uniformément réparties :**

- Poids de la dalle en béton armé :

$$G_1 = 25 \times 0.25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

- Poids du revêtement en béton :

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la machine :

$$G_3 = \frac{F_c}{s} = \frac{145}{1.97 \times 1.6} = 46 \text{ KN/m}^2$$

$$G_t = G_1 + G_2 + G_3 = 52.1 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation est estimée à  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{1.97} \rightarrow \rho = 0.82 > 0.4 \text{ Donc : La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**III.7.2 : Calcul des sollicitations :****A) ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 52.1 + 1.5 \times 1 = 71.84 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2) \rightarrow \mu_x = 0.053$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow \mu_y = 0.64$$

$$M_0^x = 0.053 \times (71.84 \times 1.6^2) = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.64 \times 9.73 = 6.23 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcule des moments réels :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 9.73 = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 6.23 = 5.3 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3 \times 9.73 = 2.92 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times 6.23 = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_a^x; M_a^y) = 2.92 \text{ KN.m}$$

**B) ELS :**

$$P_s = G + Q = 52.1 + 1 = 53.1 \text{ KN/m}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (P_s \times l_x^2) \rightarrow \mu_x = 0.06$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \rightarrow \mu_y = 0.774$$

$$M_0^x = 0.06 \times (53.1 \times 1.6^2) = 8.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.774 \times 8.16 = 6.31 \text{ KN.m}$$

**➤ Calcule des moments réels :**

$$M_t^x = 0.85M_0^x = 0.85 \times 8.16 = 6.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85M_0^y = 0.85 \times 6.31 = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = 0.3M_0^x = 0.3 \times 8.16 = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3M_0^y = 0.3 \times 6.31 = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_a^x; M_a^y) = 2.45 \text{ KN.m}$$

### III.7.3 : Calcul de ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 25cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d=22.5\text{cm}$ .

**Tableau 24 : Résultats de ferrailage à L'ELU**

| Sens          | $M_u(\text{KN.m})$ | $\mu$ | $\alpha$ | Z (cm) | $A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adop}}(\text{KN.m})$ | Choix |
|---------------|--------------------|-------|----------|--------|-------------------------------|--------------------------------|-------|
| Travée<br>x-x | 8.27               | 0.018 | 0.023    | 17.83  | 1.33                          | 2.51                           | 5T8   |
| Travée<br>y-y | 5.3                | 0.012 | 0.015    | 17.89  | 0.85                          | 2.51                           | 5T8   |
| Appuis        | 2.92               | 0.006 | 0.0075   | 17.95  | 0.47                          | 2.51                           | 5T8   |

#### ➤ Condition de non fragilité :

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times d$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times d$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0.8\text{‰} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.82 \end{array} \right\}$$

#### ❖ Sens x-x :

En travée :  $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sur appuis :  $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1.57\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

#### ❖ Sens y-y :

En travée:  $A_x = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1.44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

Sur appuis :  $A_y = 2,51\text{cm}^2/\text{ml} > 1.44\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

#### ➤ Espacement :

#### ❖ En travée :

$$S_t \left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens x - x}) \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens y - y}) \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{array} \right\}$$

#### ❖ Sur appui :

$$S_t \left\{ \begin{array}{l} \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}(\text{sens } x - x) \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right\}$$

### III.7.3.1 : Calcul des armatures transversales :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x}{2 + L_x + L_y} = 40.65 \text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_y}{3} = 38.32 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{40.65 \times 10^3}{1000 \times 180} \rightarrow \tau_u = 0.22 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

### III.7.3.2 : Vérification à l'ELS :

#### ➤ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{Mpa}$$

**Tableau 25:** Résultats de calcul des contraintes dans le béton

| Position | Sens | $M_{ser}(KN.m)$ | $A_s(cm^2)$ | Y(cm) | I(cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}(Mpa)$ | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ |
|----------|------|-----------------|-------------|-------|---------------------|--------------------|--------------------------------------|
| Travée   | X-X  | 6.94            | 2.51        | 3.32  | 274780.3            | 0.084              | CV                                   |
|          | Y-Y  | 5.36            | 2.51        | 3.32  | 274780.3            | 0.065              | CV                                   |
| Appuis   | X-X- | 2.45            | 2.51        | 3.32  | 274780.3            | 0.03               | CV                                   |
|          | Y-Y  | 2.45            | 2.51        | 3.32  | 274780.3            | 0.03               | CV                                   |

#### ➤ Vérification de la flèche (BAEL 91Article B.6.5.1) [2] :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec :

$$h = 0.2 \text{ m.}$$

$$l = 1.97 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.2}{1.97} = 0.1 > 0.062 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.1 > 0.085 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.001 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right\}$$

## III.7.4 Schéma du ferrailage

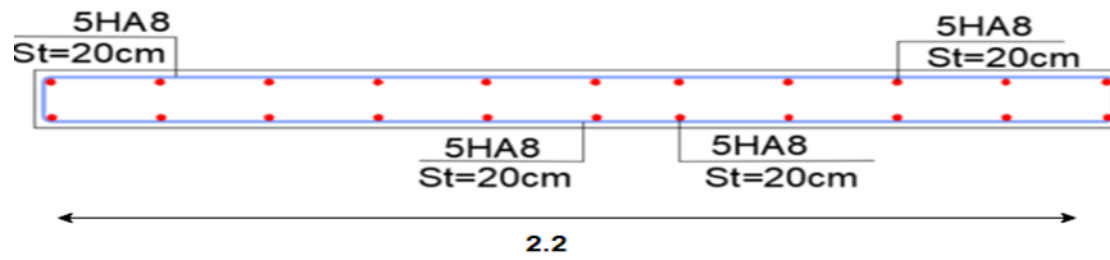


Figure 38: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

**III.8 Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA2024, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA

# CHAPITRE IV: Etude statique et dynamique en zone sismique .

**IV.1. Introduction**

Certaines catastrophes naturelles sont imprévisibles notamment les tremblements de terre les secousses sismiques sont sans doute celles qu'ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

**IV.2. Objectifs de l'étude sismique**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

**IV.3. Méthodes de calcul sismique :**

D'après le RPA 99 v 2003, Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [1] :

**IV.3.1 Méthode statique équivalente**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

**Principe de la méthode**

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque, dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées, successivement, suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner, toutefois, que les forces et les déformations obtenues pour l'élément, à partir des méthodes d'analyse statiques, pour les charges de conception recommandées, sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure, sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

**IV.3.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre IV, paragraphe 3.7 (RPA2024) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).

**b)** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I et II :** tous groupes (aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur).

**Zone III et IV:** Groupe d'usage 3 (aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur).

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m.

**Zone V et VI :** Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

### **IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale**

#### **Principe de la méthode**

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

### **IV.4 Modélisation**

**a)** Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

**b)** Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03)

DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

**c)** Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

**d)** La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

**e)** Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

**f)** Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement

dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

#### **IV.4.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale**

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

#### **IV.4.2 Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

##### **Principe de la méthode**

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié.

##### **IV.4.2.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

#### **IV.5 Classification de l'ouvrage selon leur importance**

##### **a) Classification des zones sismiques**

Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

| Sismicité        | Zone   |
|------------------|--------|
| Très faible      | 0      |
| Faible           | I      |
| Faible à moyenne | II     |
| Moyenne          | III    |
| Moyenne à élevée | IV     |
| Elevée           | V & VI |

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en zone V.

##### **b) Classification de l'ouvrage selon son importance**

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2024) chapitre 3 articles 3.2.1

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 17 m dans le groupe 2

##### **c) Classification du site**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

#### IV.5.2 Choix de la méthode de calcul

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.a du RPA2024 (zone V, la hauteur au plus égale à 32 m),  $h = 28.56$  m, donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

##### IV.5.2.1 Méthode statique équivalente

###### Calcul de la Force Sismique Totale

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon Eqn (4.1) :

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

**Avec :**

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$  : Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période  $T_0$ .

$T_0$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4).

$\lambda$  : Coefficient de correction ( si  $T_0 \leq (2T_2)$  si le bâtiment a plus de 2 niveaux, 1 autrement

$W$  : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau «  $i$  » :

**Tableau 26:** Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$ , pour la charge d'exploitation  $Q_i$

| Cas | Type d'ouvrage                                                                          | $\psi$ |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés                                            | 0.20   |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement :                                           |        |
| 2a  | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0.30   |
| 2b  | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises      | 0.40   |
| 3   | Entrepôts, hangars                                                                      | 0.50   |
| 4   | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés                               | 1.00   |
| 5   | Autres locaux non visés ci-dessus                                                       | 0.60   |

#### IV.6 Calcul des actions sismiques

**coefficient d'accélération de référence de zone A :**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 3.2 des (RPA 2024) suivant la zone sismique.

**Tableau 27:** Coefficient d'Accélération de Zone A.

| Zone de sismicité | Niveau de sismicité | A    |
|-------------------|---------------------|------|
| 0                 | Très faible         | -    |
| I                 | Faible              | 0.07 |
| II                | Faible à moyenne    | 0.10 |
| III               | Moyenne             | 0.15 |
| IV                | Moyenne à élevée    | 0.20 |
| V                 | Elevée              | 0.25 |
| VI                | Elevée              | 0.30 |

Pour notre projet : **Zone V , A = 0.25**

**Spectre de réponse élastique**

Le spectre, selon la zone sismique, est de:

**Type 1** : appliqué aux zones sismiques IV, V et VI.

**Type 2** : appliqué aux zones sismiques I, II et III.

❖ Notre bâtiment étudié se trouve dans la zone V, **type1.( site S3)**

**S = 1.30**

**Tableau:** Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

| Spectre type 1 S    | $T_1$ (s) | $T_2$ (s) | $T_3$ (s) |
|---------------------|-----------|-----------|-----------|
| (Zones IV, V et VI) |           |           |           |
| site: $S_1$         | 1.00      | 0.10      | 0.40      |
| site: $S_2$         | 1.20      | 0.10      | 0.50      |
| site: $S_3$         | 1.30      | 0.15      | 0.60      |
| site: $S_4$         | 1.35      | 0.15      | 0.70      |

**Classification des bâtiments selon leur importance**

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2024) chapitre3 article 3.4 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans le groupe 2.

La valeur du coefficient d'importance, I, pour le groupe d'importance 2 est donnée dans le Tableau (3.10) (cf. Eqn. (1.2) & Annexe I).

**Tableau 28:** valeurs du coefficient de comportement R.

| Coefficient d'importance, I | Groupe d'importance |      |   |      |
|-----------------------------|---------------------|------|---|------|
|                             | 1A                  | 1B   | 2 | 3    |
| I                           | 1.40                | 1.20 | 1 | 0.80 |

**Coefficient de Comportement Global de la Structure « R »**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 3.6 des RPA 2024 en fonction du système de contreventement.

| Cat                                | Description du système de contreventement                                               | Valeur de R        |
|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|
| <b>A) Structures en béton armé</b> |                                                                                         |                    |
| 1                                  | Système à ossature                                                                      | 5.5 <sup>(a)</sup> |
| 2                                  | Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature                              | 5.5 <sup>(a)</sup> |
| 3                                  | Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide | 3.5 <sup>(a)</sup> |
| 4                                  | Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles                                | 4.5 <sup>(b)</sup> |
| 5                                  | Système de contreventement constitué par des voiles                                     | 4.5 <sup>(b)</sup> |
| 6                                  | Système à ossature à noyau ou à effet noyau                                             | 3 <sup>(b)</sup>   |
| 7                                  | Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes              | 3 <sup>(b)</sup>   |
| 8                                  | Système en pendule inversé                                                              | 2 <sup>(c)</sup>   |
| 9                                  | Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé                               | 1.5 <sup>(c)</sup> |

Le tableau suivant donne la distribution des efforts tranchants sur les poteaux et sur les voiles dans l'étage de base du bâtiment :

| Etage  | FX sur les poteaux<br>[kN] | FX sur les voiles<br>[kN] | FY sur les poteaux<br>[kN] | FY sur les voiles<br>[kN] |
|--------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|---------------------------|
| Etage1 | 411.09                     | 2043.14                   | 401.81                     | 1870.74                   |

**1- Direction X :**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **16.75 %**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **83.25 %**

Donc notre système est : **05-Système de contreventement constitué par des voiles**

**R<sub>x</sub> = 4.5 (b)**

**2- Direction Y :**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les portiques = **17.68 %**

Le pourcentage des efforts tranchants à la base supportés par les voiles = **82.32 %**

Donc notre système est : **05-Système de contreventement constitué par des voiles**

**R<sub>y</sub> = 4.5 (b)**

**Facteur de qualité « Q »**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- La redondance en plan (Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales).

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^i P_q$

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 3.18 (b) de RPA 2024.

**Tableau 29:** valeurs des pénalités  $P_q$ .

| Catégorie | Critère, q                                  | $P_q$   |           |
|-----------|---------------------------------------------|---------|-----------|
|           |                                             | Observé | N/observé |
| (a)       | 1. Régularité en plan                       | 0       | 0.05      |
|           | 2. Régularité en élévation                  | 0       | 0.20      |
|           | 3. Conditions minimales sur le nombre étage | 0       | 0.20      |
|           | 4. Conditions minimales sur les travées     | 0       | 0.10      |
| (b)       | 1. Régularité en plan                       | 0       | 0.05      |
|           | 2. Régularité en élévation                  | 0       | 0.20      |
|           | 3. Redondance en plan                       | 0       | 0.05      |

#### • Régularité en plan

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales.
- la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur =  $28.56 / 16.30 = 1.75 < 4$  La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors :  $P_q = 0$

#### • Régularité en élévation

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- Le rapport de masse, sur rigidité de deux niveaux successifs, ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux sens des calcul. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

- **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales.

**Sens X :  $Q_{fx} = 1$**

| Critère                 | Pénalité | $P_q$   |
|-------------------------|----------|---------|
| Régularité en plan      | 0.05     | observé |
| Régularité en élévation | 0.20     | observé |
| Redondance en plan      | 0.05     | observé |

**Sens Y :  $Q_{fy} = 1$**

| Critère                 | Pénalité | $P_q$   |
|-------------------------|----------|---------|
| Régularité en plan      | 0.05     | observé |
| Régularité en élévation | 0.20     | observé |
| Redondance en plan      | 0.05     | observé |

### **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières:

1. La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes

Analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad (4.4)$$

avec:

- $T_{\text{empirique}}$  [unité en s]: période fondamentale
- $h_N$  [unité en m]: Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table.(4.4).(dans notre cas on a ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie ).

