

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



## Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par : BEN SEDIRA Salsabil

---

---

**Thème : Etude d'un bâtiment à usage d'habitation**

**« RDC+9 étages » en Béton Armé**

---

---

Sous la direction de : Dr. KHEROUF Mazouz

---

**Juin 2025**

---

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ  
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي  
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ  
وَالْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي  
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ  
وَالْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي  
خَلَقَ الْمَوَدَّعَةَ

# *Remerciements*

*Tout d'abord, merci à Allah de nous avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve, ainsi que la volonté et la persévérance nécessaires pour mener à terme le présent travail.*

*Je tiens à remercier le Dr Khrouf Mazouz pour m'avoir accordé l'opportunité de réaliser ce mémoire au sein de l'Université de Guelma, ainsi que pour ses orientations tout au long de ce travail.*

*Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance à ma mère, pour son amour, son soutien inconditionnel et ses encouragements constants qui m'ont accompagné à chaque étape de mon parcours.*

*Mes remerciements vont également à mon cousin, pour son aide précieuse, ses conseils et son soutien moral tout au long de cette expérience.*

*Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie ce modeste travail à :*

*Ma chère mère qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation, à celle qui m'a guidé pendant les moments les plus douloureux de ce long voyage, à ma mère qui était à mes côtés et m'a soutenu tout au long de ma vie et a sacrifié toute sa vie pour voir comment je suis devenu qui je suis, merci à ma mère*

*Mon très cher frère et mes sœurs Ahmed, Kawther et Maria*

*Toute ma famille sans exception BENSEDIRA et ARIBI*

*Tous ceux qui nous sont très chers.*

## الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لمبنى سكني (طابق ارضي وتسعة طوابق علوية) يقع بمدينة سكيكدة

اشتملت الدراسة على اربعة محاور:

-**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنائية، مع اعطاء الابعاد الاولية للعناصر وحمولة كل عنصر المكونة لها.

-**المحور الثاني:** دراسة الاجزاء الثانوية من البنائية (المدارج والبلاطات المفرغة والمملوءة).

-**المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة برنامج:

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

الذي يعطينا النتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنائية، مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل:

RPA 99 / version 2003

- **المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنائية (الاعمدة، العارضات، الاساسات) اعتمادا على:

RPA 99 / version 2003 ،BAEL 91 révisée 99

**الكلمات المفتاحية:** البرج، الخرسانة.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## **Résumé**

Ce projet est une étude détaillée d'un immeuble résidentiel (rez-de-chaussée et neuf étages) implanté dans la wilaya de Skikda.

Cette étude se compose de quatre parties.

**-La première partie :** c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du Tour, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

**- La deuxième partie :** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

**- L'étude dynamique de la structure :** a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

**-La dernière partie :** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

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

**Mots clés :** Tour, béton ; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## *Summary*

This project is a detailed study of a residential building (ground floor and nine floors) located in the wilaya of Skikda.

This study consists of four parts.

**-The first part:** this is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the load descent.

**- The second part:** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

**- The dynamic study of the structure:** was begun in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

**-The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

**-Keywords :** Tower, concrete ; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## Sommaire

REMERCIEMENTS

DEDICACES

RESUME6

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX :

LISTE DE NOTATION

INTRODUCTION GENERALE : ..... 1

### CHAPITRE I

#### PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I-INTRODUCTION : ..... 2

I-1-HISTORIQUE : ..... 2

I-2-INTRODUCTION GENERALE : ..... 3

II-PRESENTATION DE L'OUVRAGE : ..... 3

II-1-CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES : ..... 3

II-1-2-CHOIX DE L'OSSATURE ET DU SYSTEME DE CONSTRUCTION ..... 8

II-2-CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL : ..... 8

II-3-CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX : ..... 9

II-3-1-LE BETON : ..... 9

II-3-2-PRINCIPAUX CARACTERISTIQUES ET AVANTAGES DE BETON : ..... 10

II-3-3-RESISTANCE MECANIQUE : ..... 10

II-3-4-METHODE DE CALCUL : ..... 11

II-3-5-DEFORMATION ET CONTRAINTE DE CALCUL : ..... 12

II-3-6-CONTRAINTES ADMISSIBLES DE CISAILLEMENT : ..... 13

II-3-7-MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON : ..... 14

II-3-8-DIAGRAMME DEFORMATION CONTRAINTE DE CALCUL  $\Sigma_s = F(E‰)$  : ..... 14

II-3-9-CONTRAINTES LIMITE DE TRACTION DES ARMATURES : ..... 15

II-4-ETATS LIMITES : ..... 15

II-4-1-ELU : ..... 15

II-4-2-HYPOTHESE DE CALCUL : ..... 16

II-4-4-ELS : ..... 17

### CHAPITRE II PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DECENTE DES CHARGES

I-INTRODUCTION : ..... 19

II-1-PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS : ..... 19

A-PLANCHER A CORPS CREUX (FIGURE II-1) : ..... 19

II-2- PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES : ..... 21

II-2-1-DISPOSITION DES VOILES : ..... 22

## Sommaire

---

|  |    |
|--|----|
| II-3-PRE-DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS : .....               | 22 |
| II-4-DESCENTE DES CHARGES : .....                            | 23 |
| II-5-PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES : .....                 | 28 |
| II-6-PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : .....                 | 29 |
| II-6-1-CHOIX DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE : .....             | 29 |
| II-6-2-DIMENSIONS DES POTEAUX : .....                        | 30 |
| II-6-3-CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT $L_F$ : .....     | 30 |
| II-6-4-CALCUL DE L'EFFORT $\bar{N}_u$ : .....                | 31 |
| II-6-5-DESCENTE DES CHARGES : .....                          | 34 |
| II-6-7- VERIFICATION SELON LE RPA 99 VERSION 2003[1] : ..... | 37 |
| II-6-8- VERIFICATION DU POTEAU AU FLAMBEMENT : .....         | 39 |

### CHAPITRE III ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

|  |    |
|--|----|
| III-1-INTRODUCTION : .....   | 41 |
| III-2-CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX (SECONDAIRES) : .....        | 41 |
| III-2-1-ETUDE DE L'ACROTERE .....                                      | 41 |
| III-2-1-1-INTRODUCTION .....   | 41 |
| III-2-1-2-DETERMINATION DES SOLLICITATIONS : .....                     | 41 |
| III-2-1-3-FERRAILLAGE DE L'ACROTERE .....                              | 42 |
| III-2-2-ETUDE D'ESCALIER .....   | 46 |
| III-2-2-1-INTRODUCTION .....   | 46 |
| III-2-2-2-TERMINOLOGIE .....   | 46 |
| III-2-2-3-CHARGES ET SURCHARGES .....                                  | 46 |
| III-2-2-4-DETERMINATION DU FERRAILLAGE .....                           | 48 |
| III-2-3-ETUDE DE LA POUTRE PALIERE .....                               | 52 |
| III-2-4- ETUDE DES PLANCHERS .....                                     | 58 |
| III-2-6-ETUDE DES BALCONS.....   | 79 |
| A-2-Calcul du ferrailage des balcons : .....                           | 85 |
| III-2-7-ETUDE DE LA DALLE MACHINE .....                                | 88 |
| III-2-7-1-INTRODUCTION .....   | 88 |
| III-2-7-2-PRE DIMENSIONNEMENT.....                                     | 88 |
| III-2-7-3-DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES .....                | 89 |
| III-2-7-4- FERRAILLAGE DE LA DALLE : .....                             | 90 |
| III-2-8-L'ASCENSEUR : .....  | 93 |
| III-2-8-1-INTRODUCTION : .....   | 93 |
| III-2-8-2-ETUDE DE L'ASCENSEUR : .....                                 | 94 |
| III-2-8-3-VERIFICATION DE LA DALLE DE MACHINE AU POINÇONNEMENT : ..... | 96 |

### CHAPITRE IV ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

|  |     |
|--|-----|
| IV-1-INTRODUCTION : .....                          | 99  |
| IV-2-CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL : .....         | 99  |
| IV-3-METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE : .....    | 99  |
| IV-3-1-PRINCIPE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE : ..... | 99  |
| IV-3-2-DOMAINES D'APPLICATION : .....              | 100 |
| IV-3-3-SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL : .....        | 100 |

## Sommaire

---

|  |     |
|--|-----|
| IV-3-4-CLASSIFICATION DE SITE : .....                              | 100 |
| IV-3-5- DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE : ..... | 100 |
| IV-3-6-NOMBRE DE MODE A CONSIDERER : .....                         | 105 |
| IV-4-MODELISATION : .....  | 105 |

### CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

|  |     |
|--|-----|
| V-1-INTRODUCTION : .....   | 118 |
| V-2-ETUDE DE FERRAILLAGE DES POTEAUX : .....                               | 118 |
| V-2-1-COMBINAISONS SPECIFIQUES DE CALCUL : .....                           | 118 |
| V-2-2-CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES : .....                          | 118 |
| V-2-3-CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES : .....                           | 119 |
| V-3-ETUDE DE FERRAILLAGE DES POUTRES : .....                               | 127 |
| V-3-1-ETUDE DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES EST SECONDAIRES : ..... | 127 |
| V-3-2-FERRAILLAGES DES POUTRES PRINCIPALES (30×40) : .....                 | 128 |
| V-3-2-1-VERIFICATION DES CONTRAINTES : .....                               | 131 |
| V-3-2-2-VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : .....                         | 132 |
| V-3-2-3- CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES .....                          | 132 |
| V.3.2.3ÉTUDE DES POUTRES SECONDAIRES P.S .....                             | 134 |
| V-4-ETUDE DE FERRAILLAGE DES VOILES : .....                                | 137 |

### CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

|  |     |
|--|-----|
| I-INTRODUCTION : .....                               | 143 |
| II-CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL : .....              | 143 |
| III-TYPES DES FONDATIONS SUPERFICIELLES : .....      | 143 |
| IV-DETERMINATIONS DU TYPE DE FONDATION : .....       | 144 |
| IV-1-ETUDE DU RADIER GENERAL.....                    | 145 |
| IV-1-1-PRE DIMENSIONNEMENT DE RADIER GENERAL : ..... | 145 |
| CONCLUSION GENERALE.....                             | 162 |
| BIBLIOGRAPHIE : .....                                | 163 |