Donc :  $C_T = 0.05$

$$h_N = 28.56 \text{ m}$$

$$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 28.56^{3/4}$$

Alors :  $T_{\text{empirique}} = 0.62 \text{ sec.}$

**Tableau 30:** Valeurs du coefficient  $C_T$

| Cas | Système de contreventement                                                     | $C_T$ |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------|-------|
| 1   | Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie               | 0.075 |
| 2   | Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie                     | 0.085 |
| 3   | Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0.050 |
| 4   | Autres types de structures                                                     | 0.050 |

Le Tableau donne les valeurs de la période, ( $T_0$ ), à utiliser dans la formule de calcul de l'effort tranchant à la base V.

| Cas                                              | Période à utiliser              |
|--------------------------------------------------|---------------------------------|
| $T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$    | $T_0 = T_{\text{calcul}}$       |
| $T_{\text{calcul}} \geq 1.3T_{\text{empirique}}$ | $T_0 = 1.3T_{\text{empirique}}$ |

**Tableau :** Valeur de la période ( $T_0$ ) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Site (S3) :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  /  $T_2 = 0.60 \text{ s}$  /  $T_3 = 2 \text{ s}$

•  $T_{\text{analytique}}(x) = 0.56 \text{ s}$

$T_{\text{empirique}} = 0.62 \text{ s}$

$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$  donc :  $T_0 = T_{\text{calcul}}$

$T_0 = T_{\text{calcul}} = 0.62 \text{ s}$

•  $T_{\text{analytique}}(y) = 0.543 \text{ s}$

$T_{\text{calcul}} < 1.3T_{\text{empirique}}$  donc :  $T_0 = T_{\text{calcul}}$

$T_0 = T_{\text{calcul}} = 0.62 \text{ s}$

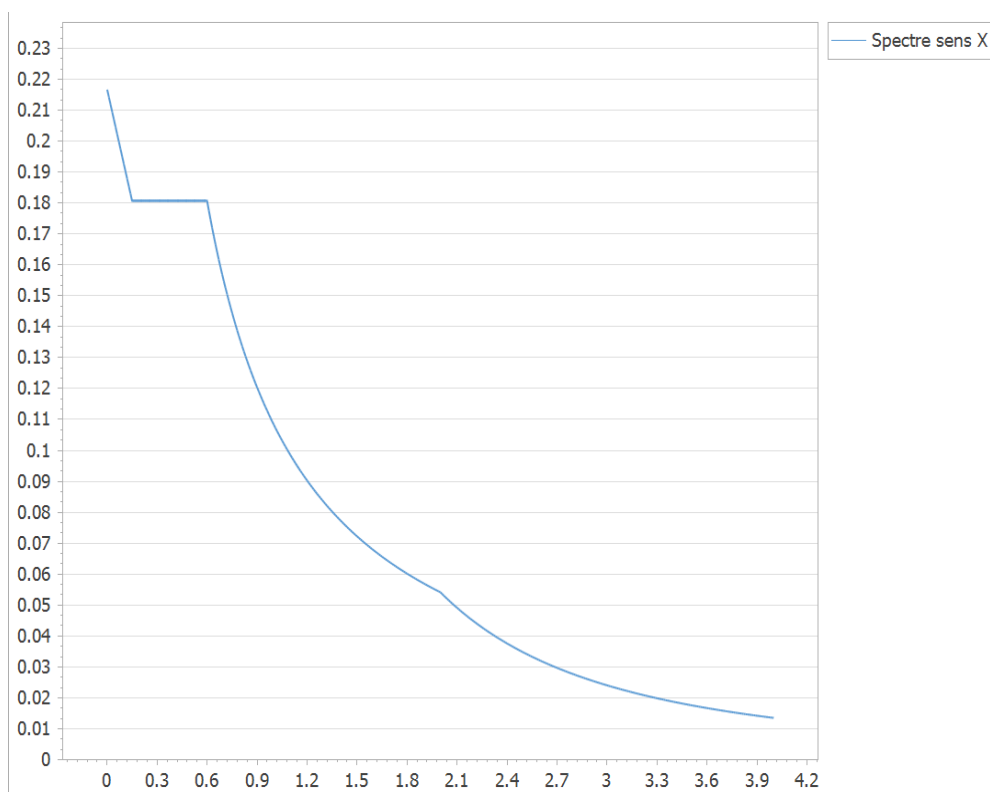
### Spectre de calcul

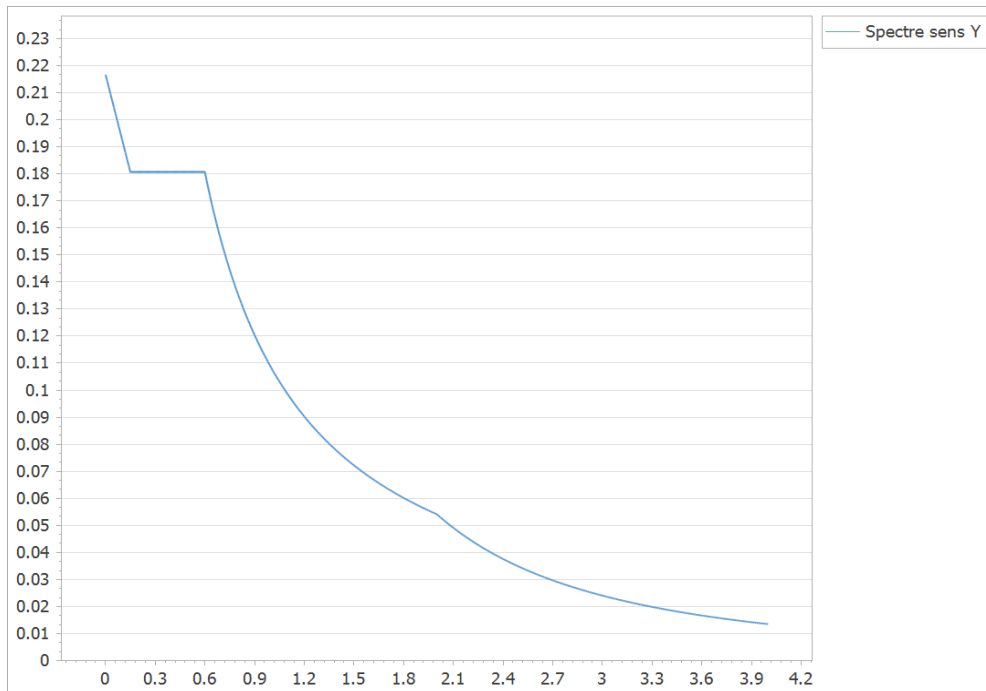
L'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\begin{aligned}
 & \text{A.I.S } \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T_1 < T_2 \\
 & \text{A.I.S } \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\
 \frac{S_{ad}}{g}(T) = & \text{A.I.S } \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\
 & \text{A.I.S } \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s
 \end{aligned}$$

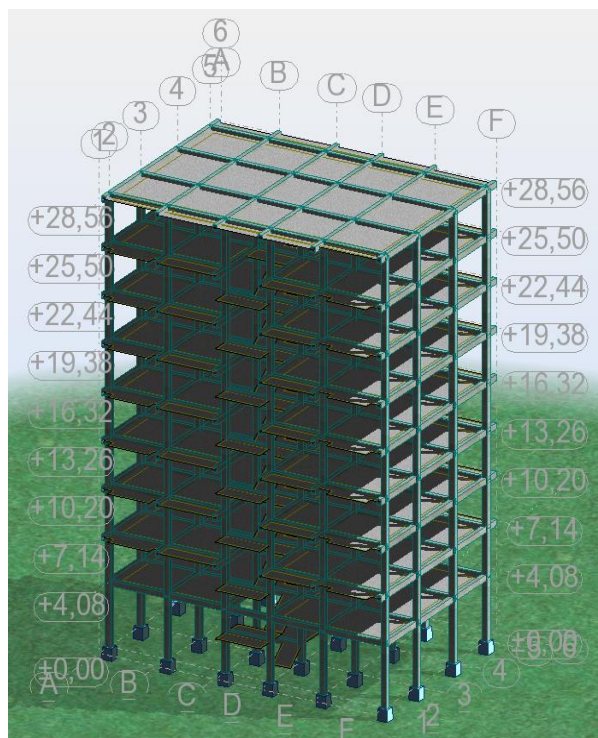
### Valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul

|                                                            |      |
|------------------------------------------------------------|------|
| Coefficient d'accélération de zone A                       | 0.25 |
| Coefficient d'importance I                                 | 1    |
| Coefficient de site S                                      | 1.3  |
| Limite inférieure des périodes T1 (s)                      | 0.15 |
| Limite supérieure des périodes T2 (s)                      | 0.6  |
| Début de la branche à déplacement spectral constant T3 (s) | 2    |

**Spectre de réponse suivant X****Spectre de réponse suivant Y**



#### IV.6.2. Modèle 3D et en plan de la structure :



**Figure 39:**Modèle 3D de la structure

D'après la modélisation de la structure, il faut rigidifier les étages par un diaphragme pour donner un seul déplacement dans chaque étage et après lancer l'analyse.

#### IV.6.3. Disposition des voiles :

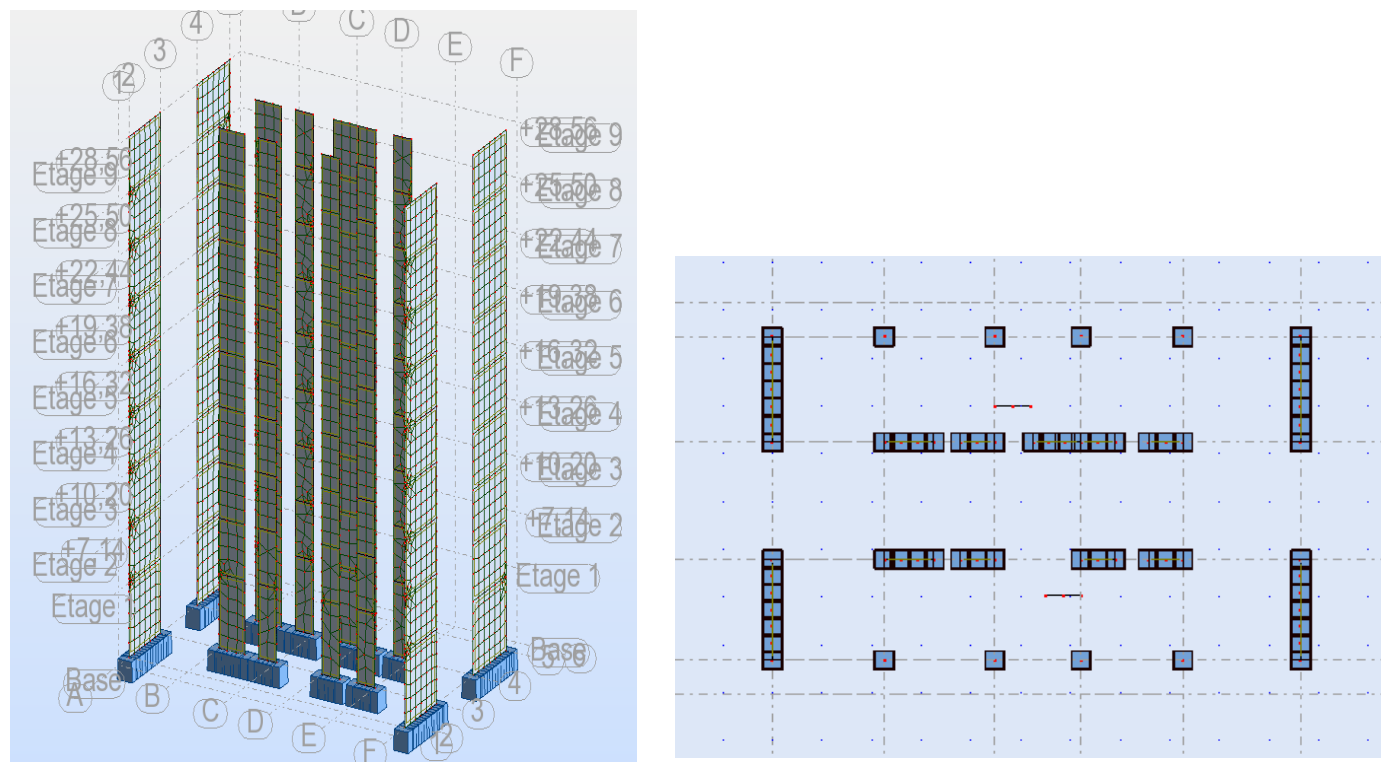


Figure 40: Disposition des voiles

## Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2024

### 1- Vérification du comportement dynamique :

#### Résultat de l'analyse modale

| Mode | Période (s) | Masse Cumulée. UX (%) | Masse Cumulée. UY (%) | Masse Modale UX (%) | Masse Modale UY (%) | Masse Totale UX (Kg) |
|------|-------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| 1    | 0.559       | 77.81                 | 0.14                  | 77.81               | 0.14                | 1748324.05           |
| 2    | 0.543       | 77.96                 | 70.44                 | 0.15                | 70.31               | 1748324.05           |
| 3    | 0.417       | 78.02                 | 70.44                 | 0.06                | 0                   | 1748324.05           |
| 4    | 0.163       | 90.92                 | 70.44                 | 12.9                | 0                   | 1748324.05           |
| 5    | 0.116       | 90.92                 | 89.38                 | 0                   | 18.93               | 1748324.05           |
| 6    | 0.087       | 90.92                 | 89.38                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 7    | 0.084       | 90.92                 | 89.48                 | 0                   | 0.1                 | 1748324.05           |
| 8    | 0.084       | 90.92                 | 89.48                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 9    | 0.084       | 90.92                 | 89.48                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 10   | 0.084       | 90.92                 | 89.48                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 11   | 0.084       | 90.92                 | 89.55                 | 0                   | 0.07                | 1748324.05           |
| 12   | 0.083       | 90.92                 | 89.68                 | 0                   | 0.14                | 1748324.05           |
| 13   | 0.082       | 90.92                 | 89.8                  | 0                   | 0.11                | 1748324.05           |
| 14   | 0.082       | 90.92                 | 89.8                  | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 15   | 0.082       | 90.92                 | 89.8                  | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 16   | 0.082       | 90.92                 | 89.8                  | 0                   | 0.01                | 1748324.05           |
| 17   | 0.082       | 90.92                 | 89.8                  | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 18   | 0.082       | 90.92                 | 89.81                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |
| 19   | 0.081       | 90.92                 | 89.93                 | 0                   | 0.12                | 1748324.05           |
| 20   | 0.081       | 90.93                 | 89.93                 | 0                   | 0                   | 1748324.05           |

Dans notre cas :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S \left[ 2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[ \frac{T_2}{T} \right] \quad \text{si : } T_1 \leq T < T_2$$

- $S_a/g(T_0-x) = \mathbf{0.181}$
- $S_a/g(T_0-y) = \mathbf{0.181}$

**Calcul du poids sismique total du bâtiment (RPA2024 Art. 4.2.3) :**

W: Poids sismique total du bâtiment. Il est égal a la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau << i >>:

$$W = \sum W_i \text{ avec } i: \text{ le nombre de niveaux}$$

ou:

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}, \text{ pour tout niveau } i \text{ de la structure}$$

- $W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation
- $\psi$ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne au Tableau (4.2) de l'RPA2024.

Dans notre cas ( $\psi = \mathbf{0.20}$ )

**Figure 41:** Valeurs du coefficient d'accompagnement  $\psi$ , pour la charge d'exploitation  $Q_i$

| Cas | Type d'ouvrage                                                                          | $\psi$ |
|-----|-----------------------------------------------------------------------------------------|--------|
| 1   | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés                                            | 0.20   |
| 2   | Bâtiments recevant du public temporairement :                                           |        |
| 2a  | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0.30   |
| 2b  | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises      | 0.40   |
| 3   | Entrepôts, hangars                                                                      | 0.50   |
| 4   | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés                               | 1.00   |
| 5   | Autres locaux non visés ci-dessus                                                       | 0.60   |

Pour notre cas **W = 17151.06 KN**

- **Calcule de l'effort sismique totale « V »**

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \times W$$

$$V_x = \mathbf{2\ 638.69\ KN}$$

$$V_y = \mathbf{2\ 638.69\ KN}$$

**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.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$  Avec :

$V_{\text{dynamique}}$ : la résultante des forces sismique à la base.

$V_{\text{statique}}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si  $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport  $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$

| Sens | V (KN)   | 80%*V (KN) | E (KN)   | Vérification       |
|------|----------|------------|----------|--------------------|
| X    | 2 638.69 | 2 110.95   | 2 454.23 | Condition vérifiée |
| Y    | 2 638.69 | 2 110.95   | 2 272.54 | Condition vérifiée |

### L'effort tranchant de chaque niveau

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(v - f_t) w_i h_i}{\sum w_j h_j} \dots\dots\dots (4.2.5) \text{ [RPA2024]}$$

Avec :

La force  $F_i$  concentrée au sommet de la structure :  $T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$

| Niveau | Force $F_x$ (KN) | Force $F_y$ (KN) |
|--------|------------------|------------------|
| RDC    | 38.86            | 32.06            |
| 1      | 105.25           | 86.90            |
| 2      | 163.39           | 134.93           |
| 3      | 214.94           | 176.6            |
| 4      | 262.46           | 216.17           |
| 5      | 311.96           | 265.03           |
| 6      | 367.64           | 333.27           |
| 7      | 427.87           | 422.56           |
| 8      | 561.86           | 605.02           |

**Tableau:** La force sismique de chaque niveau.

## Vérification des déplacements

On doit vérifier que :  $\Delta k \leq \bar{\Delta}$

Le RPA (art 4.5.2) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA2024 dans l'article 4.5.2 est calculés comme suit :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement (R=4.5).