## Liste des figures

|  |    |
|--|----|
| Figure 1 vue en plan niveaux RDC de la structure.....  | 4  |
| Figure 2 vue en plan niveaux étage courant de la structure .....   | 5  |
| Figure 3 vue en plan niveaux terrasse de la structure.....   | 6  |
| Figure 4 Vue de la structure en 3D.....  | 7  |
| Figure 5 abaque de DREUX.....  | 9  |
| Figure 6 Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton [3] .....                    | 12 |
| Figure 7 Diagramme rectangulaire simplifié [3].....  | 13 |
| Figure 8 diagramme Contrainte-Déformation d'acier [3].....   | 15 |
| Figure 9 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots [3] .....             | 16 |
| Figure 10 Coupe verticale du plancher en corps creux. ....   | 19 |
| Figure 11 Section de la poutrelle.....   | 20 |
| Figure 12 Section réduite du voile .....   | 21 |
| Figure 13 Schéma d'un escalier .....   | 22 |
| Figure 14 Éléments constitutifs d'un plancher terrasse en corps creux .....                              | 24 |
| Figure 15 Composants d'un plancher terrasse en dalle plane .....   | 25 |
| Figure 16 coupe plancher étage courant.....  | 25 |
| Figure 17 Mur extérieur .....  | 26 |
| Figure 18 Mur simple cloison. ....   | 26 |
| Figure 19 Acrotère .....   | 26 |
| Figure 20 Représentation du poteau le plus sollicité de 9 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> étage ..... | 30 |
| Figure 21 Section réduite du poteau rectangulaire .....  | 31 |
| Figure 22 Schématisation du poteau étudié.....   | 36 |
| Figure 23 Schéma l'acrotère .....  | 41 |
| Figure 24 Section de calcul d'acrotère .....   | 42 |
| Figure 25 Coupe du schéma de ferrailage de l'acrotère.....   | 45 |
| Figure 26 schéma d'escalier.....   | 46 |
| Figure 27 Schéma d'escalier Pour RDC et étage courant.....   | 46 |
| Figure 28 Schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau étage courant .....                     | 47 |
| Figure 29 schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau étage courant .....                     | 47 |
| Figure 30 Schéma de ferrailage des escaliers de l'étage courant.....                                     | 52 |
| Figure 31 Schéma statique de la poutre palière.....  | 53 |
| Figure 32 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....   | 57 |
| Figure 33 Disposition des poutrelles. ....   | 60 |
| Figure 34 Schéma de la poutrelle type 1. ....  | 61 |
| Figure 35 Diagramme des efforts tranchants .....   | 63 |
| Figure 36 Schéma de la poutrelle type 2. ....  | 66 |
| Figure 37 Diagramme des efforts tranchants .....   | 67 |
| Figure 38 Schéma de ferrailage des poutrelles type 1 .....   | 77 |
| Figure 39 Schéma de ferrailage des poutrelles type 2.....  | 77 |
| Figure 40 Schéma de ferrailage des poutrelles type 3.....  | 78 |
| Figure 41 Disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire.....             | 78 |
| Figure 42 schéma statique de 1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> type de balcon .....                   | 79 |
| Figure 43 Ferrailage de la dalle pleine (balcon).....  | 81 |
| Figure 44 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons .....  | 82 |
| Figure 45 Ferrailage de la dalle pleine (balcon).....  | 84 |
| Figure 46 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons .....  | 85 |
| Figure 47 Ferrailage de la dalle pleine (balcon).....  | 87 |
| Figure 48 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons .....  | 87 |

## Liste des figures

---

|  |     |
|--|-----|
| Figure 49 Schéma de la dalle machine .....   | 88  |
| Figure 50 Ferrailage de la dalle machine .....   | 93  |
| Figure 51 Schéma d'un ascenseur mécanique.....   | 94  |
| Figure 52 Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine .....   | 97  |
| Figure 53 Limites des décrochements en plan .....  | 103 |
| Figure 54 La 1 <sup>ère</sup> disposition des murs voiles et poteaux $T = 0.78$ sec.....   | 105 |
| Figure 55 Spectre de réponse .....   | 108 |
| Figure 56 1 <sup>er</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux<br>terrasse X-Y (résultats de Robot 2010) .....        | 109 |
| Figure 57 2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux<br>terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010) ..... | 110 |
| Figure 58 3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux<br>terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010) ..... | 110 |
| Figure 59 Crochet des barres horizontales .....  | 120 |
| Figure 60 ferrailage des poteaux $55 \times 55$ cm <sup>2</sup> .....  | 124 |
| Figure 61 Coupede ferrailage des poteaux $50 \times 50$ cm <sup>2</sup> .....  | 125 |
| Figure 62 Coupede ferrailage des poteaux $45 \times 45$ cm <sup>2</sup> .....  | 126 |
| Figure 63 Coupe de ferrailage des poteaux $40 \times 40$ cm <sup>2</sup> .....   | 126 |
| Figure 64 Coupe de ferrailage des poteaux $35 \times 35$ cm <sup>2</sup> .....   | 126 |
| Figure 65 Ferrailage de la poutre Principale .....   | 135 |
| Figure 66 Ferrailage de la poutre secondaire .....   | 136 |
| Figure 67 Coupetransversalesdu ferrailage des voiles (RDC) .....   | 141 |
| Figure 68 Fondation superficielle. ....  | 144 |
| Figure 69 Schéma de 1 <sup>ère</sup> proposition de radier général nervuré.....  | 149 |
| Figure 70 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : $M_{xx}$ « ELU ».....  | 149 |
| Figure 71 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : $M_{yy}$ « ELU ».....  | 150 |
| Figure 72 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : $M_{xx}$ « ELS » .....   | 151 |
| Figure 73 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : $M_{yy}$ « ELS » .....   | 152 |
| Figure 74 Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général .....   | 154 |
| Figure 75 exemple des diagrammes des moments .....   | 155 |
| Figure 76 exemple des diagrammes des moments .....   | 155 |
| Figure 77 Exemple des diagrammes des moments .....   | 157 |
| Figure 78 Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx).<br>.....  | 158 |
| Figure 79 Exemple des diagrammes de l'effort .....   | 158 |
| Figure 80 Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée.....   | 160 |
| Figure 81 Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis.....   | 160 |

## Liste des tableaux

---

### Liste des tableaux :

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 1 Coefficient d'application .....  | 13  |
| Tableau 2 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....                        | 24  |
| Tableau 3 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....                       | 24  |
| Tableau 4 Evaluation des charges permanentes du plancher courant. ....                                       | 25  |
| Tableau 5 Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur .....                                     | 25  |
| Tableau 6 Charge permanente du mur double cloison. ....  | 26  |
| Tableau 7 Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon .....  | 27  |
| Tableau 8 Evaluation des charges permanentes de palier .....   | 27  |
| Tableau 9 Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et étage courent....                    | 27  |
| Tableau 10 Pré-dimensionnement des poteaux .....   | 30  |
| Tableau 11 Calcule de des poteaux de Tour .....  | 34  |
| Tableau 12 Détermination des charges d'exploitations dans la Tour .....                                      | 35  |
| Tableau 13 Vérifications du $1,1N_u \leq$ des poteaux de Tour.....   | 37  |
| Tableau 14 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003[1] des dimensions des poteaux<br>.....           | 37  |
| Tableau 15 2ème Vérification selon le RPA 99 / version 2003[1] .....   | 38  |
| Tableau 16 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....  | 39  |
| Tableau 17 Charges sur les éléments de l'escalier.....   | 47  |
| Tableau 18 Les moments et l'effort tranchant.....  | 48  |
| Tableau 19 Ferrailage d'escalier ELU .....   | 51  |
| Tableau 20 Vérification à E.L.S. ....  | 51  |
| Tableau 21 Les moments et l'effort tranchant.....  | 54  |
| Tableau 22 Ferrailage de la poutre. ....   | 55  |
| Tableau 23 Vérification à E.L.S. ....  | 57  |
| Tableau 24 Les différentes descentes de charge .....   | 59  |
| Tableau 25 Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).....  | 65  |
| Tableau 26 Ferrailage des poutrelles niveau terrasse.....  | 65  |
| Tableau 27 Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).....  | 69  |
| Tableau 28 Ferrailage des poutrelles niveau terrasse.....  | 69  |
| Tableau 29 récapitulatifs des sollicitations du plancher.....  | 73  |
| Tableau 30 Ferrailage des poutrelles niveau EC .....   | 75  |
| Tableau 31 récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis (sens Lx et Ly)....              | 91  |
| Tableau 32 Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens                | 92  |
| Tableau 33 Caractéristiques massiques et géométriques de bâtiment.....                                       | 103 |
| Tableau 34 Pénalité en fonction de critère de qualité .....  | 104 |
| Tableau 35 Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).....                          | 106 |
| Tableau 36 Les réactions à la base .....   | 111 |
| Tableau 37 Vérification de la résultante des forces sismiques.....   | 111 |
| Tableau 38 les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons<br>sismiques ..... | 112 |
| Tableau 39 vérification de renversement de la Tour sens longitudinal.....                                    | 117 |
| Tableau 40 vérification de renversement de la Tour sens transversal.....                                     | 117 |
| Tableau 41 Récapitulation des sections des armatures transversales.....                                      | 121 |
| Tableau 42 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts .....                                       | 122 |
| Tableau 43 Récapitulation du ferrailage des poteaux .....  | 125 |
| Tableau 44 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en(KN)<br>.....            | 128 |
| Tableau 45 récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....  | 133 |

## Liste des tableaux

---

|  |     |
|--|-----|
| Tableau 46 récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.....                  | 134 |
| Tableau 47 Pré dimensionnement des voiles .....                                      | 138 |
| Tableau 48 Calcul d'armatures des voiles longitudinales avec M max et N corresp..... | 139 |
| Tableau 49 Calcul d'armatures des voiles transversales avec M max et N corresp.....  | 139 |
| Tableau 50 Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal.....        | 148 |
| Tableau 51 Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal.....         | 148 |
| Tableau 52 Vérification à E.L.S.....   | 152 |
| Tableau 53 Vérification à E.L.S.....   | 152 |
| Tableau 54 Vérification à E.L.S.....   | 153 |
| Tableau 55 Vérification à E.L.S.....   | 153 |
| Tableau 56 Vérification à E.L.S.....   | 158 |

### Liste de notation :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **As** : Aire d'une section d'acier.
- **At** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **ø** : Diamètre des armatures.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- **γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- **σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.
- **σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.
- **$\overline{\sigma}_s$**  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- **$\overline{\sigma}_{bc}$**  : Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **β** : Coefficient de pondération.
- **σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.
- **ξ** : Déformation relative.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **N<sub>ser</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **N<sub>u</sub>** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T<sub>u</sub>** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **St** : Espacement.
- **λ** : Elancement.
- **e** : Epaisseur, Indice des vides.

## Liste de notation

---

- **F** : Force concentrée.
- **f** : Flèche.
- **$\bar{f}$**  : Flèche admissible.
- **L** : Longueur ou portée.
- **L<sub>f</sub>** : Longueur de flambement.
- **I<sub>p</sub>** : Indice de plasticité.
- **I<sub>c</sub>** : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **d** : Hauteur utile.
- **F<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **M<sub>u</sub>** : Moment à l'état limite ultime.
- **M<sub>ser</sub>** : Moment à l'état limite de service.
- **M<sub>t</sub>** : Moment en travée.
- **M<sub>a</sub>** : Moment sur appuis.
- **M<sub>0</sub>** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment, Masse.
- **E<sub>ij</sub>** : Module d'élasticité instantané.
- **E<sub>vj</sub>** : Module d'élasticité différé.
- **E<sub>s</sub>** : Module d'élasticité de l'acier.
- **f<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **f<sub>t28</sub>** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **F<sub>cj</sub>** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **K** : Coefficient de raideur de sol.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- **I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section totale homogène

# **Introduction Générale**

### Introduction générale :

Dans un contexte de développement économique croissant, les pays industrialisés tendent à favoriser la construction verticale afin d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible.

L'Algérie, située dans une zone de convergence des plaques tectoniques, est reconnue comme une région à forte activité sismique. Cette réalité géologique rend impératif le recours à des normes strictes en matière de construction, surtout lorsque l'on opte pour des bâtiments élevés qui, en cas de séisme, peuvent présenter des risques accrus de dégâts importants.

Les événements passés, notamment le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003, ont malheureusement démontré que bon nombre des bâtiments endommagés n'étaient pas conçus selon les règles parasismiques. Il devient donc essentiel de respecter les normes et recommandations en vigueur, visant à assurer une rigidité structurale adaptée et une meilleure résistance aux secousses sismiques.

Au-delà de la sécurité, qui demeure le principal objectif de tout projet de construction, il convient également de concilier économie, confort et esthétique. L'utilisation du béton armé s'avère dans ce sens particulièrement avantageuse, grâce à sa durabilité, sa résistance au feu, sa souplesse d'emploi ainsi qu'à son coût relativement maîtrisé par rapport à d'autres matériaux.

Dans ce cadre, notre travail s'inscrit dans une démarche pratique visant à appliquer les connaissances acquises durant notre formation de master. Il se concentre sur l'étude technique d'un bâtiment en béton armé, intégrant les aspects fondamentaux du pré-dimensionnement, du calcul des éléments secondaires, de l'analyse dynamique sismique, du ferrailage et de l'étude des fondations. Cette approche méthodique permettra de valider la conformité du projet aux exigences parasismiques tout en répondant aux critères de sécurité, d'économie et de performance structurelle.

# Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et  
caractéristique des matériaux

### I-Introduction :

#### I-1-Historique :

Le béton est un matériau de construction très courant, fabriqué à partir d'un mélange de sable, de gravillons et parfois d'autres éléments, tous réunis grâce à du ciment. Parmi ses variantes, le béton précontraint, issu du béton armé, est particulièrement apprécié pour ses capacités mécaniques renforcées. Il permet de construire des structures solides répondant aux besoins modernes de résistance et de durabilité.

Ce matériau est fréquemment choisi pour ériger des bâtiments, ponts, routes et diverses infrastructures grâce à sa capacité à supporter de grandes charges et à s'adapter à de nombreux environnements. Contrairement à d'autres matériaux comme la pierre ou le bois, le béton est souvent plus économique et plus efficace, particulièrement dans les projets d'envergure. Grâce à ses nombreuses applications et à sa polyvalence, il est devenu l'un des matériaux les plus utilisés au monde.

Bien que le béton armé ait été inventé au XIXe siècle par Joseph-Louis Lambot et Joseph Monnier, ce matériau a constamment évolué. L'apparition du béton haute performance dans les années 1980 a ouvert de nouvelles perspectives. En effet, renforcé par des adjuvants spécifiques, ce béton permet de réaliser des ouvrages capables de supporter des conditions climatiques extrêmes, facilitant ainsi la réalisation de projets complexes tels que les infrastructures maritimes ou les bâtiments dans des espaces urbains très denses.

Le secteur de la construction représente un moteur économique majeur au niveau mondial, favorisant la croissance et le développement. Face à l'urbanisation croissante et aux besoins continus de modernisation, les professionnels du bâtiment et des travaux publics jouent un rôle essentiel.

Cependant, la construction contemporaine doit aujourd'hui répondre à des impératifs écologiques et de durabilité. Un des principaux défis actuels est de réduire l'empreinte carbone des matériaux utilisés. C'est dans ce contexte que des innovations telles que le béton à faible émission de CO<sub>2</sub> ou le béton recyclé voient le jour, répondant ainsi aux préoccupations environnementales actuelles.

Devant l'évolution constante du secteur, il devient essentiel de concevoir des structures :

- respectant les normes environnementales et énergétiques en vigueur tout en étant économiques ;
- capables de résister efficacement aux phénomènes climatiques extrêmes, aux incendies et aux risques industriels ;

- prévues pour être faciles à entretenir, assurant une longue durée de vie et garantissant la sécurité des utilisateurs à long terme.

### I-2-Introduction générale :

Lorsqu'on étudie un projet de bâtiment en béton armé, le principal objectif est d'assurer la stabilité et la résistance de la structure face à des risques naturels, comme les séismes et les vents forts. Dans les pays industrialisés, la tendance est de construire verticalement afin de gagner de l'espace. Toutefois, cette approche peut comporter des risques importants, particulièrement dans des zones sujettes aux tremblements de terre, comme l'Algérie. Située à l'intersection de plaques tectoniques, l'Algérie subit régulièrement une activité sismique intense. Des catastrophes, telles que le séisme de Boumerdes en 2003, ont démontré l'importance capitale d'appliquer des normes antisismiques strictes pour garantir la solidité des bâtiments.

Ainsi, il est indispensable de respecter scrupuleusement les réglementations parasismiques, notamment en Algérie, où des règles spécifiques sont établies pour chaque catégorie d'édifice. Ces normes assurent la sécurité, la durabilité et la robustesse des composants essentiels comme les poteaux, les poutres et les voiles, dont la solidité dépend à la fois de la qualité des matériaux et de leur dimensionnement. Le béton armé est particulièrement apprécié pour son coût abordable, sa longévité, sa flexibilité et sa résistance au feu, en faisant un matériau incontournable dans le domaine de la construction moderne.

### II-Présentation de l'ouvrage :

Le projet d'étude consiste est un immeuble à usage d'habitation, dont la structure est composée de RDC et de neuf étages, implanté à la wilaya de Skikda, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa) d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) [1]

Tous les étages sont des logements d'habitation.

#### II-1-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.de dimensions :

|  |                |
|--|----------------|
| Hauteur de la chambre niveau terrasse..... | <b>3.00m.</b>  |
| Hauteur des étages courants.....           | <b>3,15m.</b>  |
| Hauteur de RDC.....                        | <b>3,15m.</b>  |
| Hauteur totale du bâtiment.....            | <b>34.50m.</b> |

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

Longueur totale du bâtiment à la base en plan.....28.50m.

Larguer totale du bâtiment à la base en plan..... 20.50m.