L'article 5.10 RPA 2024 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1.5% de la hauteur de l'étage

**Tableau 31:** Justification vis-à-vis des déplacements suivant X.

**Sens X :**

| Niveau                 | $\delta_{ek}$ (cm) | $\delta_k$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $h_k$ | Observation |
|------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|-------------|
| RDC                    | 0.160              | 0.720           | 0.72            | 4.08  | CV          |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 0.374              | 1.683           | 0.97            | 3.06  | CV          |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 0.621              | 2.795           | 1.11            | 3.06  | CV          |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 0.875              | 3.948           | 1.14            | 3.06  | CV          |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 1.121              | 5.045           | 1.11            | 3.06  | CV          |
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 1.349              | 6.070           | 1.03            | 3.06  | CV          |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 1.553              | 6.989           | 0.92            | 3.06  | CV          |
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 1.730              | 7.785           | 0.80            | 3.06  | CV          |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 1.883              | 8.473           | 0.69            | 3.06  | CV          |

**Tableau 32:** Justification vis-à-vis des déplacements suivant Y.

**Sens Y :**

| Niveau                 | $\delta_{ek}$ (cm) | $\delta_k$ (cm) | $\Delta_k$ (cm) | $h_k$ | Observation |
|------------------------|--------------------|-----------------|-----------------|-------|-------------|
| RDC                    | 0.087              | 0.392           | 0.39            | 4.08  | CV          |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 0.225              | 1.012           | 0.62            | 3.06  | CV          |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 0.409              | 1.84            | 0.83            | 3.06  | CV          |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 0.626              | 2.817           | 0.98            | 3.06  | CV          |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 0.865              | 3.892           | 1.08            | 3.06  | CV          |
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 1.117              | 5.027           | 1.13            | 3.06  | CV          |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 1.374              | 6.183           | 1.16            | 3.06  | CV          |

|                        |       |       |      |      |    |
|------------------------|-------|-------|------|------|----|
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 1.630 | 7.335 | 1.16 | 3.06 | CV |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 1.883 | 8.473 | 1.14 | 3.06 | CV |

### Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(Article 5.9 R.P.A 2024)}$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$ : hauteur de l'étage k.

#### Sens X :

| Niveau                 | $P_K$ (KN) | $\Delta_K$ (cm) | $V_K$ (KN) | $h$ (cm) | $\theta$ | Observation |
|------------------------|------------|-----------------|------------|----------|----------|-------------|
| RDC                    | 17681.01   | 0.72            | 2454.23    | 4.08     | 0.0028   | CV          |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 15919.34   | 0.97            | 2415.37    | 3.06     | 0.0046   | CV          |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 13963.34   | 1.11            | 2310.12    | 3.06     | 0.0049   | CV          |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 12005.18   | 1.14            | 2146.73    | 3.06     | 0.0046   | CV          |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 10047.24   | 1.11            | 1931.79    | 3.06     | 0.0042   | CV          |
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 8088.86    | 1.03            | 1669.33    | 3.06     | 0.0036   | CV          |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 6130.7     | 0.92            | 1357.37    | 3.06     | 0.003    | CV          |
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 4172.54    | 0.8             | 989.73     | 3.06     | 0.0024   | CV          |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 2216.27    | 0.69            | 561.86     | 3.06     | 0.002    | CV          |

#### Sens Y :

**Tableau 33:** Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y.

| Niveau                 | $P_K$ (KN) | $\Delta_K$ (cm) | $V_K$ (KN) | $h$ (cm) | $\theta$ | Observation |
|------------------------|------------|-----------------|------------|----------|----------|-------------|
| RDC                    | 17681.01   | 0.39            | 2272.54    | 4.08     | 0.0017   | CV          |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 15919.34   | 0.62            | 2240.48    | 3.06     | 0.0032   | CV          |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 13963.34   | 0.83            | 2153.58    | 3.06     | 0.0039   | CV          |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 12005.18   | 0.98            | 2018.65    | 3.06     | 0.0042   | CV          |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 10047.24   | 1.08            | 1842.05    | 3.06     | 0.0043   | CV          |

|                        |         |      |         |      |        |    |
|------------------------|---------|------|---------|------|--------|----|
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 8088.86 | 1.13 | 1625.88 | 3.06 | 0.0041 | CV |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 6130.7  | 1.16 | 1360.85 | 3.06 | 0.0038 | CV |
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 4172.54 | 1.16 | 1027.58 | 3.06 | 0.0034 | CV |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 2216.27 | 1.14 | 605.02  | 3.06 | 0.003  | CV |

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 0.15% de la hauteur d'étage, donc l'effet P-Δ est négligé.

### Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7.3.1) du RPA (version 2024) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton

La vérification s'effectue par la formule suivante :  $N = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.35$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**Tableau 34:** Les valeurs de calcul l'effort normal réduit

| Poteau | Nd (KN) | Bc m <sup>2</sup> | $F_{c28}$ (MPa) | V    | Observation |
|--------|---------|-------------------|-----------------|------|-------------|
| 40/40  | 1103.92 | 0.16              | 25              | 0.28 | CV          |

### Les Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) centre de masse Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

Mi: La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\left. \begin{matrix} X_G \\ Y_G \end{matrix} \right\}$  : Les Coordonnées de l'élément « i ».

**b) Centre de torsion**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L$ , ( $L$  étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

**Tableau 35:** Centre de masse et centre de torsion de chaque étage.

| Etage                  | Lx(m) | Ly(m) | G (x ; y) (m) | R (x ; y) (m) | EXth (m) | EYth (m) | EXac (m) | EYac (m) |
|------------------------|-------|-------|---------------|---------------|----------|----------|----------|----------|
| RDC                    | 21.57 | 13.90 | (10.57 ;8.00) | (10.63 ;8.48) | 0.05     | 0.47     | 1.08     | 0.7      |
| 1 <sup>er</sup> étage  | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.57;8.05)  | (10.63 ;8.34) | 0.03     | 0.29     | 1.08     | 0.7      |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 21.57 | 13.90 | (10.59;8.21)  | (10.63 ;8.48) | 0.01     | 0.27     | 1.08     | 0.7      |

**Vérification de la stabilité au renversement RPA 2024 Art 5.5**

La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

$$Moment_{Stabilisant} > 1.3 * Moment_{renversant}$$

**Calcul du moment stabilisant :**

| Poids de la structure | Poids additionnel de l'infrastructure | Coordonnées du centre de gravité |        | Moment stabilisant       |                          |
|-----------------------|---------------------------------------|----------------------------------|--------|--------------------------|--------------------------|
| W (KN)                | Wi(Kg)                                | Xg (m)                           | Yg (m) | M <sub>stab-x</sub> (KN) | M <sub>stab-y</sub> (KN) |
| 17151.06              | 0.00                                  | 10.57                            | 8.06   | 181286.7042              | 138237.5436              |

**Calcul du moment de renversement :**

$$M_{Renversement} : \text{le moment de renversement de la structure} = \sum F_k * H_k$$

F<sub>k</sub> : la force sismique associée au niveau K

H<sub>k</sub> : est la hauteur de l'étage K à partir de la base de la structure

**Tableau 36 : Vérification de renversement dans le sens X**

| Niveau                 | h(m) | V <sub>x</sub> (KN) | F <sub>x</sub> (KN) | H <sub>1</sub> (m) | M <sub>r</sub><br>(KN. m) | W (KN)  | xg (m) |
|------------------------|------|---------------------|---------------------|--------------------|---------------------------|---------|--------|
| RDC                    | 4.08 | 2454.23             | 38.86               | 4.08               | 158.5488                  | 1741.13 | 10.57  |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 3.06 | 2415.37             | 105.25              | 7.14               | 751.485                   | 1932.81 | 10.57  |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 2310.12             | 163.39              | 10.2               | 1666.578                  | 1932.81 | 10.57  |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 2146.73             | 214.94              | 13.26              | 2850.1044                 | 1932.81 | 10.57  |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 1931.79             | 262.46              | 16.32              | 4283.3472                 | 1932.81 | 10.57  |
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 1669.33             | 311.96              | 19.38              | 6045.7848                 | 1932.81 | 10.57  |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 1357.37             | 367.64              | 22.44              | 8249.8416                 | 1932.81 | 10.57  |
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 989.73              | 427.87              | 25.5               | 10910.685                 | 1932.81 | 10.57  |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 3.06 | 561.86              | 561.86              | 28.56              | 16046.7216                | 2212.40 | 10.57  |

**Tableau 37:** Vérification de renversement dans le sens Y

| Niveau                 | $h(m)$ | $V_y (KN)$ | $F_y (KN)$ | $H1 (m)$ | $M_r (KN.m)$ | $W (KN)$ | $y_g (m)$ |
|------------------------|--------|------------|------------|----------|--------------|----------|-----------|
| RDC                    | 4.08   | 2272.54    | 32.06      | 4.08     | 130.8048     | 1741.13  | 8.05      |
| 1 <sup>er</sup> Étage  | 3.06   | 2240.48    | 86.90      | 7.14     | 620.46       | 1932.81  | 8.05      |
| 2 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 2153.58    | 134.93     | 10.2     | 1376.286     | 1932.81  | 8.05      |
| 3 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 2018.65    | 176.6      | 13.26    | 2341.716     | 1932.81  | 8.05      |
| 4 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 1842.05    | 216.17     | 16.32    | 3527.8944    | 1932.81  | 8.05      |
| 5 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 1625.88    | 265.03     | 19.38    | 5136.2814    | 1932.81  | 8.05      |
| 6 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 1360.85    | 333.27     | 22.44    | 7478.5788    | 1932.81  | 8.05      |
| 7 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 1027.58    | 422.56     | 25.5     | 10775.28     | 1932.81  | 8.05      |
| 8 <sup>eme</sup> Étage | 3.06   | 605.02     | 605.02     | 28.56    | 17279.3712   | 2212.40  | 8.21      |

**Tableau récapitulatif :**

| Mren-x [KN.m] | Mstab-x [KN.m] | Mstab > 1,30 * Mren       |
|---------------|----------------|---------------------------|
| 50 963.10     | 181 286.70     | <b>Condition vérifiée</b> |
| Mren-y [KN.m] | Mstab-y [KN.m] | Mstab > 1,30 * Mren       |
| 48 666.68     | 138 237.54     | <b>Condition vérifiée</b> |

## IV.7 Conclusion

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte

# CHAPITRE V: Ferrailages des éléments structuraux

**V.1. Introduction**

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 2024 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

**V.2 Ferraillage des poutres**

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

La section d'armature finale :

$A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min BAEL}} ; A_{\text{minRPA}})$  tel que :

$A_{\text{calcul}}$  : section d'armature calculée en flexion simple.

$A_{\text{min}}$ : Condition de non fragilité :  $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{\text{RPA}}$  : Section d'armature minimale du RPA 2024 (Art 7.5.2).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

**V.2.1 Les Poutres principales :****a) Les armatures transversales**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2024**.

Tableau 38: Sollicitations de la poutre principale.

| Moment fléchissant (KN.m) |           |           |           | Effort tranchant(KN) |
|---------------------------|-----------|-----------|-----------|----------------------|
| En travée                 |           | En appuis |           | 121.87               |
| $M_u$                     | $M_{ser}$ | $M_{acc}$ | $M_{ser}$ |                      |
| 70.61                     | 49.39     | -106.28   | -106.59   |                      |

### V.2.1.2 Le ferraillage à l'ELU :

#### Disposition constrictive :

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- Le diamètre minimum est de 14 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $60\Phi$  en zone V.

#### ➤ Ferraillage en travée

$$M_{t \max} = 70.61 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 2.5 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{70.61 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 360^2} = 0.128$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$  donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = 0.128 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot ... A}$$

$$\mu_{bu} = 0.128 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.172$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 360 \times (1 - 0.4 \times 0.172) = 335.23 \text{ mm}$$

#### • Section des armatures

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

$$A_{st} = \frac{M_{uT}}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_{st} = \frac{70.61 \times 10^6}{348 \times 335.23} = 6.05 \text{ cm}^2$$

#### • Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sim 120 \sim$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.33 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{cal}) = \max (1.30 ; 6.05) \rightarrow A_s = 6.05 \text{ cm}^2$$

**On prend : 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>**

➤ **Ferraillage en appui**

$$M_{a \max} = -106.59 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 2.5 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{0.85 \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{106.59 \times 10^6}{21.74 \times 300 \times 360^2} = 0.126$$

$$\mu_{bu} = 0.126 < \Rightarrow \mu_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.126}) = 0.169$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 375 \times (1 - 0.4 \times 0.169) = 349.65 \text{ mm}$$

• **Section des armatures**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_{st} = \frac{106.59 \times 10^6}{400 \times 349.65} = 7.62 \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 130.41 \text{ mm}^2 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{st} = 7.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max (A_{\min}, A_{cal}) = \max (1.30 ; 7.62) \rightarrow A_s = 7.62 \text{ cm}^2$$

**On prend : 6HA16 = 9.24 cm<sup>2</sup>**

**Tableau 39:** Ferraillage des poutres principales

|  |               | $M_u$   | $b$ | $h$ | $d$ | $U_{bu}$ | $\alpha$ | $Z$    | $A_s$ | $A_{min}$ | $A \text{ (cm}^2\text{)}$              |
|--|---------------|---------|-----|-----|-----|----------|----------|--------|-------|-----------|----------------------------------------|
|  | <b>Travée</b> | 70.61   | 30  | 40  | 36  | 0.128    | 0.172    | 335.23 | 6.05  | 6.00      | <b>4HA16 =8.04cm<sup>2</sup></b>       |
|  | <b>appui</b>  | -106.59 | 30  | 40  | 36  | 0.126    | 0.169    | 349.65 | 7.62  | 6.00      | <b>3HA20+3HA16=15.45cm<sup>2</sup></b> |

❖ **Vérification pour les poutres principales**

Pourcentage minimal d'après le RPA2024 (7.5.2) :

$$0.5\% (b \times h) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA2024 :

- 4 %  $b \times h$  en zone courante ( $A_s \text{ max} = 48 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.
- 6 %  $b \times h$  en zone de recouvrement ( $A_s \text{ max} = 72 \text{ cm}^2$ ) .....condition vérifiée.

**Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

- $A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 6.00 < 8.03$ .....condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales**

- ✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t \leq \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.6) \Rightarrow \emptyset_t \leq \text{Min} (1.14 ; 3 ; 1.6)$$

$$\emptyset_t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

- ✓ D'après le RPA2024:

La quantité d'armatures transversales minimale est de :  $A_t \geq 0.3\% \times S_t \times b$

**Pour la zone nodale :**

$$S \leq \text{min} (h/4, 24\emptyset_t, 17.5 \text{ cm}, 6\emptyset_l)$$

$$S \leq \text{min} (40/4; 24 \times 0.8; 17.5; 6 \times 1.6) = S \leq \text{min} (10; 19.2; 17.5; 9.6) \Rightarrow S \leq 9.6 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de :  $S_t = 9 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq 0.3\% \times 9 \times 30 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Pour la zone courante :**

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

Donc on adoptera un espacement de :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**V.2.1.3 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]**

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

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots$  (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min (3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{121.87}{300 \times 400} = 1.02\text{Mpa}$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.02\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Vérification à L'ELS**

❖ **Vérification des contraintes:**

**Tableau 40:** Vérification des contraintes à ELS.

|                                                         |                                                       |                                  |
|---------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|----------------------------------|
| <b>Moment service travée</b>                            | $M_{ser}$                                             | 70.61                            |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                         | $1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$                       | $y = 13.46\text{ cm}$            |
| <b>Moment d'inertie</b>                                 | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2$                 | $I = 85656.72\text{ cm}^4$       |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                         | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$            | $\sigma_{bc} = 11.10\text{MPa}$  |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                          | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$          | $\sigma_{st} = 278.71\text{MPa}$ |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b>         | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$   | $11.10 \leq 15\text{ C.V}$       |
| <b>vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier</b> | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$ | $278.71 \leq 348\text{ C.V}$     |

**Tableau 41:** Vérification des contraintes à ELS.

|                                                 |                                                     |                                   |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Moment service Appui</b>                     | $M_{ser}$                                           | -106.59                           |
| <b>Position de l'axe neutre</b>                 | $1/2 by^2 - 15A_{st} (d-y) = 0$                     | $y = 15.35\text{ cm}$             |
| <b>Moment d'inertie</b>                         | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st} (d-y)^2 = 0$           | $I = 119166.53\text{ cm}^4$       |
| <b>Contrainte dans le béton</b>                 | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$          | $\sigma_{bc} = 13.73\text{MPa}$   |
| <b>Contrainte dans l'acier</b>                  | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser} (d-y)}{I}$        | $\sigma_{st} = 227.45\text{ MPa}$ |
| <b>Vérification de contrainte dans le béton</b> | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$ | $13.73 \leq 15\text{ C.V}$        |

|                                                  |                                                       |                  |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|------------------|
| vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$ | 227.45 ≤ 348 C.V |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|------------------|

#### V.2.1.4 La vérification de la flèche :

Tableau 42: La vérification de la flèche.

|                                        |       |        |          |
|----------------------------------------|-------|--------|----------|
| $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$        | 0.085 | 0.0625 | vérifiée |
| $\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ | 0.007 | 0.010  | vérifiée |
| $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$  | 0.085 | 0.085  | vérifiée |

#### V.2.1.5 Schéma de ferraillage

##### FERR PP (30\*40)

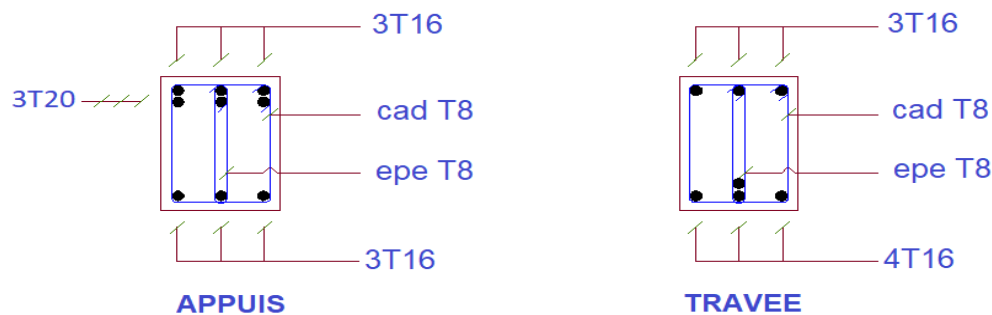


Figure 42: Schéma du ferraillage de la poutre principale.