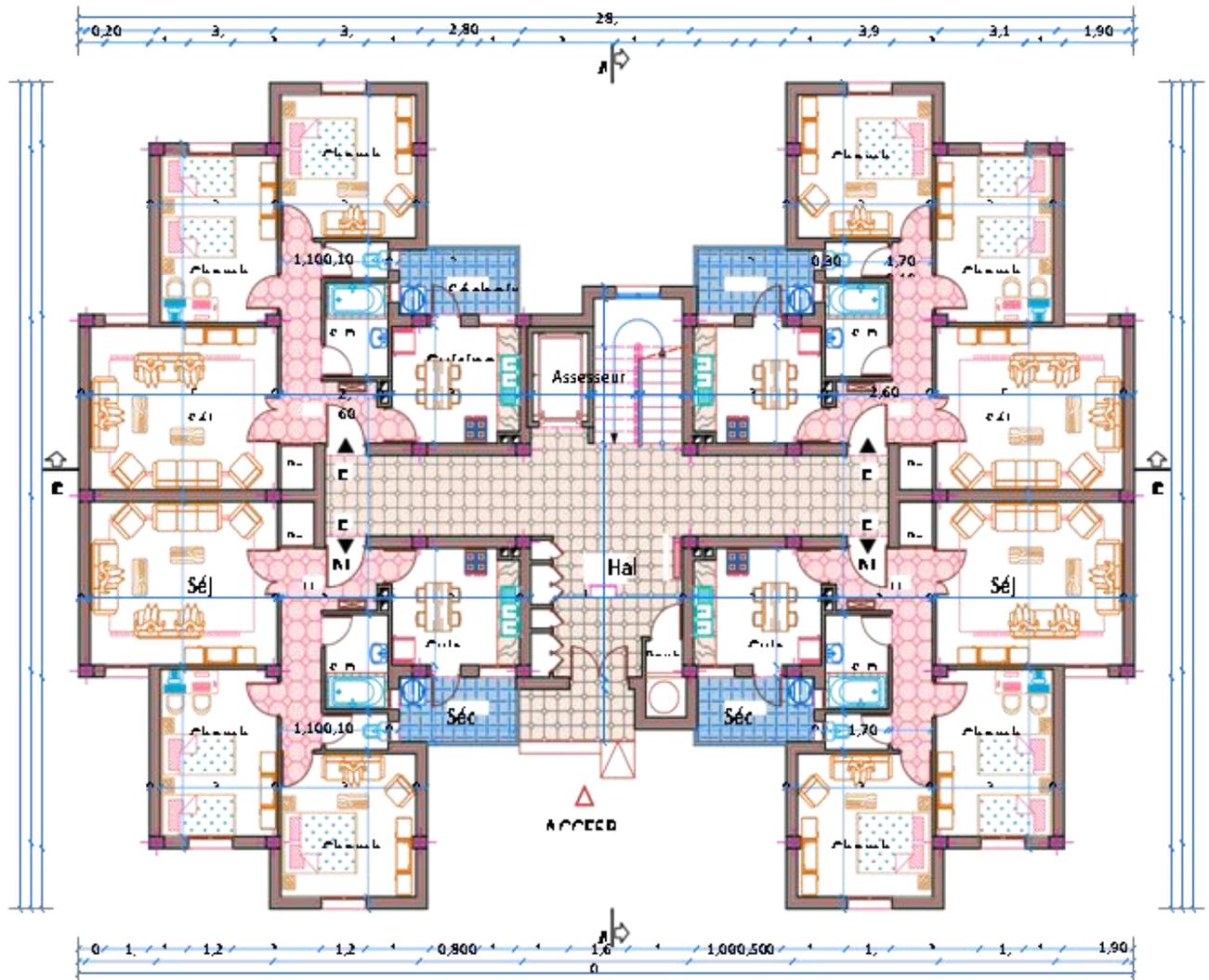


Figure 1 vue en plan niveaux RDC de la structure

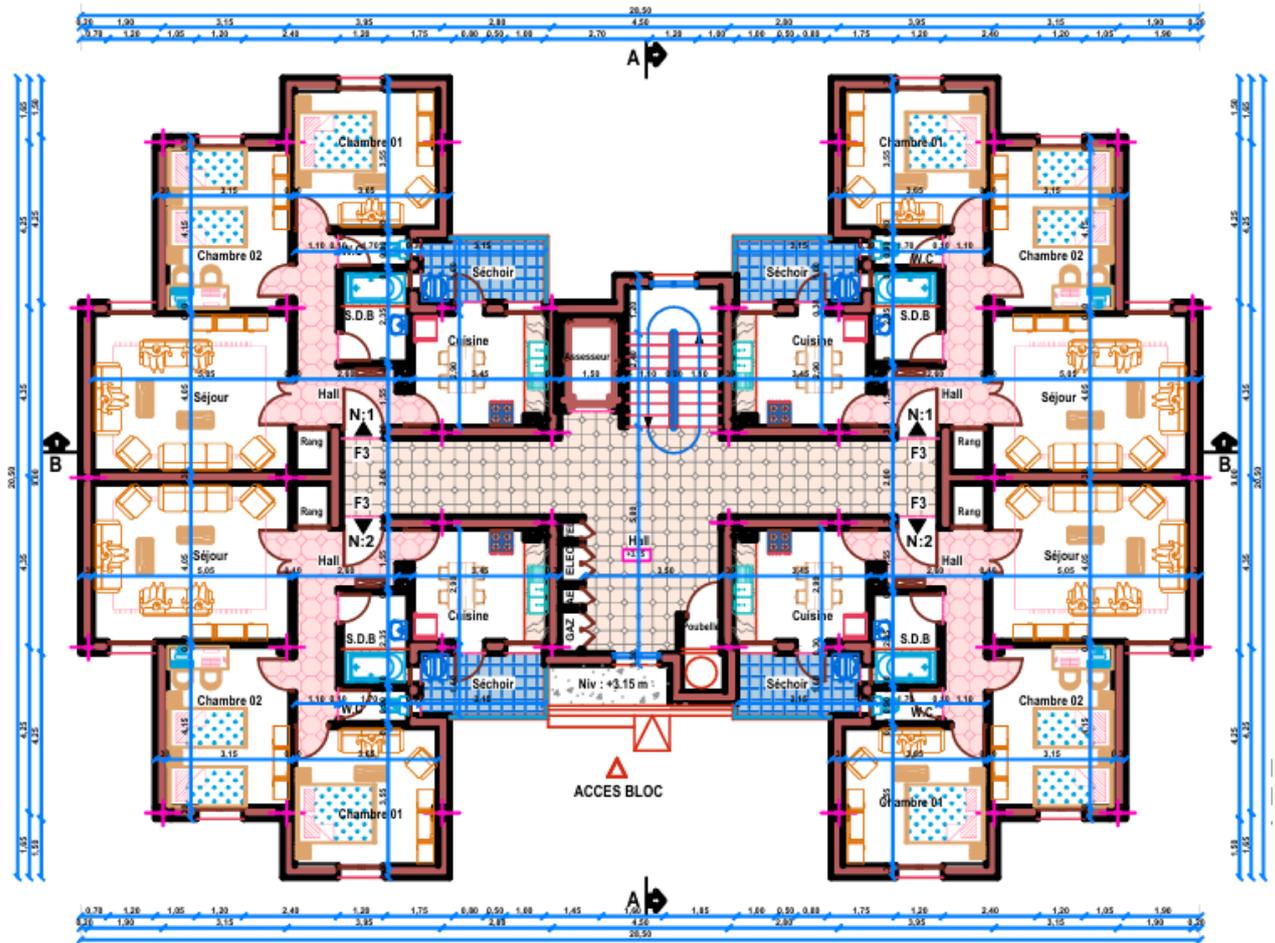


Figure 2 vue en plan niveaux étage courant de la structure

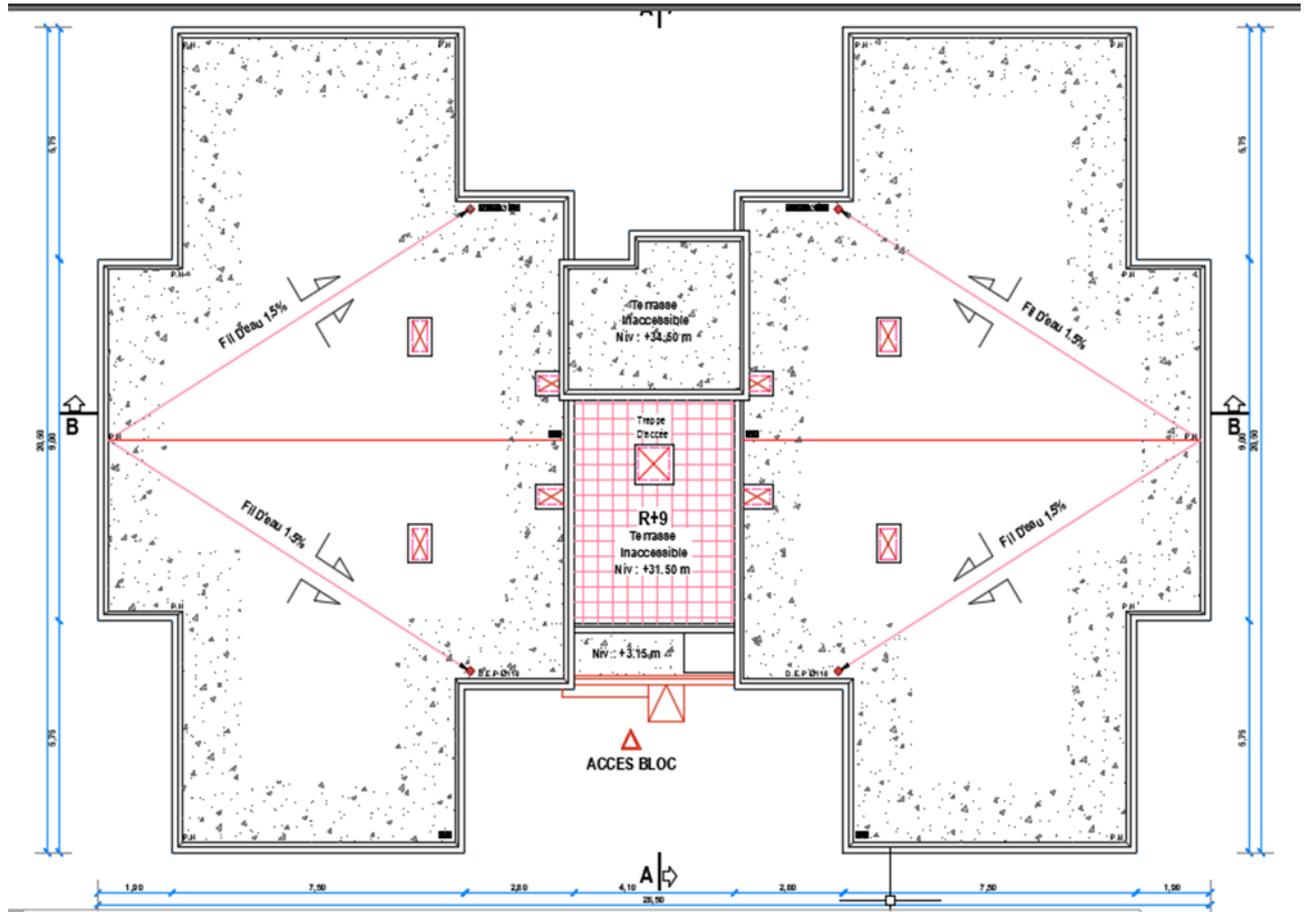


Figure 3 vue en plan niveaux terrasse de la structure

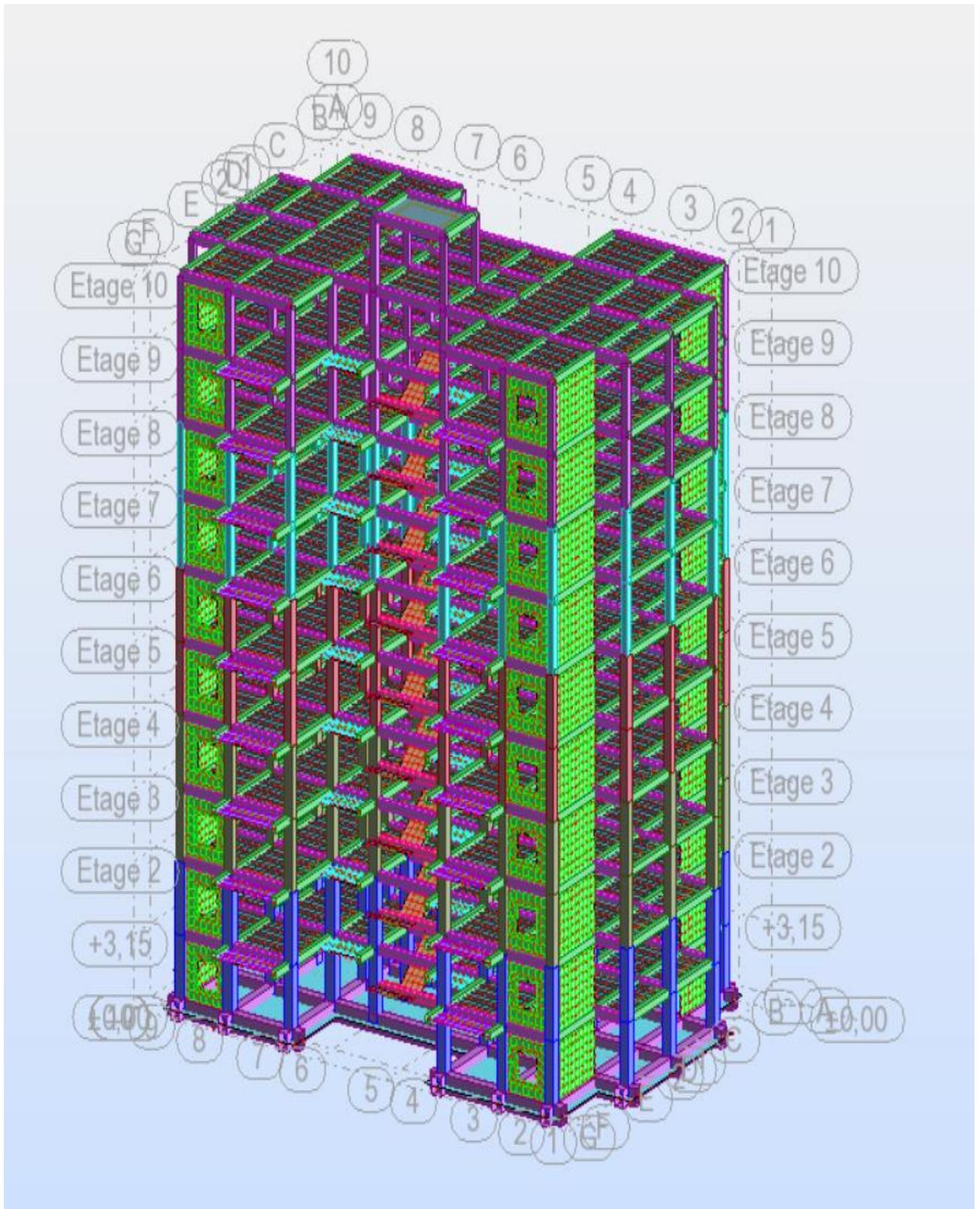


Figure 4 Vue de la structure en 3D

### II-1-2-Choix de l'ossature et du système de construction

#### ❖ Ossature :

La stabilité de la structure est assurée par l'interaction entre voiles et portiques, qui répartissent efficacement les forces verticales et horizontales, incluant les charges sismiques et les vents

#### ❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en :

- Corps creux constitué de poutrelles en béton armé, espacées de 60 cm, avec des hourdis et une table de compression de 5 cm
- Planchers dalle pleine opté pour des dalles pleines dans certaines zones afin de réduire le temps et les coûts liés aux poutrelles spéciales

#### ❖ Escaliers :

Il y a un seul type d'escalier, Il sera coffré, ferrailé et coulé sur place.

#### ❖ Maçonnerie :

- Mur extérieur (double paroi) est réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Mur intérieur (simple paroi) sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### ❖ Revêtement :

- Application d'un enduit en plâtre pour les plafonds.
- Utilisation d'un enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Pose de carrelage en revêtement pour les planchers.
- La terrasse sera dotée d'une étanchéité multicouche pour empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

#### ❖ Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide des corps creux et la masse du plancher, tandis que pour les murs extérieurs, elle repose sur l'espace d'air entre les deux parois et la réduction des ponts thermiques durant la construction. Quant à l'isolation thermique, elle est prise en charge par les couches de liège installées sur le plancher de la terrasse.

### II-2-Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude, nous avons supposé que le sol de fondation soit un sol meuble, ce qui nous a conduit à adopter :  $\sigma_{sol} = 1,5$  bars

### II-3-Caractéristique mécanique des matériaux :

#### II-3-1-Le béton :

Le matériau béton, par nature hétérogène, associé à l'acier induit un comportement que ne peut le décrire les hypothèses de la résistance des matériaux classiques. Raison pour laquelle, des règles de calcul simplifiées ont été développées spécialement aux calculs des structures réalisées en béton armé. Au niveau national, ces règles sont contenues dans le règlement technique réglementaire BC 2.42 intitulé 'Règles de conception et de calcul des structures en béton armé' ou C.B.A. 93 [2].

Nous avons utilisé la méthode de DREAUX et GORISSE pour obtenir un béton standard (D=20mm) avec une résistance à la compression de 25 MPa, en supposant que les granulats sont secs, en utilisant l'abaque de Dreux.

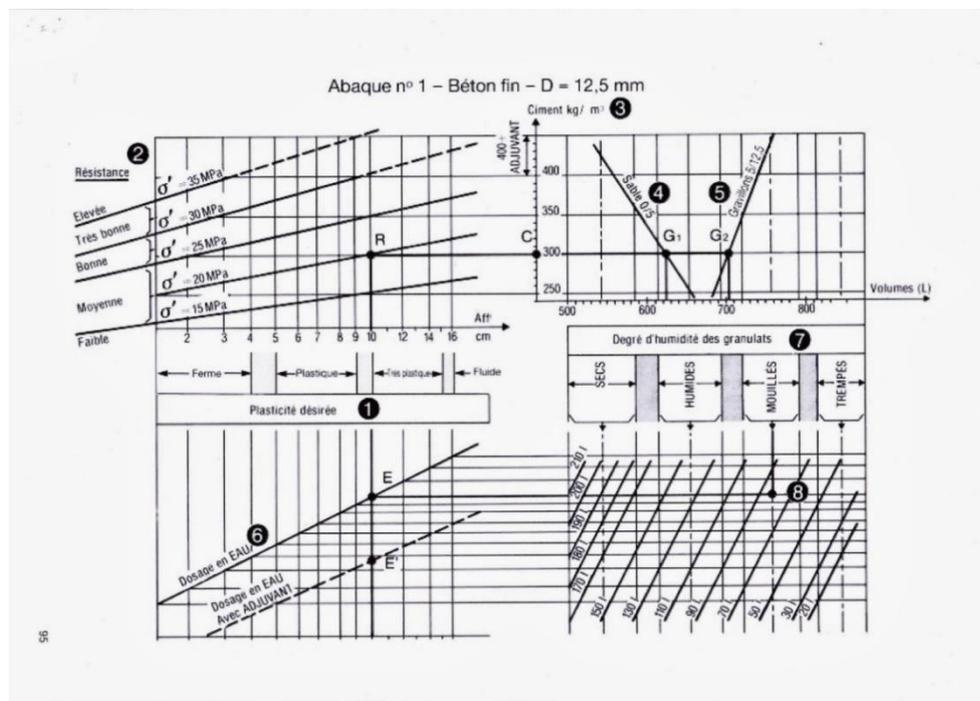


Figure 5 abaque de DREUX

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

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

La fabrication du béton dépend de l'ampleur du chantier. Elle peut se faire soit à l'aide d'une simple bétonnière, soit par l'installation d'une centrale à béton, utilisée lorsque les volumes à produire et la durée du chantier sont importants.

### II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La fabrication d'un élément en béton armé implique quatre étapes essentielles :

- a) La construction d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) Le placement des armatures à l'intérieur du coffrage.
- c) Le coulage et le compactage du béton dans le coffrage.
- d) Le décoffrage ou démoulage une fois le béton suffisamment durci.

Les avantages majeurs du béton armé sont les suivants :

- **Rentabilité** : Le béton est plus économique que l'acier pour résister aux efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet également de supporter des efforts de traction.
- **Flexibilité des formes** : Le béton peut être moulé dans des coffrages de différentes formes, offrant ainsi une grande variété de possibilités architecturales.
- **Résistance aux intempéries** : Un bon enrobage des armatures et une compacité appropriée du béton garantissent une résistance efficace face aux conditions climatiques.
- **Résistance au feu** : Le béton armé offre une bonne résistance au feu, sous certaines conditions.
- **Finition des surfaces** : En prenant soin du choix des granulats et de la réalisation des coffrages, on obtient des surfaces bien finies.

Cependant, le béton armé présente certains inconvénients, tels que les risques de fissures et les effets du retrait et du fluage, dont il est difficile d'éliminer totalement les conséquences.

### II-3-3-Résistance mécanique :

#### a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée. Lorsque  $j \leq 28$  jours, Règlementairement et pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, les règles C.B.A. 93 [2] se réfèrent à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour  $j$  considéré selon l'approximation de l'équation suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

### b) Résistance caractéristique à la traction :

Pour le calcul de la résistance caractéristique à la traction d'un béton le règlement C.B.A. 93 [2] propose la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

L'expression est valable pour des valeurs de  $f_{tj}$  supérieures ou égales à 60 MPa. Dans notre cas, la résistance caractéristique à la traction est :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

### II-3-4-Méthode de calcul :

Les nombreuses études menées dans différents pays ont permis d'acquérir une meilleure compréhension du comportement du béton armé, ce qui a conduit à une révision approfondie des principes des méthodes de calcul, aboutissant à l'adoption de la méthode des états limites.

#### • Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu pour garantir sa sécurité, sa durabilité, son aspect et le confort des usagers durant toute son exploitation. Les états limites sont répartis en deux catégories utilisées par le C.B.A. 93 [2] :

##### ➤ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la défaillance de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments due à la perte d'équilibre statique, à la rupture ou au flambement. Cela inclut :

- L'état limite ultime d'équilibre statique, où la structure ne doit pas se renverser.
- L'état limite ultime de résistance des matériaux, comme le béton ou l'acier, par exemple, l'absence de rupture par écrasement du béton.
- L'état limite ultime de stabilité de forme, comme l'absence de flambement d'un poteau.

### ➤ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà de ces limites, les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus respectées (l'ouverture des fissures ou des déformations excessives des éléments porteurs).

### II-3-5-Déformation et contrainte de calcul :

#### • Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs concernant l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel appelé parabole-rectangle, et, dans certains cas, un diagramme rectangulaire simplifié.

#### • Diagramme parabole rectangle

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰) [3]

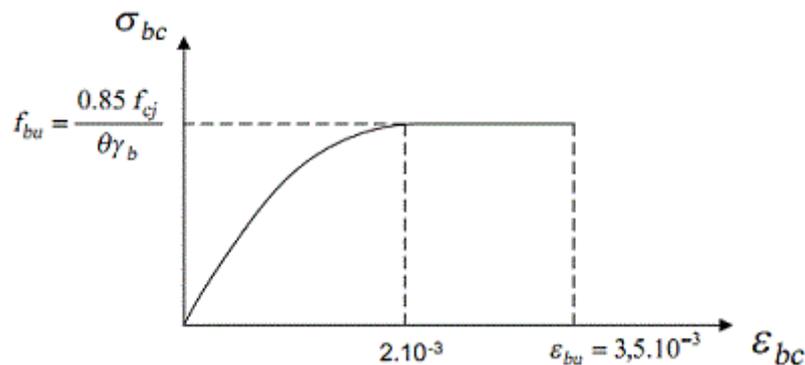


Figure 6 Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton [3]

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton

$\epsilon_{bc}$ : Déformation du béton en compression.  $f_{bc}$ : contrainte de calcul pour  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$   $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.  $\gamma_b = 1,5$  cas général.  $\gamma_b = 1,15$  cas accidentel. D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

$\theta$  : Coefficient d'application

Tableau 1 Coefficient d'application

| $\theta$ | Durée d'application |
|----------|---------------------|
| 1        | >24 h               |
| 0,9      | 1h ≤ durée ≤ 24h    |
| 0,85     | <1h                 |

ELS : La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole  $\sigma_{bc}$ ) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Diagramme rectangulaire :**

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.[3]

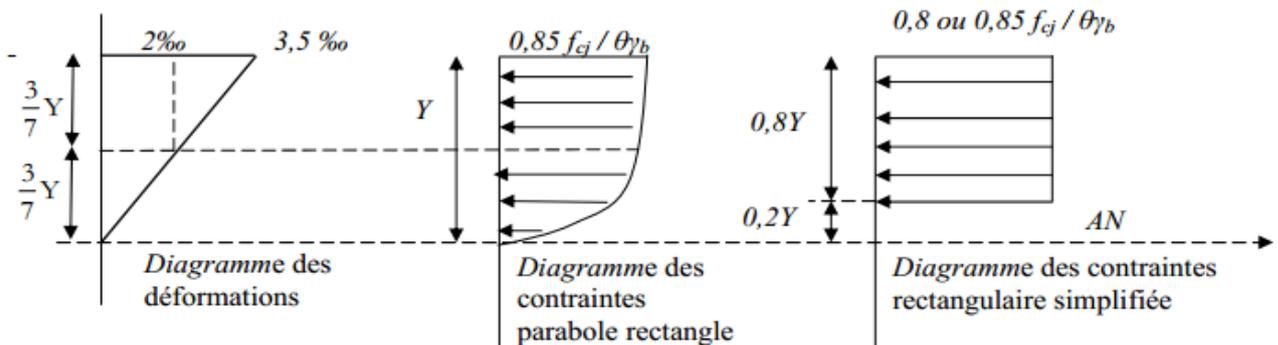


Figure 7 Diagramme rectangulaire simplifié [3]

La contrainte est nulle sur les 0,2y proches de l'axe neutre. Sur les 0,8y restants, la contrainte varie selon la largeur des zones comprimées : elle est donnée par  $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$  pour les zones dont la largeur croît ou reste constante, et par  $0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$  pour celles dont la largeur décroît.

**II-3-6-Contrainte admissible de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime **Tu**.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} [2]$$

Avec

**b** : largeur de la pièce.

**d** : hauteur utile

### II-3-7-Module de déformation longitudinale du béton :

#### ❖ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales appliquées pendant moins de 24 heures, on considère qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté  $E_{ij}$ , est

égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

#### ❖ Module de déformation différée :

Sous des contraintes normales appliquées pendant moins de 24 heures, on considère qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté  $E_{vj}$ , est

égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

### a) -Module de déformation transversale :

#### • Coefficient de poisson :

$$v = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec  $(\Delta d / d)$  : déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$  : déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$v = 0,2$  pour ELS (béton non fissuré).

$v = 0,0$  pour ELU (béton fissuré).[2]

### b) -Les aciers :

L'acier pour béton armé est un alliage fer-carbone, classé selon sa teneur en carbone : doux (0,15-0,25%), mi-dur et dur (0,25-0,40%). Les nuances courantes sont :

FeE 215, FeE 235, FeE 400 et FeE 500, ainsi que des treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$  mm. Le critère mécanique principal est la limite d'élasticité, et le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de 200 000 MPa

### II-3-8-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$ :

Dans les calculs des états limites, un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  est utilisé, avec des valeurs de 1,15 en cas général et 1,00 pour les combinaisons accidentelles. Dans notre cas, des aciers FeE400 sont utilisés.