#### V.2.2 Les poutres secondaires :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (30 × 35). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2024.

Tableau 43: Les sollicitations de la poutre secondaires la plus sollicitée.

| Moment fléchissant (KN.m) |                  |                  |                  | Effort tranchant (KN) |
|---------------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|
| En travée                 |                  | En appuis        |                  | 112.75                |
| M <sub>u</sub>            | M <sub>ser</sub> | M <sub>acc</sub> | M <sub>ser</sub> |                       |
| 65.79                     | 47.35            | 77.97            | 87.76            |                       |

##### V.2.2.1. Le ferraillage à l'ELU :

Remarque : Les résultats du ferraillage de la poutre secondaire est représentés sur le tableau suivant.

Tableau 44: Le ferraillage de la poutre secondaire.

| Section (cm <sup>2</sup> ) | Position  | M (KN.m) | A <sub>scalculé</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s min</sub> | A <sub>sadoptée</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Barres      |
|----------------------------|-----------|----------|------------------------------------------|--------------------|------------------------------------------|-------------|
| 30×35                      | En travée | 65.79    | 6.56                                     | 5.25               | 8.04                                     | 4HA16       |
|                            | En appui  | 87.76    | 6.39                                     | 5.25               | 15.45                                    | 3HA16+3HA20 |

**L'espacement des armatures transversales :**

D'après RPA2024 article (7.5.2.2) [4] :

✓ **Pour la zone nodale :**

$$; \quad St \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17.5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right) = \min(8.75 ; 19.2 ; 17.5 ; 9.6)$$

On adopte de St = 8 cm

$$A_t \geq 0.3\% \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Pour la zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : St = 15 cm.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors on adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a [3] :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Adopte : un cadre de  $\Phi 8$  et une épingle de  $\Phi 8$  ou  $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$

**V.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}$  tel que : [1]

$$\bar{\tau} = \min (0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots \dots \dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{112.75}{300 \times 350} = 1.07 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.07 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**V.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**a) En travée :**

Tableau 45: Vérification des contraintes à ELS.

|                                                  |                                                       |                                |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|--------------------------------|
| Moment service travée                            | $M_{ser}$                                             | 47.35 KN.m                     |
| Position de l'axe neutre                         | $1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$                        | $y = 12.39$ cm                 |
| Moment d'inertie                                 | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2$                  | $I = 63062.32$ cm <sup>4</sup> |
| Contrainte dans le béton                         | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$            | $\sigma_{bc} = 9.3$ MPa        |
| Contrainte dans l'acier                          | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$           | $\sigma_{st} = 215.23$ MPa     |
| Vérification de contrainte dans le béton         | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$   | $9.3 \leq 15$ C.V              |
| vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$ | $215.23 \leq 348$ C.V          |

a) En appui :

Tableau 46: Vérification des contraintes à ELS.

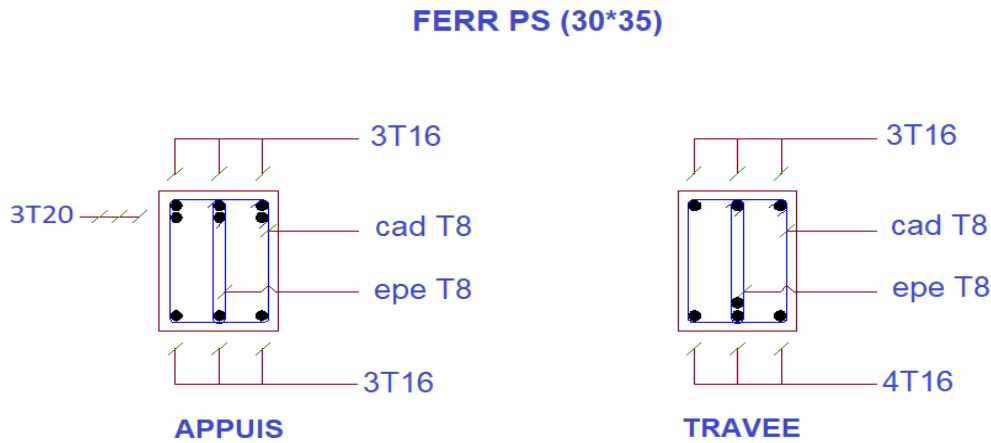
|                                                  |                                                       |                               |
|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-------------------------------|
| Moment service Appui                             | $M_{ser}$                                             | 87.76 KN.m                    |
| Position de l'axe neutre                         | $1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$                        | $y = 12.59$ cm                |
| Moment d'inertie                                 | $I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$              | $I = 96513.5$ cm <sup>4</sup> |
| Contrainte dans le béton                         | $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$            | $\sigma_{bc} = 14.23$ MPa     |
| Contrainte dans l'acier                          | $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$           | $\sigma_{st} = 216.19$ MPa    |
| Vérification de contrainte dans le béton         | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$   | $14.23 \leq 15$ C.V           |
| vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier | $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$ | $216.19 \leq 348$ C.V         |

#### V.2.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS :

Tableau 47: La vérification de la flèche.

|                                       |       |        |          |
|---------------------------------------|-------|--------|----------|
| $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$       | 0.086 | 0.0625 | vérifiée |
| $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ | 0.008 | 0.010  | vérifiée |
| $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$  | 0.086 | 0.085  | vérifiée |

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**V.2.3.5. Schéma du ferraillage (poutre secondaire) :****Figure 43:** Schéma du ferraillage de la poutre secondaire.**V.3 Ferraillage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux '**N**'.
- ❖ Moments fléchissant '**M**'.
- ❖ Efforts tranchants '**V**'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖  $N_{\max}$  : Effort normal maximum.
- ❖  $N_{\min}$  : Effort normal minimum.
- ❖  $M_{\max}$  : Moment maximum.

- Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS :

**Caractéristiques des matériaux :**

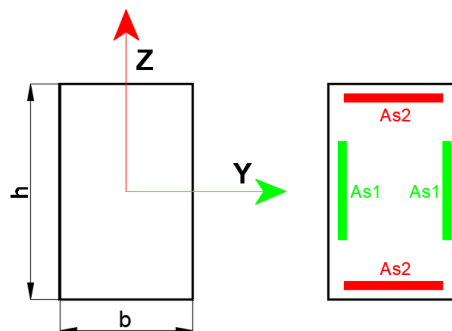
**Béton :**  $F_{c28} = 25.00 \text{ MPa}$

**Acier :**  $F_{eE} 500 \text{ MPa}$

**Dimension de la section**

$b = 40.00 \text{ cm}$

$h = 40.00 \text{ cm}$



**Combinaison de calcul**

- États limites ultimes :  $1.35G + 1.5Q$
- États limites accidentels :  $G + \psi Q \pm E$

**Sollicitation de calcul**

**Tableau 48 : Sollicitations poteau Rdc**

| Combinaisons                     | RDC 40×40 |           |           |
|----------------------------------|-----------|-----------|-----------|
|                                  | N(KN)     | My (KN.m) | Mz (KN.m) |
| ELU<br>(Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)  | 2404.42   | 0.62      | -10.92    |
| ACC1<br>(Mymax ; Ncorr ; Mzcorr) | 984.55    | 36.50     | 6.09      |
| ACC2<br>(Mzmax ; Ncorr ; Mycorr) | 984.07    | 8.75      | 26.73     |
| ACC3<br>(Nmin ; Mycorr ; Mzcorr) | 237.64    | 1.17      | 9.17      |

**Tableau 49: Sollicitations poteau étage**

| Combinaisons                     | étage 40 ×40 |           |           |
|----------------------------------|--------------|-----------|-----------|
|                                  | N(KN)        | My (KN.m) | Mz (KN.m) |
| ELU<br>(Nmax ; Mycorr ; Mzcorr)  | 2040.57      | 6.63      | -23.70    |
| ACC1<br>(Mymax ; Ncorr ; Mzcorr) | 358.84       | 44.66     | 5.24      |
| ACC2<br>(Mzmax ; Ncorr ; Mycorr) | 937.43       | 8.46      | 37.39     |
| ACC3<br>(Nmin ; Mycorr ; Mzcorr) | 206.68       | 24.42     | 12.83     |

**Etat limite de stabilité de forme**

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_a + e_2 \text{ [8]}$$

Avec :

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} [8] ; e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

**Avec:**

$L$  : longueur du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$h$  : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au

moment total du premier ordre. 
$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} [8] \quad \text{Où } \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) [8]$$

$\varphi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

### Détermination des sections d'acier

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1<sup>er</sup> étage avec la section de (40\*40) cm<sup>2</sup> :

**1<sup>er</sup> cas:**

#### sens y-y

$$N^{\max} = 2404.42 \text{ KN}$$

$$M_y^{\text{corr}} = 0.62 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N_u} = \frac{0.62}{2404.42} = 0.00026 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle  $e_a$ : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max\left[2\text{cm}, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2\text{cm}, 1.63\text{cm}] = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.03 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.86}{0.40} \leq \max\left(15; 20 \times \frac{0.02}{0.40}\right) = 7.15 < \max(15; 1) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul  $e_2$ .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

$\alpha$  : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.07}{6.44 + 16.07} = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.86)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 0.71 \times 2) = 0.021 \text{ m.}$$

$$e_2 = 2.10 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 4.13 \text{ cm.}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_u \text{ [8]}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot f_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272 \text{ KN}$$

$$M_2 = (2404.42 - 2272) \left( \frac{0.40}{2} - 0.040 \right) = 21.19 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 2404.42 \left( \frac{0.40}{2} - 0.040 \right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.040) \times 2272 = 152.05 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2404.42 \times 0.0413 = 99.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.62 + 2404.42 \left( 0.360 - \frac{0.40}{2} \right) = 385.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{385.33 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.523$$

$$\mu_{bu} = 0.523 > \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' \neq 0$$

Armatures comprimées :

$$M_R = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 287.75 \text{ KN}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \times 2.17 \cdot 10^{-3}} = 0.461$$

$$z = (1 - 0.4 \times 0.461) \times 360 = 293.62 \text{ mm}$$

$$A_1 = \left( \frac{M_R}{z} + \frac{M_u - M_R}{d - d'} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_1 = \left( \frac{287.75 \times 10^6}{293.61} + \frac{97.58 \times 10^6}{(360 - 40)} \right) \times \frac{1.15}{500}$$

$$A_1 = 29.55 \text{ cm}^2$$

**sens z-z**

$$N^{\max} = 2404.42 \text{ KN}$$

$$M_z^{\text{corr}} = -10.92 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \left( \frac{287.75 \times 10^6}{293.61} + \frac{86.04 \times 10^6}{(360 - 40)} \right) \times \frac{1.15}{500}$$

$$A_1 = 29 \text{ cm}^2$$

**➤ 2<sup>eme</sup> cas (sens y-y)**

$$N^{\min} = 237.64 \text{ KN}$$

$$M_y^{\text{corr}} = 1.17 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.17}{237.64} = 0.005 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = \left(36 - \frac{40}{2}\right) \Rightarrow 0.5 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e_G \right) = 237.64 \times \left( 0.36 - \frac{0.40}{2} + 0.005 \right) = 39.21 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{39.21 \times 10^6}{(360 - 40)348} = 352 \text{ mm}^2 = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{237.64 \times 10^3}{348} - 352 = 330.87 \text{ mm}^2 = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 6.83 \text{ cm}^2$$

**sens (z-z)**

$$N^{\min} = 237.64 \text{ KN}$$

$$M_z^{\text{corr}} = 9.17 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{9.17}{237.64} = 0.04 \text{ m}$$

$$A = A_1 + A_2 = 6.83 \text{ cm}^2$$

**➤ 3<sup>eme</sup> cas (y-y)**

$$M_y^{\max} : 36.50 \text{ KN.m}$$

$$N^{\text{corr}} : 984.55 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{36.50}{984.55} = 0.037 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle  $e_a$ : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[ 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max[2 \text{ cm}, 1.6 \text{ cm}] = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 5.7 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left( 15; 20 \frac{e_1}{h} \right) = \frac{2.86}{0.40} \leq \left( 15; 20 \times \frac{0.057}{0.40} \right) = 7.15 < \max(15; 2.85) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul  $e_2$

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{16.07}{6.44 + 16.07} = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2.86)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 0.71 \times 2) = 0.021 \text{ m}$$

$$e_2 = 2.1 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7.8 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left( \frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b h f_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272 \text{ KN}$$

$$M_2 = (984.55 - 2272) \left( \frac{0.40}{2} - 0.040 \right) = -206 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 984.55 \left( \frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.040) \times 2272 = -75.12 \text{ KN.m}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left( \frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.40 + 984.55 \left( \frac{0.40}{2} - 0.040 \right) - 36.50}{(0.8571 \times 0.40 - 0.040) \times 2272}$$

$$\psi = 0.672 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 984.55 \times 0.078 = 76.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 36.50 + 984.55 \left( 0.360 - \frac{0.40}{2} \right) = 194.03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{194.03 \times 10^6}{400 \times 360^2 \times 14.2} = 0.263$$

$$\mu_{bu} = 0.263 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.263}) = 0.389$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.389) = 0.844$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{194.03 \times 10^3}{0.844 \times 0.360 \times 348} = 1835.03 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 18.35 \text{ cm}^2.$$

**sens (z-z)**

**M<sub>z</sub><sup>max</sup> : 26.73KN .m**

**N<sup>corr</sup> : 984.07KN**

$$A_1 = \frac{184.18 \times 10^3}{0.853 \times 0.360 \times 348} = 1723.50 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 17.23 \text{ cm}^2.$$

**Armatures finales :**

$$A_f = \max(A_{\text{calculer}}, A_{\text{BAEL}}, A_{\text{RPA}})$$

➤ **La section des armatures longitudinale**

1. A calculer : **A = 29.55 cm<sup>2</sup>**.

2. Selon **le BAEL 91 révisée 99** (Art A.8.1, 21) :

$$A_u (\text{min}) = \max(0.2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

**B** : Section de béton.

**P** : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u (\text{min}) = \max[0.2\% (40 \times 40) ; 4\% 160].$$

$$A_u (\text{min}) = \max(3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2).$$

$$A_u (\text{min}) = \mathbf{6.4 \text{ cm}^2}.$$

– Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_u (\text{max}) = 5\% B = 80 \text{ cm}^2.$$

2. Selon **l'RPA 2024 (Art 7.4.2)** :

$$A_u (\text{min}) = 1\% B = 0.01 (40 * 40)$$

$$A_u (\text{min}) = \mathbf{16 \text{ cm}^2}$$

**Tableau 50:** Ferraillage longitudinal des poteaux

| Niveau       | Section du Poteau (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>calculer</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Choix des armatures | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|--------------------------------------|------------------------------------------|-------------------------------------|---------------------|----------------------------------------|
| <b>RDC</b>   | <b>40×40</b>                         | 29.55                                    | 16                                  | 8T20+4T14           | 31.29                                  |
| <b>1 à 8</b> | <b>40×40</b>                         | 28.10                                    | 16                                  | 8T20+4T14           | 31.29                                  |

**V.3.2 Les Recommandations du RPA 2024 :**

**Les armatures longitudinales :**

D'après le RPA2024, pour une zone sismique **V**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 4\% \text{ Zone courante.}$$

$$1\% < \frac{A_s}{B} < 8\% \text{ Zone recouvrement}$$

Avec :

As : La section d'acier.