Diagramme déformation- contrainte :

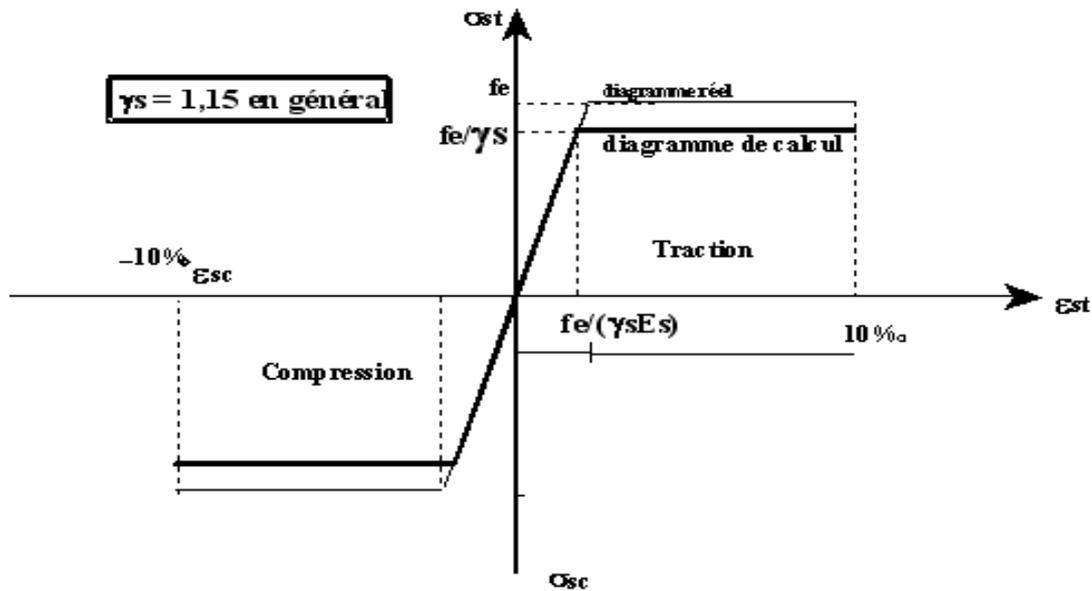


Figure 8 diagramme Contrainte-Déformation d'acier [3]

II-3-9-Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable  $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$  pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_{st} = \min ((3/2) f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ .
- Fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ .

$\eta$  : coefficient de fissuration.

$\eta=1$  : pour des ronds lisses(RL).

$\eta=1,6$  : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA).

Poids volumique :

Béton armé  $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$

Béton non armé  $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$

Acier  $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{KN} / \text{m}^3$

II-4-Etats limites :

Suivant les règles **BAEL** [3] on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance **ELU**
- Etats limite de service **ELS**.

II-4-1-ELU :

Il s'agit d'un équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées, en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées, conformément aux règlements parasismiques algériens **RPA 99 / version 2003**[1]. Il est également nécessaire de

vérifier que l'ELU n'est pas atteint, en tenant compte du fait que les actions sismiques sont considérées comme des actions accidentelles.

### II-4-2-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$  en flexion composée.

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$  en compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à  $\epsilon_s = 10\text{‰}$ .
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
  - ✓ Le béton en compression.
  - ✓ L'acier en traction et en compression.

### II-4-3-Règle des trois pivots :

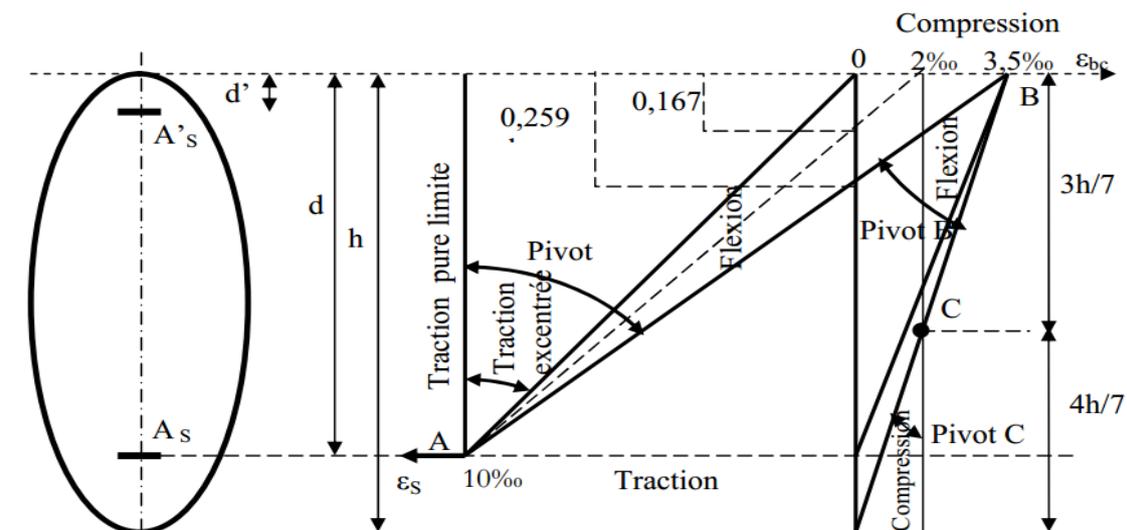


Figure 9 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots [3]

Les positions limites du diagramme des déformations sont déterminées par les déformations limites du béton et de l'acier, avec des pivots (A, B, C) :

- **Traction pure** : La déformation de l'acier atteint 10‰, le béton se fissure et ne participe plus à l'équilibre.
- **Traction excentrée** : La fibre la plus tendue a une déformation de 10‰, tandis que la fibre la moins tendue reste inférieure. L'excentrement réduit la tension minimale.

- **Flexion (simple ou composée)** : La déformation du béton ne doit pas dépasser 3,5‰ à la fibre la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec  $\varepsilon_s=10‰$  et  $\varepsilon_{bc}\leq 3,5‰$ .
  - La position AB correspond à un axe neutre à une distance  $y = \alpha \times AB \times d$ , avec  $\alpha = 0,259$  pour  $0 \leq \alpha \leq 0,259$ .
  - Si  $\alpha$  varie de 0,259 à 1, le pivot B est atteint.
- **Compression** : En compression simple, la déformation du béton ne dépasse pas 2‰. Le pivot C est utilisé lorsque  $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$  pour la fibre la plus comprimée.

En résumé, ces positions limites définissent le comportement des matériaux sous différentes sollicitations (traction, flexion, compression) et les pivots A, B, C sont utilisés pour décrire ces états de déformation.

- **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

### II-4-4-ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- **Hypothèse de calcul :**

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. - Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.  $\sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc}$  ;  $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$
- Par convention  $n$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.  $n = E_s / E_b = 15$  « coefficient d'équivalence ».

### L'action sismique :

En Algérie, les actions sismiques sur certains des ouvrages courants (bâtiments), sont évaluées conformément au règlement parasismique Algérien BC2.48 [1].

- **Combinaisons d'actions :**

Pour les différents éléments d'une structure, il est nécessaire de s'assurer que les justifications fournies ne conduisent pas au phénomène que l'on cherche à éviter. À cet égard, nous devons considérer les combinaisons d'actions suivantes

- **Combinaisons à l'état-limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35 G + 1,5 Q + S_n$$

$$1,35 G + 1,5 Q$$

- **Combinaisons à l'état-limite de service :**

$$G + Q + 0,77S_n$$

$$G + Q$$

Les effets de la température  $T$  ont été négligés dans les calculs.

### **Combinaisons accidentelles :**

Elles font intervenir le séisme noté par la lettre  $E$ .

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 E$$

$$0,8 G \pm E$$

Dans ces expressions :

$G$  , désigne les charges permanentes ;

$Q$ , désigne les charges d'exploitation ;

$S_n$ , désigne l'action de la neige ;

$E$ , désigne l'action sismique.

### **Références du premier chapitre**

[1] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CNRAGP), **Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003**, DTR BC 2.48, Alger, Algérie, 2003.

[2] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CNRAGP), **Règles de calcul et de conception des structures en béton armé C.B.A. 93**, DTR BC 2.41, Alger, Algérie, 2003.

[3] Association Française de Normalisation (AFNOR), **Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites : BAEL 91 révisées 99**, DTU P18-702, Fascicule 62, Titre 1 du CCTG Travaux, Section 1 Béton armé, Paris, France, mars 1992.

# Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments et  
décente des charges

### I-Introduction :

Le **pré-dimensionnement en génie civil** est une étape importante dans la conception d'une structure. Il consiste à déterminer les dimensions approximatives des éléments structurels avant de réaliser des calculs détaillés et des analyses plus précises.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites est conforme aux le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) [1] ; **CBA93** [2], ainsi que les règles (**B.A.E.L.91**) [3]

### II-1-Pré-dimensionnement des planchers :

#### A-Plancher à corps creux (figure II-1) :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux consiste essentiellement à dimensionner une poutrelle, en appliquant la condition de flèche qui indique que :

$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$  ; on a :  $L_{\max} = 4.50 - 0,30 = 4.20\text{m}$  (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis). Donc :  $h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18.66\text{cm}$

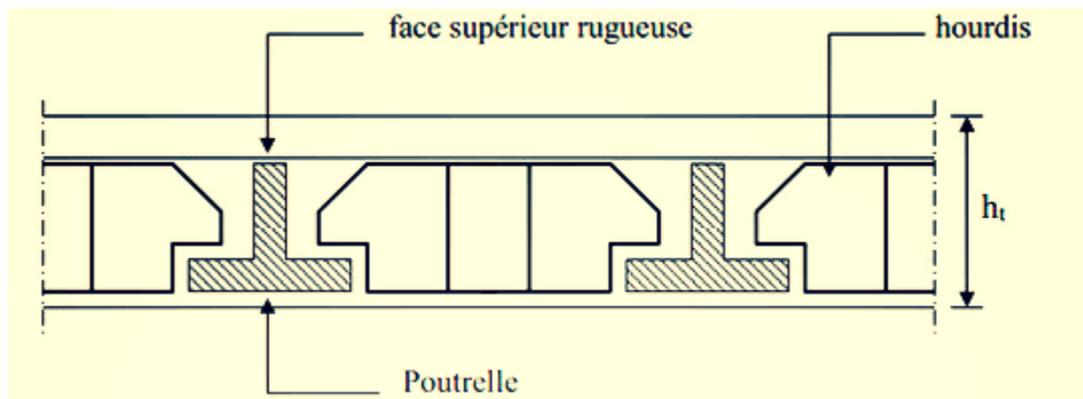


Figure 10 Coupe verticale du plancher en corps creux.

#### Condition d'isolation thermique :

$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$  D'où on a :  $h = 20\text{cm} > 16 \text{ cm} \longrightarrow$  **Condition vérifiée**

Soit  $h_t = 20\text{cm}$  donc :  $\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm de dalle de compression.} \\ 16\text{cm de corps creux.} \end{array} \right.$

#### A-1-Dimension des poutrelles : (Figure II-2)

$b_1 = \min \left( \frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; 6h_0 \right)$  /  $L_n$  : la distance entre axes des nervures et  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .

$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$  donc :  $L_n = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \left( \frac{65}{2}; \frac{420}{10}; 24 \right) \quad \text{donc : } b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{h_t}{2} \text{ donc : } b_0 \geq 10 \text{ cm}$$

$$b = L_n = 65 \text{ cm} \quad b_0 = b - 2b_1 = 65 - 50 = 15 \text{ cm} \quad \text{donc : } b_0 = 15 \text{ cm}$$

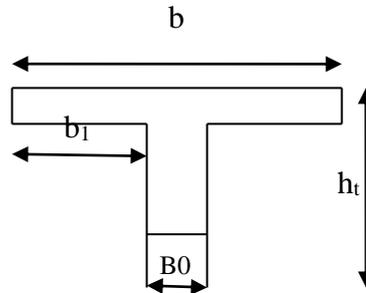


Figure 11 Section de la poutrelle

**B-Plancher en dalle pleine :** dans notre projet on a 4 types de balcons :

**1ère type de balcon :**

Largeur : 1.5 m

Longueur : 3.95 m

$$e_p < L/10 = 150/10 = 15 \text{ cm}$$

$e_p$  doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**)[1].

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

**2ème type de balcon :**

Largeur : 0.7 m

Longueur : 2.85m

$$e_p < L/10 = 70/10 = 7 \text{ cm}$$

$e_p$  doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**) [1].