B : section du béton .

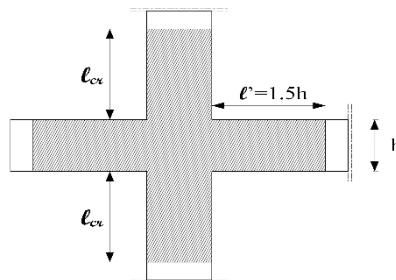
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de 60 Ø en zone recouvrements (en **zone V**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 15 cm (en **zone V**).

La Zone nodale est définie par :  $l'$  et  $l'' = 1.5 h$

$$l_{cr} = \max \left( 1.5h_c, \frac{l_{cl}}{6}, 60 \text{ cm} \right).$$

$h_c$  : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

$l_{cl}$  : la longueur libre du poteau.



**Figure 44:** La zone nodal

Section armature selon le RPA2024 :

$$A_{\min} = 1\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 8\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

**Section d'armature selon BAEL91 :**

**La section d'acier minimale**

$$A_{\min} = \max \left( 4\text{cm de périmètre} ; 0.2 \times \frac{B}{100} \right)$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

**La section d'acier maximale**

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 et BAEL91 concernant Notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

**Tableau 51:** Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

| Niveau | Section<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> BAEL<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> BAEL<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> RPA<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> ) |                         |
|--------|-------------------------------|---------------------------------------------|---------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------------------------|-------------------------|
|        |                               |                                             |                                             |                                            | Zone<br>courante                        | Zone de<br>recouvrement |

|                   |         |      |    |    |    |     |
|-------------------|---------|------|----|----|----|-----|
| RDC et 8<br>étage | 40 × 40 | 6.72 | 80 | 16 | 64 | 128 |
|-------------------|---------|------|----|----|----|-----|

Les armatures transversales des poteau sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- **At** : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
- **Vu** : effort tranchant de calcul a l'ELU en KN
- **h1** : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
- **fe** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **t** : espacement des armatures transversales.
- **pa** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.  
 $\rho_a = 2.5$  si :  $\lambda_g \geq 5$  ;  $\rho_a = 3.75$  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 :

L'espacement maximal est donné par :

| Zone Sismique | IV, V et VI            |
|---------------|------------------------|
| Zone Nodale   | min (bo/3, 6Øl, 10cm)  |
| Zone Courante | min (bc/2, hc/2, 10Øl) |

Avec :

**Øl** : le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

**bo**: dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

La quantité d'armatures transversales minimales ( $\frac{A_t}{b_1 \times t}$ ) est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3 \% (t.b_1)$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.3 \% (t.b_1)$$

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.86}{0.4} = 7.15 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5$$

Tableau 52: Choix des armatures transversales pour les poteaux

| Niveaux | Section (cm <sup>2</sup> ) | L <sub>r</sub> (m) | λ <sub>g</sub> (%) | ρ <sub>a</sub> | V <sub>u</sub> (kN) | Zone | t max rpa(cm) | t (cm) | A <sub>calt</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Choix | At (cm <sup>2</sup> ) |
|---------|----------------------------|--------------------|--------------------|----------------|---------------------|------|---------------|--------|--------------------------------------|-------|-----------------------|
| RDC     | 40×40                      | 2.86               | 7.15               | 2.5            | 28.47               | N    | 18            | 15     | 0.53                                 | 4T8   | 2.01                  |
|         |                            |                    |                    |                |                     | C    | 12            | 10     | 0.36                                 |       |                       |
| 1 à 8   | 40×40                      | 2.86               | 5.35               | 2.5            | 52.46               | N    | 18            | 15     | 0.98                                 | 4T8   | 2.01                  |
|         |                            |                    |                    |                |                     | C    | 12            | 10     | 0.65                                 |       |                       |

Conformément aux règles du RPA 2024 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{\max}$$

$$8 \geq \frac{12}{3} = 4 \dots \dots \text{CV.}$$

### Vérifications

#### a) Justification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_{bu} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

T<sub>u</sub>: L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ<sub>bu</sub>: Contrainte de cisaillement.

τ<sub>u</sub>: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ<sub>u</sub> doit être limitée aux valeurs suivantes :

#### ❖ Selon BAEL99 [2]

$$\overline{\tau}_{ad} = \min(0,15f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

#### ❖ Selon RPA 2024 [1]

$$\bar{\tau} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\left[ \rho_b = 0,075 \quad \text{si } \lambda_g > 5 \right.$$

$$\rho_b = 0,04 \quad \text{si} \quad \lambda_g \leq 5$$

Avec

$\lambda$ : L'élancement du poteau.

$i$ : Rayon de giration.

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$ : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 53:** Justification de la contrainte de cisaillement

| Niveau | Section (cm <sup>2</sup> ) | lf (m) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | d (cm) | Vu (KN) | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | observation |
|--------|----------------------------|--------|-------------|----------|--------|---------|-------------------|----------------------|-------------|
| RDC    | 40×40                      | 2.86   | 7.15        | 0,075    | 36     | 28.47   | 0,36              | 1.88                 | C.V         |
| 1 à 8  | 40×40                      | 2.14   | 5.35        | 0,075    | 36     | 52.46   | 0.20              | 1.88                 | C.V         |

**Longueur de recouvrement :**

**Longueur de recouvrement :**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 2024** (Art 7.4.2) est de  $40 \Phi l$  en **zone V**

$$L_r = \Phi l \times 60$$

$$\Phi l = 12 \text{ mm.}$$

$$L_r = 1.2 \times 60 = 72 \text{ cm ; alors on adopte : } L_r = \mathbf{80 \text{ cm.}}$$

### b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de  $L_0 = 4.08 \text{ m}$  et un effort normal égal

$$N_u = 2404.42 \text{ KN} \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1) [3]}$$

$\alpha$ : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique  $\lambda$ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.86 \text{ m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 24.77 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.77$$

$B_r$ : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

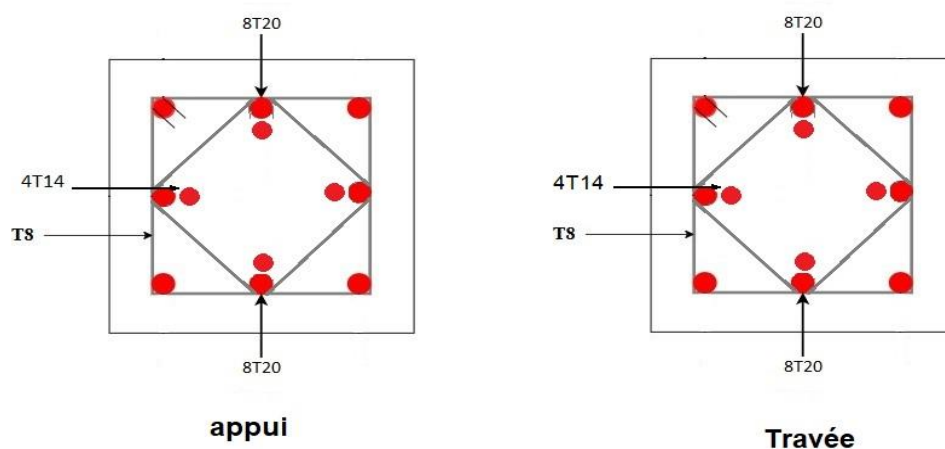
$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1444 \text{ m}^2$$

$$A = 29.55 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.80 \left[ \frac{0.1444 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2955 \frac{400}{1.15} \right] = 2927.26 \text{ KN}$$

$$2404.42 \text{ KN} < 2927.26 \text{ KN} \dots\dots \text{CV}$$

### V.3.2 Schéma de ferraillage :



**Figure 45:** Schéma de ferraillage des poteaux

## V.4 Les voiles

### V.4.1 Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 2024. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

#### ❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA2024:

✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [4]

❖ **Aciers horizontaux :**

✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.

✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .

✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [4]

❖ **Règles communes :**

a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq \min (1.5b_w; 25\text{cm})$$

$$St \leq 25 \text{ cm}$$

Avec : ( $b_w$ : l'épaisseur de voile)

a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au  $\text{m}^2$ , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser  $b_w / 10$ .

c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à:

- $60\Phi_l$ : pour les barres situées dans les zones **IV, V, VI**.
- $50\Phi_l$ : pour les barres situées dans les zones **I, II, III**.

#### **V.4.2 Les combinaisons de calcul**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- $1.35 G + 1.5Q$  (ELU)

- G+Q (ELS)

Selon le RPA 2024 :

- $G + \psi \cdot Q + E_i$

Nous utilisons les combinaisons du RPA2024 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferraillage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

### **V.4.3 Etude de la section soumise à la flexion composée**

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{ab} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

### **V.4.4.Le ferraillage des voiles de sens longitudinales**

(L=4.2 m ; H = 4.08 m ; e = 0.2 m)

On utilise la méthode des contraintes :

Pour des raisons pratiques, nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles dans le sens Y et pour tous les niveaux.

N = 2391.56 KN ; M = 3789.03 KN.m ; T = 344.24 KN

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.2 \times 4.2^3}{12} \Rightarrow I = 1.24 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 4.2 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.84 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{4.2}{2} \Rightarrow y = 2.1 \text{ m}$$

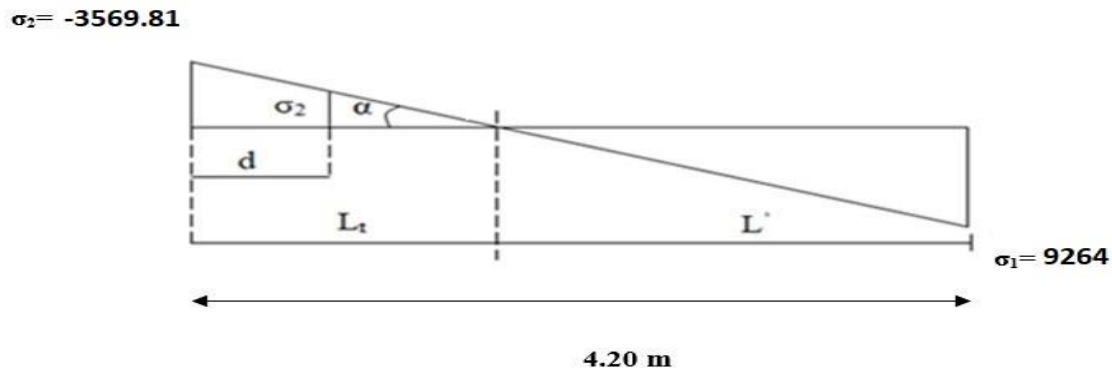
#### **VI.4.4.1. Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2391.56}{0.84} + \frac{3789.03 \times 2.1}{1.24}$$

$$\sigma_1 = 9264 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2391.56}{0.84} - \frac{3789.03 \times 2.1}{1.24}$$

$$\sigma_2 = -3569.81 \text{ KN/m}^2$$



**Figure 46:** Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de  $L'$  :

$$L_t = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.2 \times \left( \frac{3569.81}{3569.81 + 9264} \right) = 1.17 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 4.2 - 1.17 = 3.03 \text{ m}$$

$$d \leq \min ( h_e/2 ; (2/3) \times L' )$$

$$d \leq \min( 3.68/2, (2/3) \times 3.03 ) = 2.02 \text{ m}$$

On ferraille alors sur une bonde de longueur  $d$ . Calcul de  $\sigma_2'$  : ce qui est définie par la contrainte correspondant à la fin de la bonde  $d$ .

$$d < 2.02$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3569.81}{2} = 1784.91 \text{ KN/m}$$

#### V.4.5 Calcul du ferrailage :

##### 1. En zone d'about :

La longueur de la zone d'about dans notre cas est prise égale à 25 cm ce qui inférieur que la longueur exigée par le RPA ( $L/10$ ).

$$N_{\text{moy}} = 1784.91 \times 0.2 \times 1.17 = 417.67 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{\text{about}} = N_{\text{moy}} / \sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{about}} = \frac{N}{\sigma_s} = 10.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{about}} = 10.44 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Armatures minimales de RPA 2024

D'après le RPA 2024 (Art 7.7.4):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [1]$$

$e$  : épaisseur du voile

$L_t$  : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 1.17 = 4.68 \text{ cm}^2$$

##### ❖ Le pourcentage minimal [1]

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 420 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_{\text{about}}, A_{\text{RPA}}, A_{\text{min}}) = \max (10.44, 4.68, 12.6)$$

$$A_s = 12.6 \text{ cm}^2$$

❖ **La zone comprimée de RPA 2024**

$$0.20\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.50\% \times B$$

$$16.8 \leq A_{\text{min}} \leq 42 \quad A_{\text{min}} = 42 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales de RPA 2024**

D'après le RPA 2024 (Art 7.7.4):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_c$$

e : épaisseur du voile

Lt : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 202 = 8.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Le pourcentage minimal**

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 420 = 12.6 \text{ cm}^2$$

❖ **Acier de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \left( \frac{\bar{V}}{f_e} \right) ; \bar{V} = 1.4 \times V_U$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 344.24 = 481.94 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{481.94 \times 10^3}{400} = 13.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 13.25 \times \frac{L_t}{L} = 3.69 \text{ cm}^2 \text{ (On adopte pour les aciers de coutures } 2\phi 16)$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} A_T = 12.6 \text{ cm}^2 \\ A_c = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{vj} = 3.69 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t = 12.6 + 42 + 3.69 = 58.29 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2 \times 2T16 + 2 \times 18T14 = 63.46 \text{ cm}^2$

**L'espacement**

- En zone courante :  $St \leq \min (1.5 \times b_w, 25 \text{ cm})$

Soit :  $St \leq 25 \text{ cm}$

On adopte :  $St = 20 \text{ cm}$

- En zone d'about :  $St_a = St/2 = 10 \text{ cm}$

❖ **le ferraillage horizontal**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = (63.46)/4 = 15.87 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2 \times 16\phi 8$  ( $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ )

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles :  $\phi 8$

**❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 2024).

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  [4]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 344.24 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4200} = 0.64 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.64 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant**

La section  $A_t$  des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie D'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 $\sigma_{cm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 $\sigma_{tm}/f_{c28}$  en flexion composée avec N, effort de traction.

$\sigma_{tm}$ ,  $\sigma_{cm}$  : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si :  $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$ .