On adopte:  $e_p = 12 \text{ cm}$

**3ème type de balcon :**

Largeur : 1.6 m

Longueur : 3.15 m

$$e_p < L/10 = 160/10 = 16 \text{ cm}$$

$e_p$  doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**) [1].

On adopte:  $e_p = 16 \text{ cm}$

**4ème type de balcon :**

Largeur : 1.5 m

Longueur : 3.15 m

$$e_p < L/10 = 150/10 = 15 \text{ cm}$$

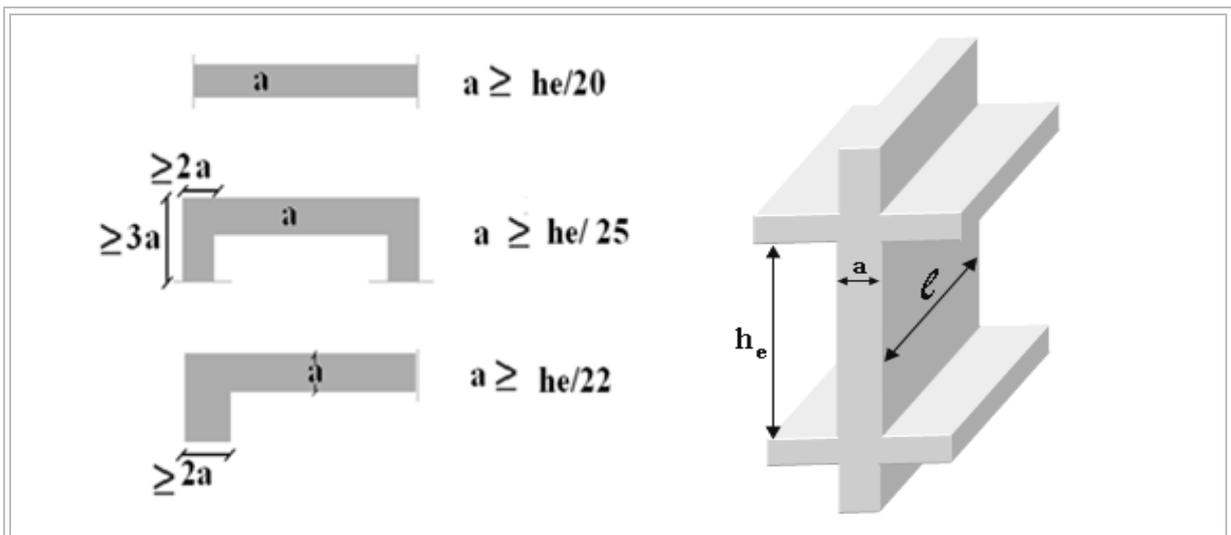
$e_p$  doit être au moins égale a 12cm isolation acoustique (d'après RPA 99 / version 2003) [1].

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

## II-2- Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles en béton armé sont des murs utilisés pour le contreventement des bâtiments et peuvent supporter des charges verticales. Très répandus, ils sont souvent disposés transversalement dans les bâtiments rectangulaires allongés, sans nécessiter systématiquement de poteaux supplémentaires. Un élément est considéré comme un voile si sa longueur  $L$  est au moins 4 fois son épaisseur  $a$ . Selon le RPA 99/2003[1], leur épaisseur minimale est de 15 cm, ajustée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :  $a \geq \text{Max}[h_e/25; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :  $a \geq \text{Max}[h_e/22; 15 \text{ cm}]$
- Pour les voiles à abouts libres :  $a \geq \text{Max}[h_e/20; 15 \text{ cm}]$



**Figure 12 Section réduite du voile**

### 1ère type de voiles :

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec :  $h = 3.15 \text{ m}$

Le RPA 99 / version 2003[1] considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} L \leq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

$$h_e = 3.15 - 0.20 = 2.95 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max}[295/20 ; 15 \text{ cm}]$$

$$a \geq \text{Max}[14.75 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}]$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de :  $a = 20 \text{ cm}$

### II-2-1-Disposition des voiles :

Le système de contreventement de notre structure repose sur une combinaison de voiles et de portiques, agissant dans les deux directions horizontales. Pour maximiser la résistance aux séismes, il est primordial d'assurer une répartition aussi uniforme que possible des masses et des rigidités, tant au niveau du plan qu'en hauteur.

Par conséquent, le système de contreventement doit être conçu pour :

- Reprendre une charge verticale adéquate afin de garantir sa stabilité.
- Assurer un transfert direct des efforts vers les fondations.
- Limiter les effets de torsion dans la structure.

Un système bien conçu assure stabilité, transmission efficace et limitation des déformations.

### II-3-Pré-dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, les escaliers servent de moyen de circulation vertical entre les étages. Ils sont généralement constitués de volées en béton armé, qui s'appuient sur des paliers réalisés sur place.

Ce choix de conception a été adopté pour ses atouts suivants :

- Une exécution rapide et efficace.
- Une disponibilité immédiate pour une utilisation sans délai supplémentaire.

Escaliers en béton armé : simplicité de réalisation et accessibilité instantané

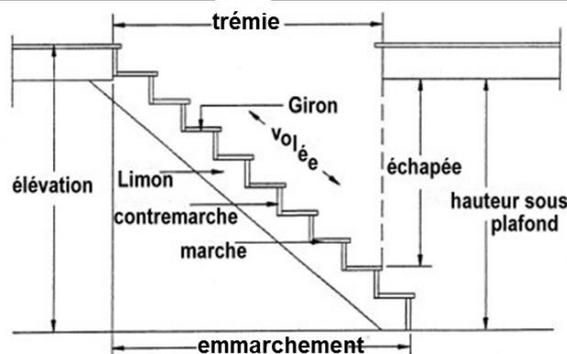


Figure 13 Schéma d'un escalier

Caractéristiques techniques :

Hauteur :  $H = 3.15 \text{ m}$  (RDC et Etage courant)

Giron :  $g = 30 \text{ cm}$

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

On a :  $59 < 2h + g < 66$  donc :  $14,5 < h < 18$

**h**: varie de 15cm a 18cm

**g** : varie de 22cm a 33cm

Pour :  $h = 17\text{cm}$

$N_C (\text{RDC et ETAGE}) = H/h = 3.15/17 = 18$

$N_C$ : nombre des contremarches.

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

$n = N_C(\text{ETAGE}) - 1 = 9$  marches pour RDC et niveau étage courant.

**Inclinaison de la paillasse :**

**Niveau RDC et étage courant :**

$\tan \alpha = h'/L'$

$h' = N_C \times h \longrightarrow h' = 9 \times 17 \longrightarrow h' = 1,53 \text{ m}$

$L' = (n - 1) \times g \quad L' = (9 - 1) \times 30 \quad L' = 2,4 \text{ m}$

$\tan \alpha = 1,53/2,4 \quad \alpha = 32,52^\circ$

La longueur de volée est :  $L = h' / \sin \alpha$  ;  $L = 2,85\text{m}$

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

$L_0$ : Longueur développée =  $2,85 + 1,5 = 3,99 \longrightarrow \ll 3.99/30 \leq e \leq 3.99/20 \longrightarrow e = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-a-dire :  $e = 17\text{cm}$

**II-4-Descente des charges :**

**A-Introduction :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à déterminer, pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui est transmise à chaque niveau de plancher, jusqu'à la fondation. Les charges et surcharges à considérer se décomposent en deux catégories principales :

- Les charges permanentes (G), qui représentent les poids fixes et invariables liés à la structure elle-même et ses éléments constitutifs.
- Les surcharges d'exploitation (Q), qui correspondent aux charges variables résultant de l'usage de la structure (meubles, personnes, équipements, etc.)

**B- Les planchers :**

**B-1-Plancher terrasse :** La terrasse se compose de deux zones : une zone accessible et une zone inaccessible. Elle est réalisée en plancher à corps creux, recouvert de plusieurs couches de protection disposées en pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau 2 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

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

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

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

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

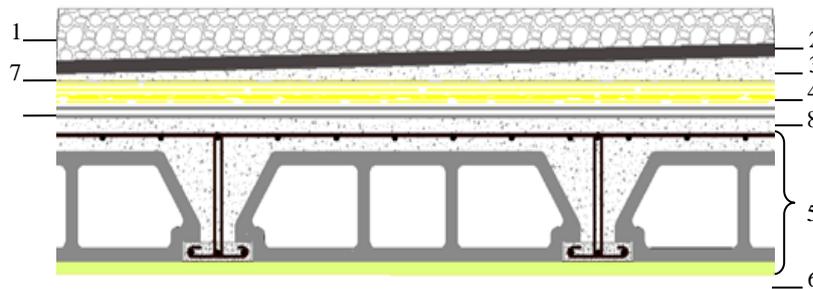


Figure 14 Éléments constitutifs d'un plancher terrasse en corps creux

Tableau 3 Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

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

La charge permanente  $G = 746 \text{ Kg/m}^2$

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

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

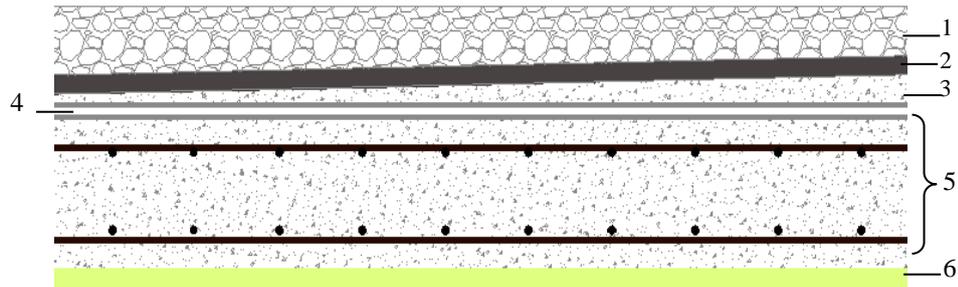


Figure 15 Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine

**B-2-Plancher étages courant :** les plancher des étages courants sont en corps creux.

Tableau 4 Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

| Matériaux               | Epaisseur (cm) | D(Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage             | 2              | 2200                  | 44                    |
| 2-Mortier de pose       | 3              | 2000                  | 60                    |
| 3-Lite de sable         | 3              | 1800                  | 54                    |
| 4-Dalle en corps creux  | 16+4           | 1360                  | 272                   |
| 5-Enduit plâtre         | 2              | 1000                  | 20                    |
| 6-Cloison de séparation | 10             | 1000                  | 100                   |

La charge permanente  $G = 550 \text{ Kg/m}^2$

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

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

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

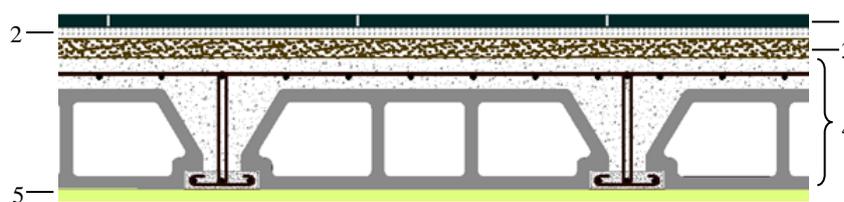


Figure 16 coupe plancher étage courant

**C-Mur extérieur (double cloison) :**

Tableau 5 Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

| Matériaux           | Epaisseur | D(Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|---------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|
| 1-Brique creuse     | 25        | 900                   | 225                   |
| 2-Mortier de ciment | 4         | 2000                  | 80                    |
|                     |           | <b>Total</b>          | 305                   |

La charge permanente (niveau RDC et étage courant)  $G = 305 \times (3.15 - 0,4) = 838.75 \text{ Kg/m}$

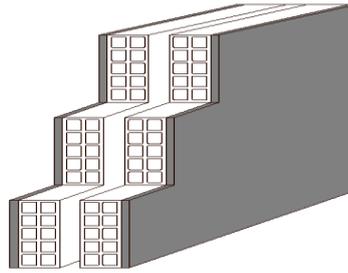


Figure 17 Mur extérieur

D- Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 6 Charge permanente du mur double cloison.