0.25% de la section du voile considérée si :  $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

**❖ L'espacement**

$$S_t \leq \min (1.5b_w, 25)$$

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

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

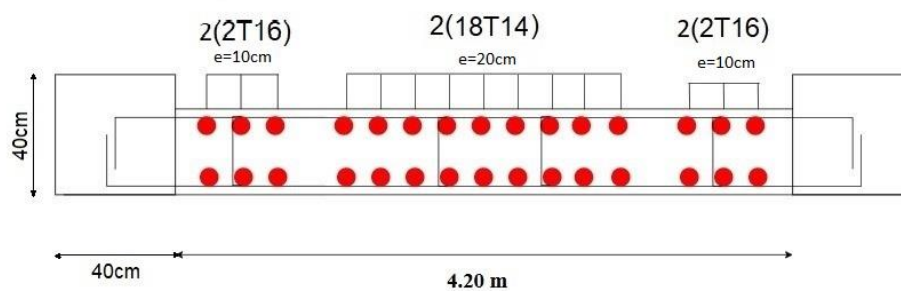
$$At = \frac{b \times \tau_u \times St}{0.8 \times f_e} \Rightarrow At = \frac{200 \times 0.64 \times 150}{0.8 \times 400}$$

$$At = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.25\% \times e \times 420 = 21 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $2 \times 15T10 = 17.1 \text{ cm}^2$

#### V.4.6 Schéma de Ferraillage



**Figure 47:** Schéma de ferraillage de Voile longitudinales.

#### V.5.Conclusion

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes

# CHAPITRE VI:

## Etude de l'infrastructure

**VI.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des Efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents. Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux Sollicitations extérieures, en :

**A. Fondations superficielles :** utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles Sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

**B. Fondations profondes :** utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

**VI.2 Étude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui Nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné

Une contrainte admissible du sol égale à  $\sigma_{sol} = 1.8$  bars.

**VI.3 Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

**VI.3.1 Vérification de semelle isolée :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B le même que les dimensions des poteaux a et b , tel que :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$  avec  $a = 40$  cm ;  $b = 40$  cm ;  $\frac{a}{b} = 1$

On doit vérifier la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \quad \text{Soit :}$$

$N_{ser}$  : Effort normal à l' ELS .

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ; ( $\sigma_{sol} = 1.8$  bars )

$$N_{ser} = 42784.11 \text{ KN}$$

S : la surface de toutes les fondations

Dans notre cas :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{42784.11}{180}} = 15.42 \text{ m}$$

$$B \geq 1542 \text{ cm}$$

On remarque que la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ( $S_{nec} > 50\% S_{bat}$ ). Dans ce cas, nous optons définitivement pour un radier général.

### **VI.3.2 Radier général :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

### **VI.3.2 Pré dimensionnement de radier :**

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

#### **a) épaisseur du radier**

- **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

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 490 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{490}{10} = 49 \text{ cm ; } h_r \geq \frac{490}{20} = 24.5 \text{ cm}$$

#### **Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après [8] on a :

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{kb}}$$

**E** : Module d'élasticité du béton,  $E = 32164.195 \text{ MPa}$ .

**I** : Inertie de la section du radier.

**K** : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

**b** : La largeur de la semelle

Donc :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times k}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4900^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 70.7 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

**- Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :  $\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$u$

$u$

$$\text{Avec : } V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

**S** : Section du bâtiment

$$S = 299.8 \text{ m}^2$$

$$L = 4.9 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$N_u = 59363.39 \text{ KN}$$

**b) Surface du radier :**

$$N_s = 42784.11 \text{ KN} \quad (\text{Poids total transmis par la superstructure à l'ELS}).$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq 237.69 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment : } S_b = 299.8 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} \leq S_b \quad \text{Donc le radier est sans débords.}$$

### **VI.3.2.1 Les Vérifications :**

**a) 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 :

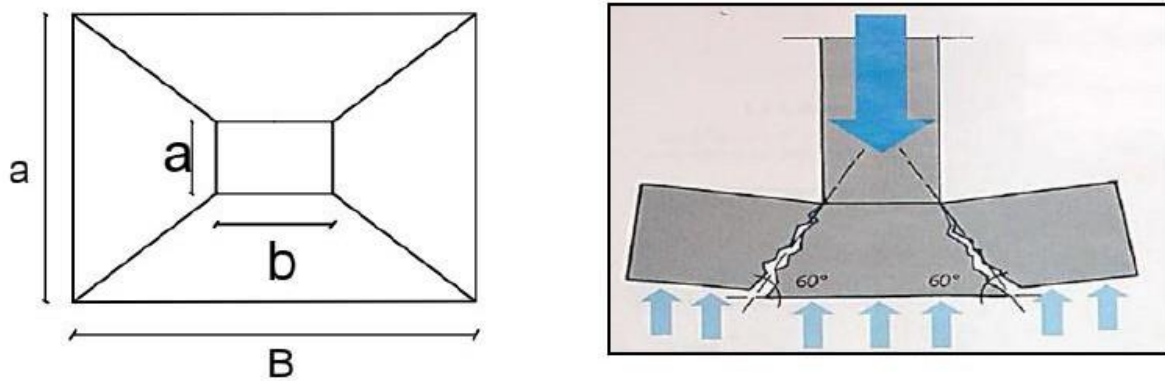


Figure 48: Schéma du poinçonnement

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / y_b$$

$N_u$  : L'effort normal sur le poteau.

$h$  : Hauteur totale de la dalle.

$U_c$  : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B)$$

$$A = a + h \quad A = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m}$$

$$B = b + h \quad B = 0.6 + 0.9 = 1.5 \text{ m}$$

ce qui donne :  $U_c = 6 \text{ m}$

$$N_u = 2404.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 6000 \times 900 \times \frac{25}{1.5} = 4050 \dots \dots \text{CV}$$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{Nu \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \times 1 = V_u = \frac{59363.39 \times 4.9 \times 1}{2 \times 299.8} = 485.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{485.12 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1.08 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

### VI.3.2.2 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé , appuyé sur les nervures en flexion simple

On considère que la fissuration est préjudiciable . On fait le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 4.75 \text{ m} \quad l_y = 4.90 \text{ m}$$

**a) Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{Nu}{S_{rad}} = \frac{59363.39}{299.8} = 198 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{Ns}{S_{rad}} = \frac{42784.11}{299.8} = 142.71 \text{ KN/ m}^2$$

$N_u$ : Effort ultime ( avec le poids du radier ).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.75}{4.9} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivantes les deux directions  $L_x$  et  $L_y$

**b) calcul des moments :**

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E3 des règles

**BAEL91 [2] :**

• Dans ce cas de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

• Dans ce cas de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ et de } \nu.$$

$\nu$  : coefficient de poisson à l'ELU = 0 et l'ELS = 0.2

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

$$\rho = 0.97 \Rightarrow \mu_x = 0.0392 \Rightarrow \mu_y = 0.9322$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 175.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 163.25 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 175.12 = 148.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 163.25 = 138.76 \text{ KN.m}$$

• **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.5 \times 175.12 = 87.56 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $b \times h_r = 1 \times 0.75 \text{ m}^2$

**c) Ferrailage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$ ;  $h=70 \text{ cm}$ ;  $d=0.9h=67.5\text{cm}$ ;  $f_e=400\text{MPa}$ ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$ ;  $f_{t28}=2.1\text{MPa}$ ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 54:** Ferrailage de la dalle du radier.

|        | Sens     | $M_u$ (KN. m) | $\mu$  | $\alpha$ | Z(cm) | $A_{ca}$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> ) | Choix |
|--------|----------|---------------|--------|----------|-------|-----------------------------|------------------------------|-------|
| Travée | XX       | 148.85        | 0.023  | 0.029    | 66.7  | 6.41                        | 9.24                         | 6HA14 |
|        | YY       | 138.76        | 0.021  | 0.026    | 66.8  | 5.97                        | 9.24                         | 6HA14 |
| Appui  | XX<br>YY | 87.56         | 0.0136 | 0.017    | 67.04 | 3.75                        | 6.79                         | 6HA12 |

**d) condition non fragilité :**

$$h = 75 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 6.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\rho_0 = 0.8 \times 10^{-3} \text{ pour les barres HA}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.97$$

• Travée :

$$\text{sens x-x : } A_x = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{sens y-y : } A_y = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

• Appuis :

$$\text{sens x-x : } A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.09 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{sens y-y : } A_y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

#### **e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1,211)**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 320.03 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 313.5 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 320.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{320.03 \times 10^3}{1000 \times 675} = 0.48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.75 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

#### **f) Espacement :**

• Travée :

$$\text{sens x-x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{sens y-y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots \text{CV}$$

• Appuis :

$$\text{sens x-x : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots \text{CV}$$

$$\text{sens y-y : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots \text{CV}$$

#### **g) Vérification à L'ELS :**

Évaluation des sollicitations à L'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.97 \Rightarrow \mu_x = 0.0392 \Rightarrow \mu_y = 0.9322$$

$$M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 126.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 117.66 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \times 126.22 = 107.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 \times 117.66 = 100 \text{ KN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 0.5 \times 126.22 = 63.11 \text{ KN.m}$$

**h) Vérification des contraintes :**

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

- 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 regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 55:** Vérification des contraintes à l'ELS.

|               |           | <b>M<sub>ser</sub><br/>(KN.m)</b> | <b>A<sub>s</sub><br/>(cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Y<br/>(cm)</b> | <b>I<br/>(cm<sup>4</sup>)</b> | <b>σ<sub>s</sub><br/>(MPa)</b> | <b>σ<sub>s</sub><br/>(MPa)</b> |    |
|---------------|-----------|-----------------------------------|-------------------------------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----|
| <b>Travée</b> | <b>XX</b> | 107.28                            | 9.24                                      | 12.36             | 484343.23                     | 183.2                          | 201.63                         | CV |
|               | <b>YY</b> | 100                               | 9.24                                      | 12.36             | 484343.23                     | 170.77                         | 201.63                         | CV |
| <b>Appui</b>  |           | 63.11                             | 6.79                                      | 10.75             | 369424.18                     | 145.42                         | 201.63                         | CV |

**VI.3.2.3 Ferrailage des nervures :**

**a) Calcul des efforts :**

pour calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire (BAEL91 modifiée 99 )

$$\text{nous avons : } M_0 = \frac{p l^2}{8} = 759.6 \text{ KN.m}$$

- En travée  $M_t = 0.85 M_0$

- sur appuis  $M_a = 0.5 M_0$

**b) Calcul des armatures :**

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; L = 4.9 \text{ m}$$

Tableau 56 : Ferrailage des nervures du radier.

|        | $M_u$<br>(KN.m) | $A_s^{cal}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Choix  | $A_s^{adp}$<br>(cm <sup>2</sup> ) |
|--------|-----------------|-----------------------------------|--------|-----------------------------------|
| Travée | 645.66          | 17.7                              | 10HA16 | 20.11                             |
| Appuis | 379.8           | 10.26                             | 10HA12 | 11.31                             |

c) Vérification des contraintes à L' ELS :

Tableau 57: Vérification des contraintes à l'ELS.

|        | $M_{ser}$<br>(KN.m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification |
|--------|---------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| Travée | 472.41              | 15.39                       | 6.27                   | 15                           | 308.21              | 201.63                    | CNV          |
| Appuis | 277.89              | 7.85                        | 3.99                   | 15                           | 285.32              | 201.63                    | CNV          |

On remarque que les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on augmente la section du ferrailage.

Tableau 58 : Vérification des contraintes à l'ELS.

|        | $M_{ser}$<br>(KNm) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_s$<br>(MPa) | $\bar{\sigma}_s$<br>(MPa) | Vérification | Choix       |
|--------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|-------------|
| Travée | 472.41             | 24.13                       | 5.26                   | 15                           | 200.17              | 201.63                    | CV           | 12HA16      |
| Appui  | 277.89             | 17.75                       | 3.87                   | 15                           | 174.35              | 201.63                    | CV           | 6HA12+6HA14 |

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min ( 0.1 f_{c28}; \text{MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243.11 \times 4.9}{2} \rightarrow T_u = 595.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{595.62 \times 10^3}{600 \times 1080} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

e) Armatures transversales :

**BAEL 91 modifié 99 :**

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times k}{0.8 f_e} \quad ( K=1 : \text{pas de reprise se bétonnage} )$$

$$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.4 \text{ MPa}$$

**RPA :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right) \rightarrow \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b}{10} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.92 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; b = 60 \text{ cm}.$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3.6 \text{ cm}^2$$

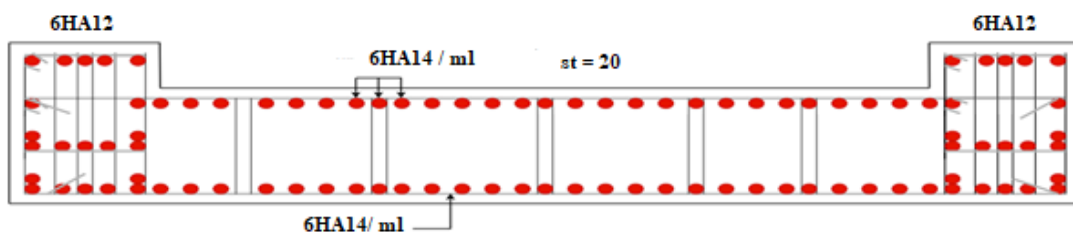
$$\text{Nous prenons : } 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

**a) Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant nous avons  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$  pour les armatures de peau

Nous optons  $4T14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$  pour les armatures de peau.



**Figure 49:** Schéma de ferrailage de radier sens x-x.

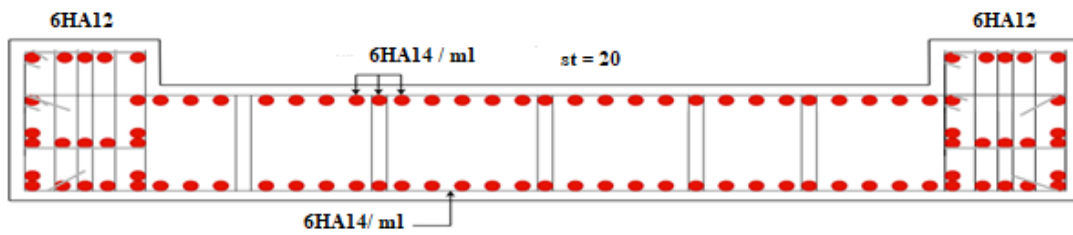


Figure 50: Schéma de ferrailage de radier sens y-y

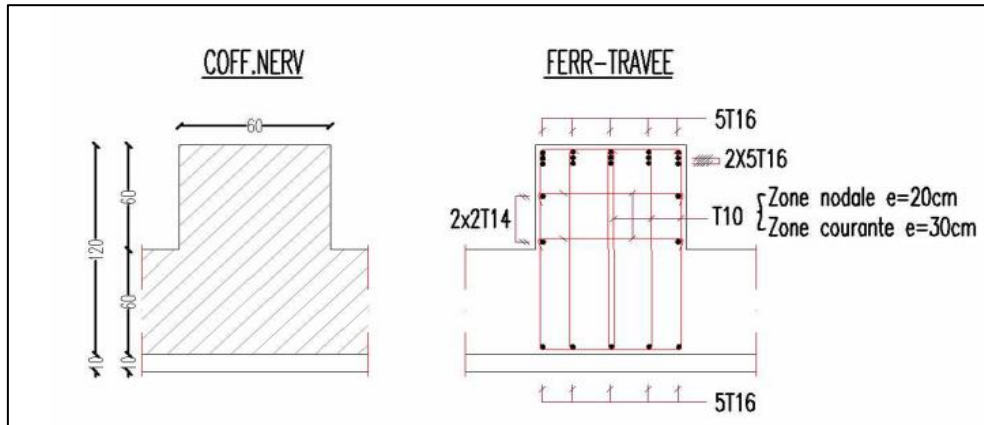


Figure 51: Schéma de ferrailage des nervures en travée

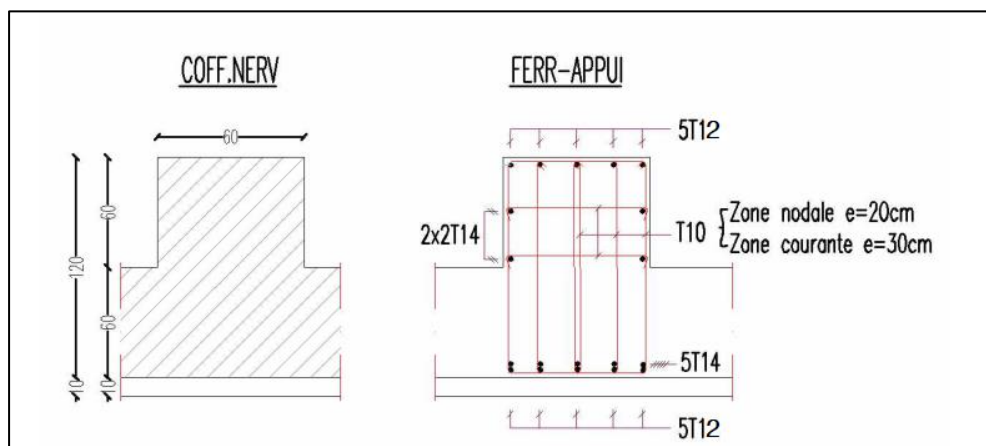


Figure 52: Schéma de ferrailage des nervures en appui

Figure 53: Schéma de ferrailage des nervures en appui

**VI.4 Conclusion :**

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.

# Conclusion

pendant la durée de la formation. Ainsi nous avons mis en évidence les différentes vérifications. Dans ce projet nous avons effectué une étude d'un immeuble (R+8) à usage d'habitation. Nous avons mis en pratique toutes nos connaissances qui nous ont permises de dimensionner les éléments de la structure d'un bâtiment à usage d'habitation. Après avoir effectué le travail, on a pu constater que la conception que ce soit, architectural ou structurale est une des tâches la plus difficile dans un projet de construction d'un bâtiment.

Une modélisation de la structure sur Robot Structural Analyse a été effectuée afin de faciliter la définition des charges et l'étude du comportement de cette structure. Grâce aux règlements BAEL et règles parasismiques algériennes (RPA2024) nous avons pu évaluer les efforts auxquels le bâtiment sera soumis. Ces charges nous ont permis de conclure que l'effort le plus prépondérant pour un bâtiment en béton armé est le séisme.

D'après l'analyse dynamique qu'on a faite, il convient de souligner pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Finalement cette étude, m'a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

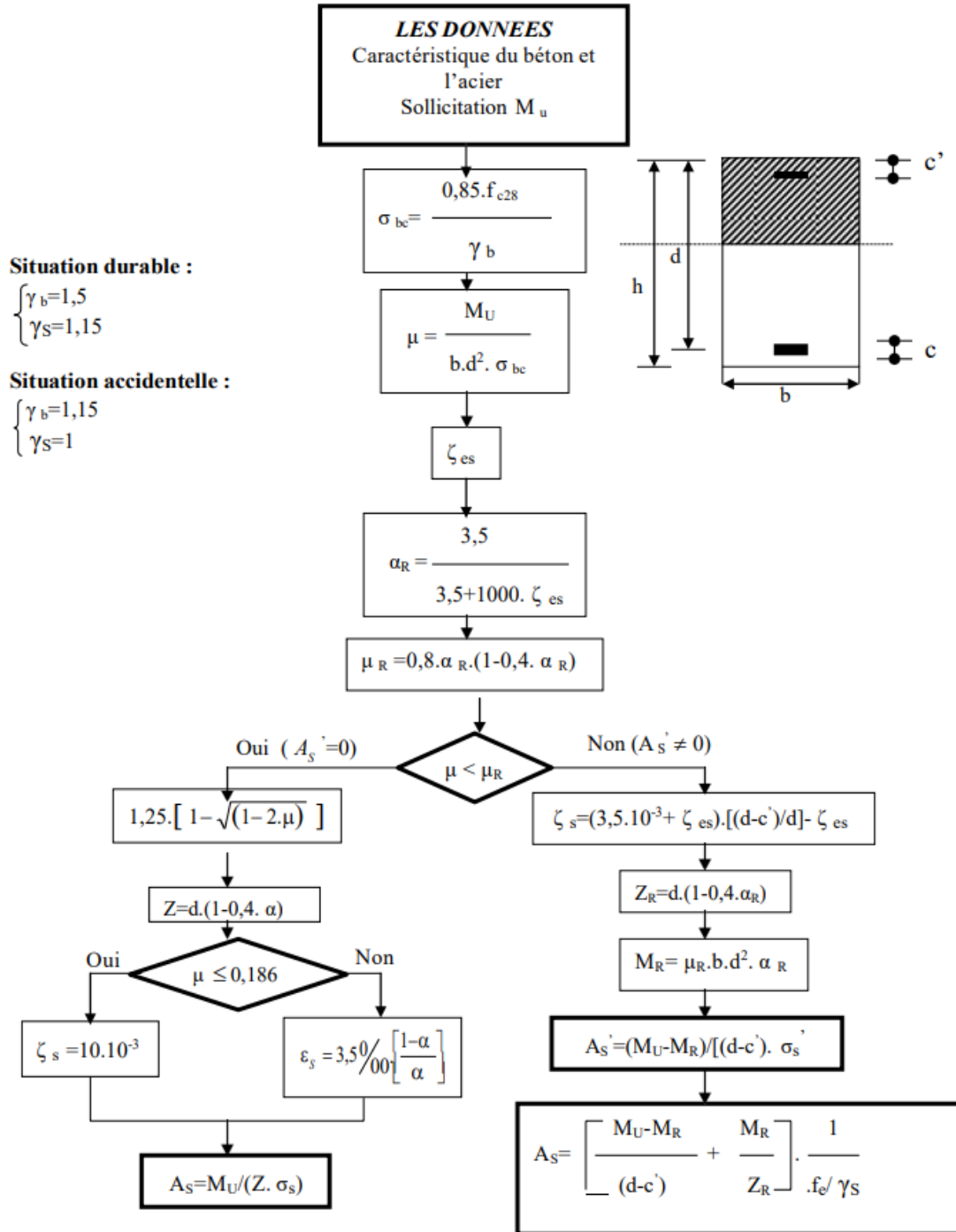
# Références

- [1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.
- [4] RPA2024, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2024
- [5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.
- [6] mémoire Djalil ; bouhnech Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment en béton armé
- [7] mémoire benlaribi ; aiouaz Étude et simulation d'un bâtiment R+7 à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis
- [8] BELKACEM CHAIBEDRA chaine YouTube (modélisation et analyse de la structure).
- [9] Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- [10] Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima.

# Annexes

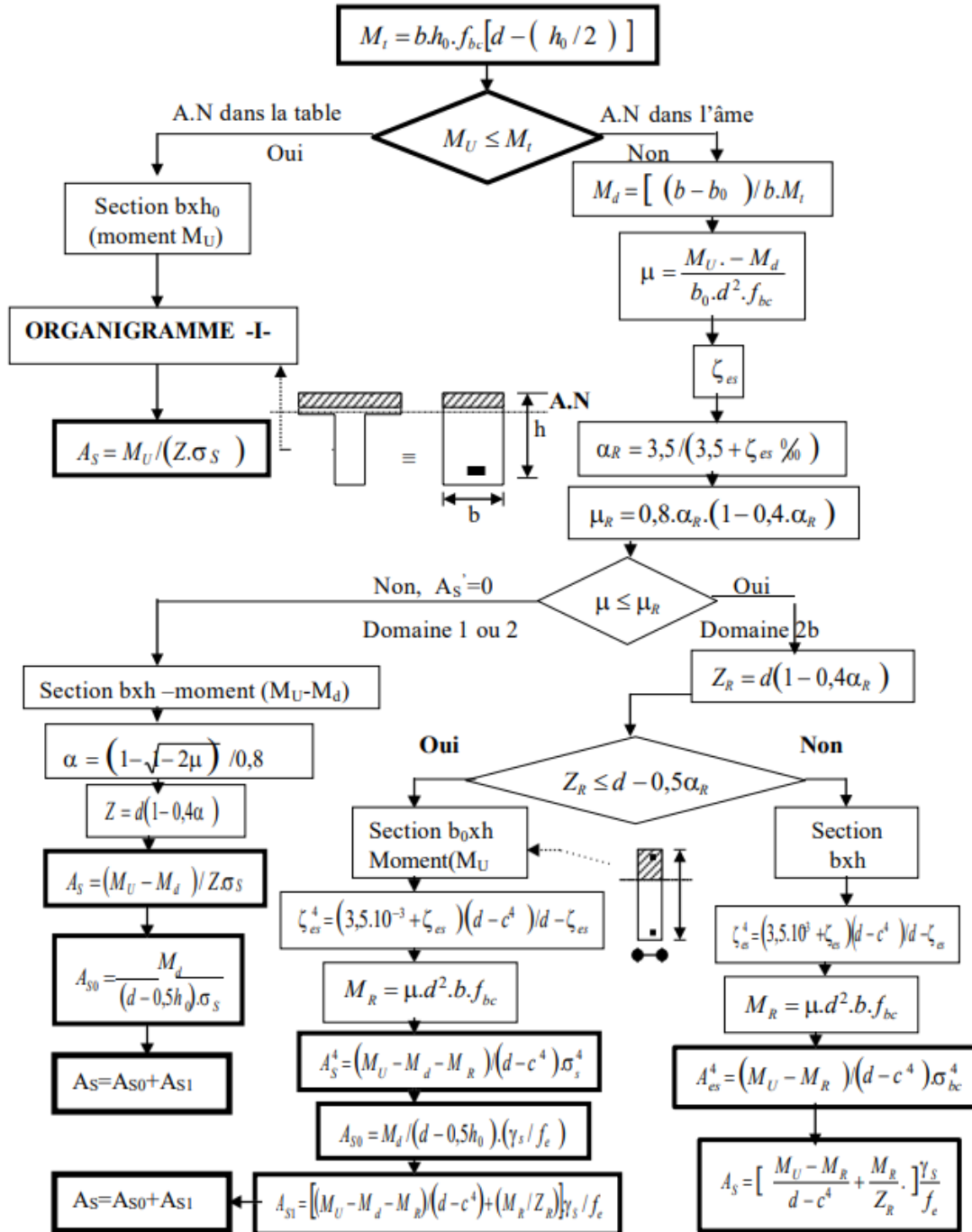
ORGANIGRAMME -I-

**SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



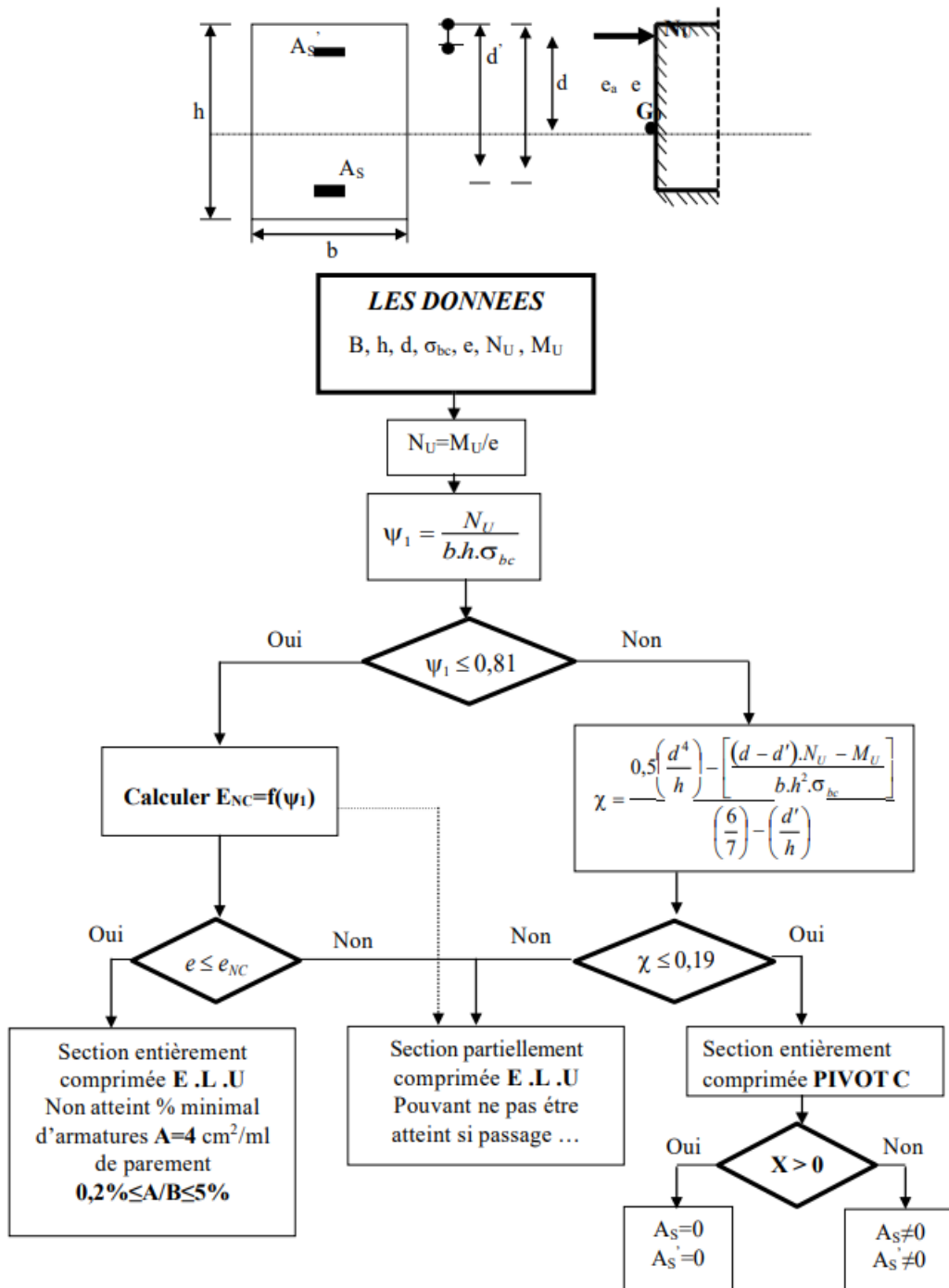
## ORGANIGRAMME -II-

### CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



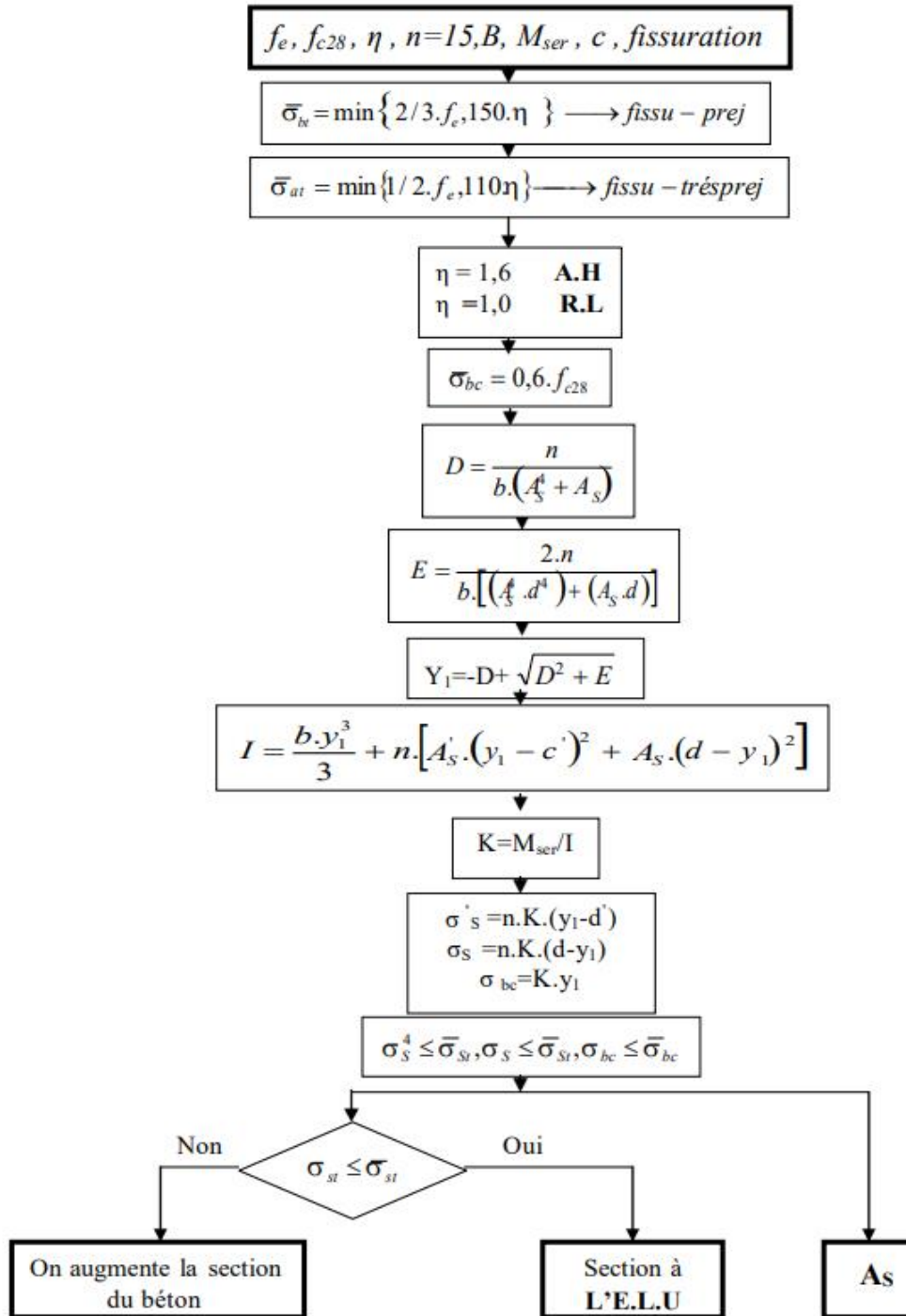
**ORGANIGRAMME -III-**

***CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE***

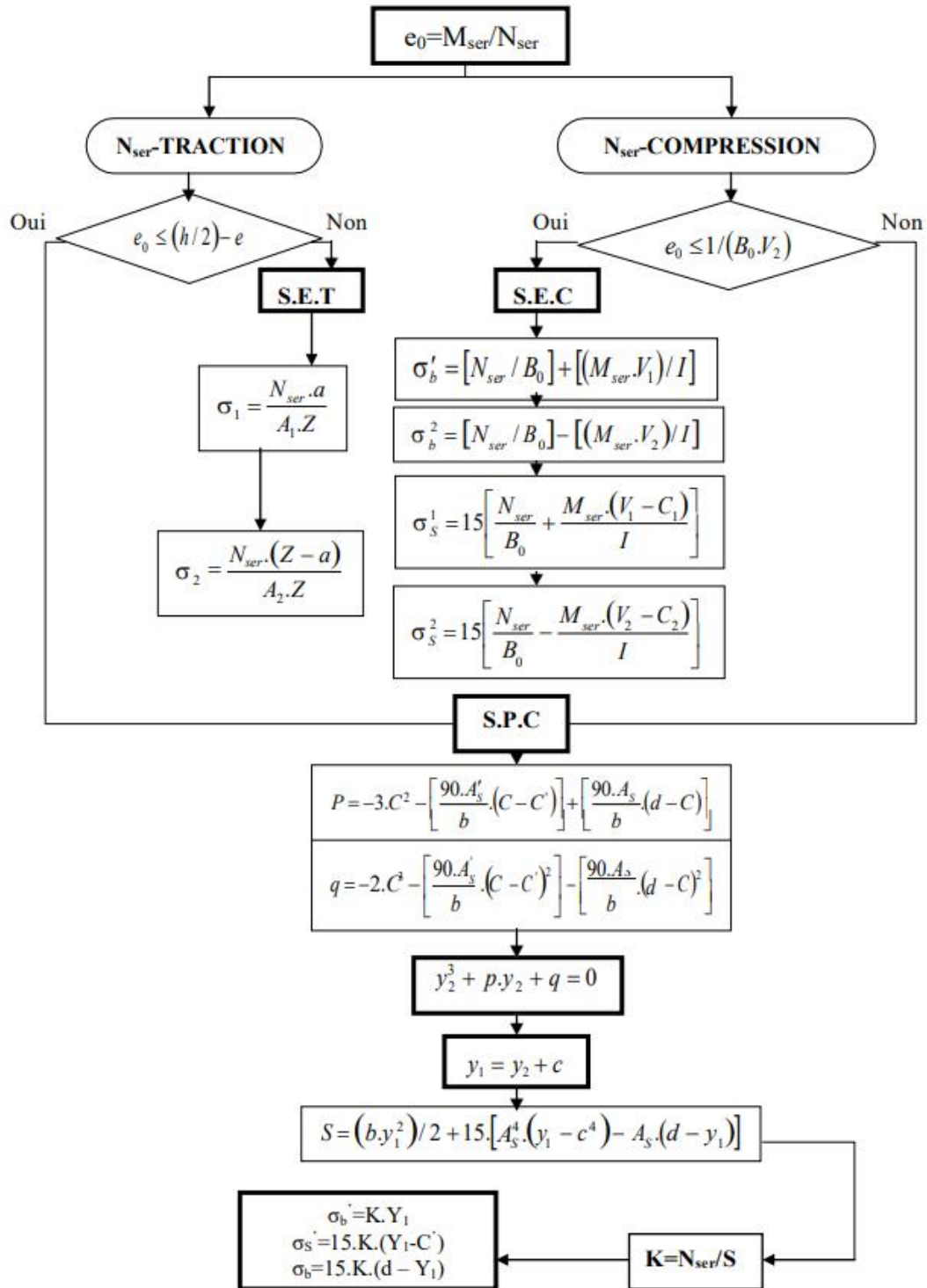


**ORGANIGRAMME -IV-**

**VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S**

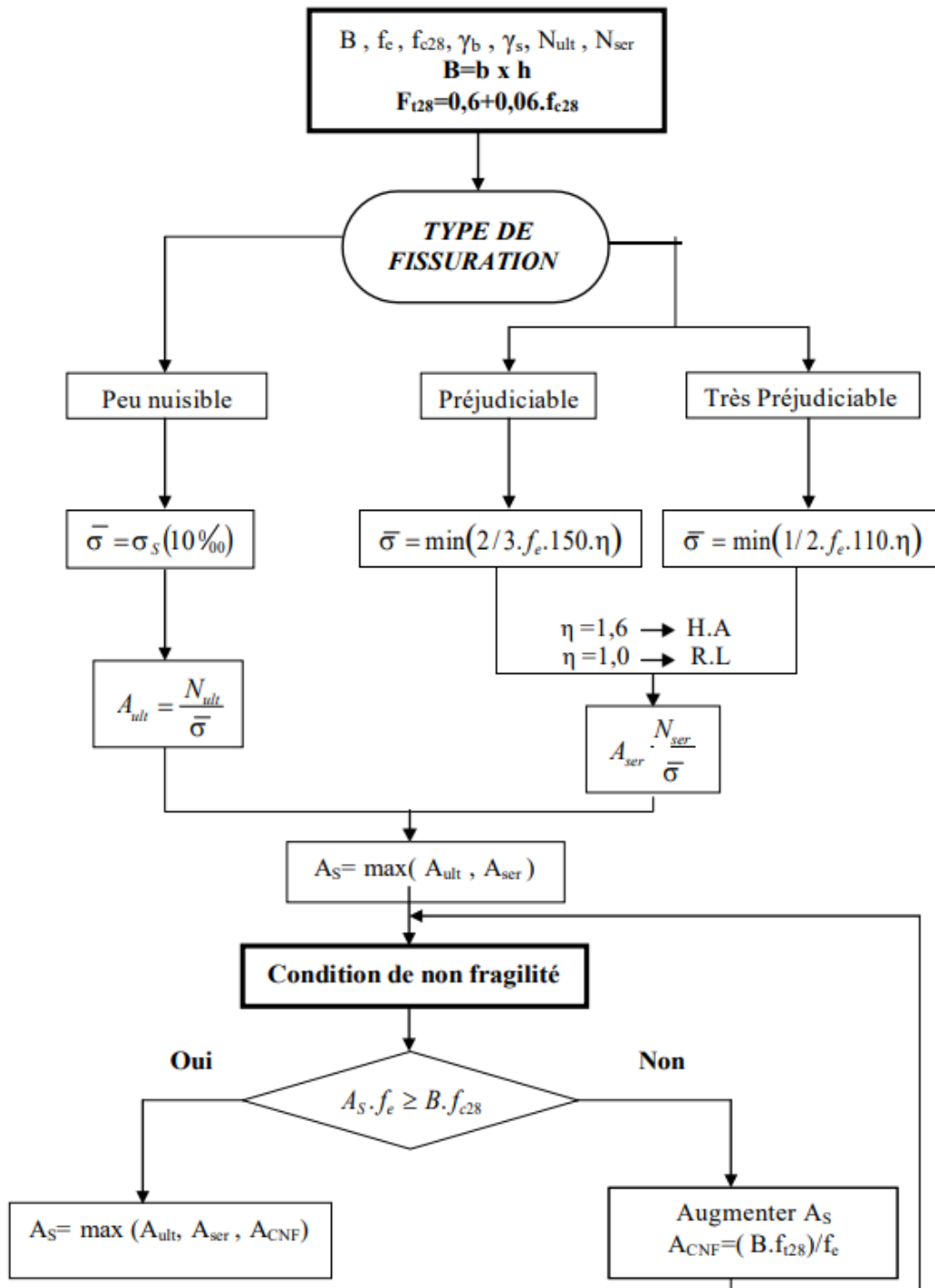


**ORGANIGRAMME -V-**  
***FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S***



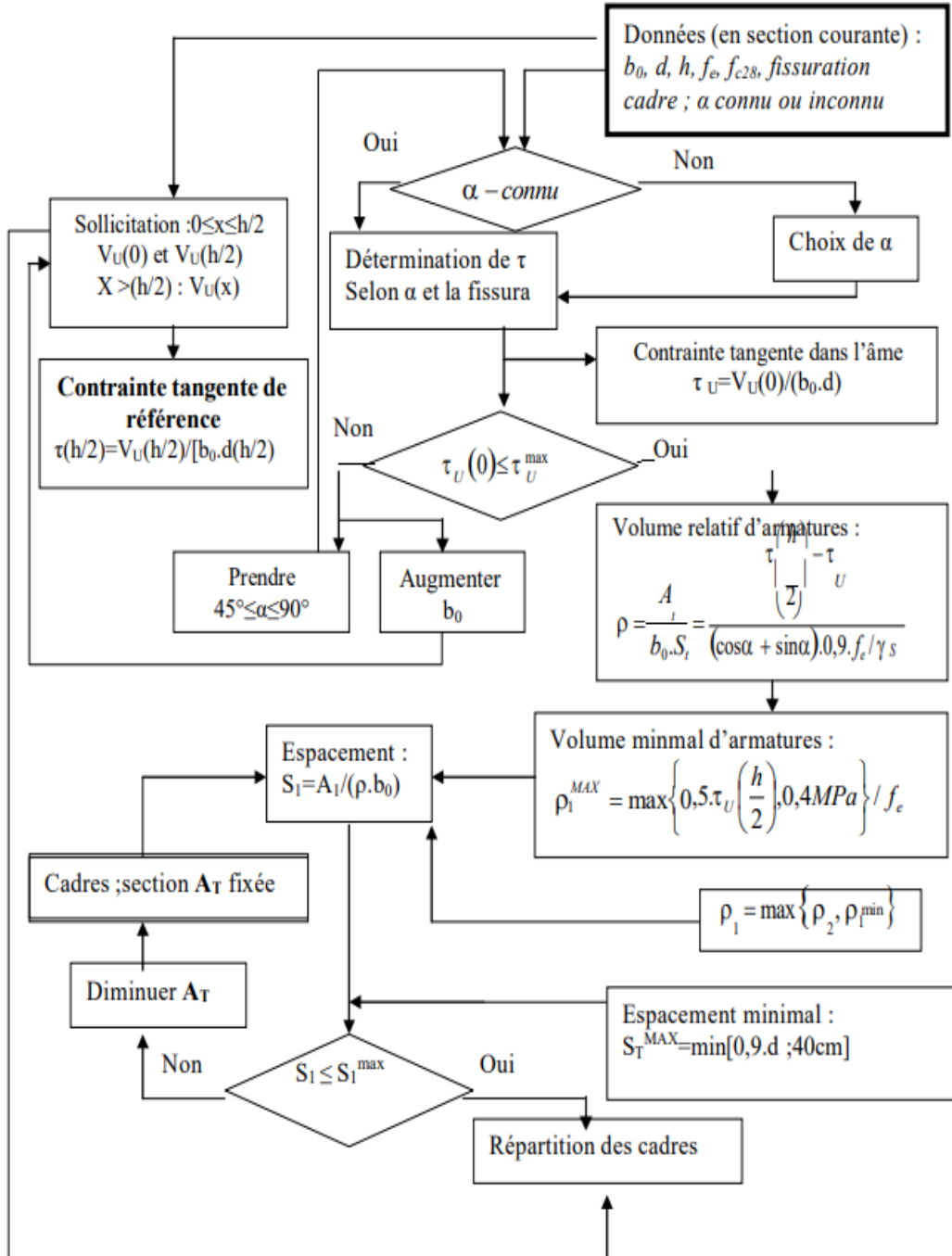
# **ORGANIGRAMME -VI-**

## **TRACTION SIMPLE**



# **ORGANIGRAMME -VII-**

## **CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT**



**Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armatures de diamètre  $\Phi$  en mm**

| $\Phi$ | 5    | 6    | 8     | 10    | 12    | 14    | 16    | 20    | 25    | 32    | 40    |
|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1      | 0,20 | 0,28 | 0,50  | 0,79  | 1,13  | 1,54  | 2,01  | 3,14  | 4,91  | 8,04  | 12,57 |
| 2      | 0,39 | 0,57 | 1,01  | 1,57  | 2,26  | 3,08  | 4,02  | 6,28  | 9,82  | 16,08 | 25,13 |
| 3      | 0,59 | 0,85 | 1,51  | 2,36  | 3,39  | 4,62  | 6,03  | 9,42  | 14,73 | 24,13 | 37,70 |
| 4      | 0,79 | 1,13 | 2,01  | 3,14  | 4,52  | 6,16  | 8,04  | 12,57 | 19,64 | 32,17 | 50,27 |
| 5      | 0,98 | 1,41 | 2,51  | 3,93  | 5,65  | 7,70  | 10,05 | 15,71 | 24,54 | 40,21 | 62,83 |
| 6      | 1,18 | 1,70 | 3,02  | 4,71  | 6,79  | 9,24  | 12,06 | 18,85 | 29,45 | 48,25 | 75,40 |
| 7      | 1,37 | 1,98 | 3,52  | 5,50  | 7,92  | 10,78 | 14,07 | 21,99 | 34,36 | 56,30 | 87,96 |
| 8      | 1,57 | 2,26 | 4,02  | 6,28  | 9,05  | 12,32 | 16,08 | 25,13 | 39,27 | 64,34 | 100,5 |
| 9      | 1,77 | 2,54 | 4,52  | 7,07  | 10,18 | 13,85 | 18,10 | 28,27 | 44,18 | 72,38 | 113,1 |
| 10     | 1,96 | 2,83 | 5,03  | 7,85  | 11,31 | 15,39 | 20,11 | 31,42 | 49,09 | 80,42 | 125,7 |
| 11     | 2,16 | 3,11 | 5,53  | 8,64  | 12,44 | 16,93 | 22,12 | 34,56 | 54,00 | 88,47 | 138,2 |
| 12     | 2,36 | 3,39 | 6,03  | 9,42  | 13,57 | 18,47 | 24,13 | 37,70 | 58,91 | 96,51 | 150,8 |
| 13     | 2,55 | 3,68 | 6,53  | 10,21 | 14,70 | 20,01 | 26,14 | 40,84 | 63,81 | 104,6 | 163,4 |
| 14     | 2,75 | 3,96 | 7,04  | 11,00 | 15,83 | 21,55 | 28,15 | 43,98 | 68,72 | 112,6 | 175,9 |
| 15     | 2,95 | 4,24 | 7,54  | 11,78 | 16,96 | 23,09 | 30,16 | 47,12 | 73,63 | 120,6 | 188,5 |
| 16     | 3,14 | 4,52 | 8,04  | 12,57 | 18,10 | 24,63 | 32,17 | 50,27 | 78,54 | 128,7 | 201,1 |
| 17     | 3,34 | 4,81 | 8,55  | 13,35 | 19,23 | 26,17 | 34,18 | 53,41 | 83,45 | 136,7 | 213,6 |
| 18     | 3,53 | 5,09 | 9,05  | 14,14 | 20,36 | 27,71 | 36,19 | 56,55 | 88,36 | 144,8 | 226,2 |
| 19     | 3,73 | 5,37 | 9,55  | 14,92 | 21,49 | 29,25 | 38,20 | 59,69 | 92,27 | 152,8 | 238,8 |
| 20     | 3,93 | 5,65 | 10,05 | 15,71 | 22,62 | 30,79 | 40,21 | 62,83 | 98,17 | 160,8 | 251,3 |