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

La charge permanente (niveau RDC et étage courant)  $G = 158 \times (3.15-0,4) = 434.5 \text{ Kg/m}$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon)  $G = 158 \times 1,5 = 237 \text{ Kg/m}$

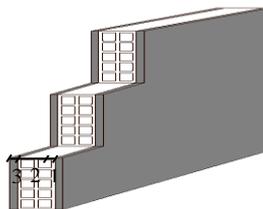


Figure 18 Mur simple cloison.

E-L'acrotère :

$$S = (0,05 \times 0,1) / (2) + (0,6 \times 0,15) + (0,08 \times 0,1) = 0,100 \text{ m}^2$$

$$P = (0,100 \times 2500) = 250 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } ep \text{ 2cm} = 0,02 \times 2000 \times 0,6 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } G = 250 + 48 = 298 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg/ml}$$

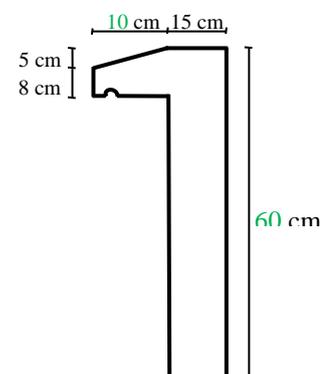


Figure 19 Acrotère

F-Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

**Tableau 7 Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon**

| Matériaux         | Epaisseur | D(Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|
| 1-Carrelage       | 2         | 2200                  | 44                    |
| 2-Mortier de pose | 3         | 2000                  | 60                    |
| 3-Lit de sable    | 3         | 1800                  | 54                    |
| 4-Dalle en BA     | 16        | 2500                  | 400                   |
| 5-Enduit ciment   | 2         | 2000                  | 40                    |

La charge permanente  $G = 598 \text{ Kg/m}^2$

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

**K-L'escalier (Palier) :**

**Tableau 8 Evaluation des charges permanentes de palier**

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G (Kg/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44                     |
| 2-Mortier de pose | 3              | 2000                   | 60                     |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54                     |
| 4-Dalle en BA     | 17             | 2500                   | 425                    |
| 5-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40                     |

La charge permanente  $G = 623 \text{ Kg/m}^2$

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

**L-Paillasse :**

**Tableau 9 Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC et étage courant**

| Matériaux         | Epaisseur (cm) | D (Kg/m <sup>3</sup> ) | G(Kg/m <sup>2</sup> )                      |
|-------------------|----------------|------------------------|--|
| 1-Carrelage       | 2              | 2200                   | 44   |
| 2-Mortier de pose | 3              | 2000                   | 60   |
| 3-Lit de sable    | 3              | 1800                   | 54   |
| 4-Marche          | 17             | 2200                   | $(0,17/2) \times 2200 = 187$               |
| 5-Paillasse       | 17             | 2500                   | $(2500 \times 0.17) / \cos 32.52 = 504.03$ |
| 6-Enduit ciment   | 2              | 2000                   | 40   |
| 7-Gardes corps    | /              | /                      | 20   |

La charge permanente  $G = 909.03 \text{ Kg/m}^2$  La charge d'exploitation  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$

### II-5-Pré-dimensionnement des Poutres :

#### A-Définition :

Les poutres de notre Tour sont réalisées en béton armé, avec des sections rectangulaires **S**. Elles ont pour rôle principal de transmettre aux poteaux les efforts résultant des charges verticales provenant des planchers.

Leur pré-dimensionnement s'appuie sur les formules empiriques du **BAEL 91 révisé 99** [3], puis est vérifié conformément au **RPA 99 / version 2003** [1].

De manière générale, les poutres sont des éléments porteurs disposés horizontalement.

On distingue deux types de poutres :

#### • Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges des solives (poutrelles) et les transmettent aux poteaux. Elles assurent également la liaison entre les poteaux et supportent la dalle.

#### • Les poutres secondaires (chaînages) :

Elles relient les portiques pour assurer la stabilité de la structure et éviter tout basculement.

#### B-Pré dimensionnement :

D'après les règles de **BAEL 91 révisée 99** [3] on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

#### • Les poutres principales : $L_{\max} = 4.20 \text{ m}$

$$\text{Donc } 420 / 15 \leq h \leq 420 / 10 \implies 28 \leq h \leq 42$$

\*\*Alors on prend : **h = 40 cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 12 \leq b \leq 28$$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003**[1]  $\implies$  **30cm** pour toutes les poutres principales.

D'après le **RPA 99 / version 2003**[1] :

\*  $b \geq 20 \text{ cm} \implies 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \implies$  Condition Vérifiée.

\*  $h \geq 20 \text{ cm} \implies 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \implies$  Condition Vérifiée.

\*  $h / b < 4 \implies 45 / 30 = 1,5 < 4 \implies$  Condition Vérifiée.

#### • Les poutres secondaires : $L_{\max} = 4.05 \text{ m}$

$$\text{Donc ; } 4.05 / 15 \leq h \leq 4.05 / 10 \implies 27 \leq h \leq 40.5$$

\*\*Alors on prend :  $h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \longrightarrow 10,5 \leq b \leq 24$$

On prend la min de **RPA 99 / version 2003[1]**  $\longrightarrow b = 30\text{cm}$  pour toutes les poutres principales.

D'après le **RPA 99 / version 2003[3]** :

\*  $b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition Vérifiée.

\*  $h \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow$  Condition Vérifiée.

\*  $h / b < 4 \longrightarrow 35 / 30 = 1,16 < 4 \longrightarrow$  Condition Vérifiée.

### Finalemment

Poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

## II-6-Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé qui transmettent les charges de la structure aux fondations. Leur dimensionnement est basé sur la descente des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation (**Q**), évaluées à l'état limite ultime selon la formule :  $N_u = 1,35G + 1,5Q$

Pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans les tours comportant au moins trois travées, la charge peut être majorée de 10 %, devenant :  $N_u = 1,1 \times N_u$

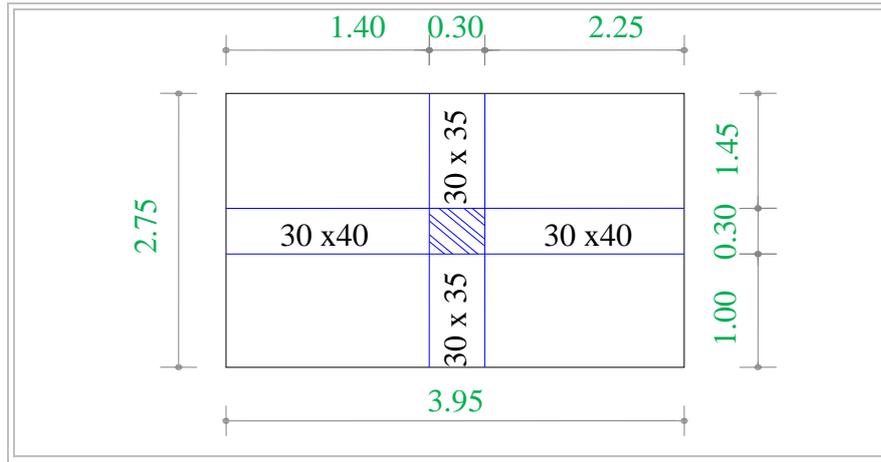
### Étapes du Pré dimensionnement

- Identifier le poteau le plus sollicité.
- Calculer la surface reprise par ce poteau.
- Déterminer les charges permanentes et d'exploitation correspondantes.
- Dimensionner la section transversale du poteau tout en respectant les conditions du **RPA 99/version 2003[1]**.
- Ce processus assure un dimensionnement adapté et conforme aux normes parasismiques

### II-6-1-Choix du poteau le plus sollicité :

- Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **C-6** ».
- **La surface reprise par le poteau :**
  - La surface complète :  $S = 3,95 \times 2,75 = 10,86 \text{ m}^2$
  - La surface du plancher de **9<sup>ème</sup>** & **8<sup>ème</sup>** :  $S_p = (1,40 + 2,25) \times (1,45 + 1) = 8,942 \text{ m}^2$
  - La surface du plancher **7<sup>ème</sup>** & **6<sup>ème</sup>** :  $S_p = (1,40 + 2,25) \times (1,45 + 1) + (0,30 \times 0,30) - (0,35 \times 0,35) = 8,87 \text{ m}^2$

- La surface du plancher **5<sup>ème</sup> & 4<sup>ème</sup> étage** :  $S_p = (1.40 + 2.25) \times (1.45 + 1) + (0,45 \times 0,45) - (0,40 \times 0,40) = 8.82 \text{ m}^2$
- La surface du plancher **3<sup>ème</sup> & 2<sup>ème</sup> étage** :  $S_p = (1.40 + 2.25) \times (1.45 + 1) + (0,30 \times 0,30) - (0,50 \times 0,50) = 8.78 \text{ m}^2$
- La surface du plancher **RDC & 1<sup>ère</sup> étage**:  $S_p = (1.40 + 2.25) \times (1.45 + 1) + (0,30 \times 0,30) - (0,55 \times 0,55) = 8.72$



**Figure 20 Représentation du poteau le plus sollicité de 9<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage**

**II-6-2-Dimensions des poteaux :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003[1]** :  $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$  en **zone IIa**.

**Tableau 10 Pré-dimensionnement des poteaux**

| Niveau d'étage      |        | 9 <sup>ème</sup> | 8 <sup>ème</sup> | 7 <sup>ème</sup> | 6 <sup>ème</sup> | 5 <sup>ème</sup> |
|---------------------|--------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Dimension du poteau | a (cm) | 35               | 35               | 40               | 40               | 45               |
|                     | b (cm) | 35               | 35               | 40               | 40               | 45               |
| Niveau d'étage      |        | 4 <sup>ème</sup> | 3 <sup>ème</sup> | 2 <sup>ème</sup> | 1 <sup>ème</sup> | RDC              |
| Dimension du poteau | a (cm) | 45               | 50               | 50               | 55               | 55               |
|                     | b (cm) | 45               | 50               | 50               | 55               | 55               |

**II-6-3-Calcul de la longueur de flambement  $L_f$  :**

Selon le règlement **CBA 93 [2]**, la longueur de flambement  $L_f$  est définie comme suit :

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

- Si le poteau est encasté dans un massif de fondation.

- Ou s'il est lié à des poutres de plancher ayant une raideur égale ou supérieure à la sienne dans le sens considéré et le traversant entièrement.

$L_0$  : dans les autres cas.

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

RDC et Etage Courant :  $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3.15 = 2.205\text{m}$

### II-6-4-Calcul de l'effort $\bar{N}_u$ :

L'effort normal admissible est :  $\bar{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$  Avec :

- $\bar{N}_u$  : Effort normal admissible à l'ELU.
- $B_r$ : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que.
- $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$
- $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$  : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- $A_s$ : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- $(A_s = B/1000)$ .
- $\alpha$  : Coefficient fonction de l'élancement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99[3]**

(Art B.8.4.1).

$$\alpha = \left( \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\text{et } \alpha = \left( 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K ; \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où :  $i$  : Rayon de giration.

$\lambda$  : L'élancement géométrique.

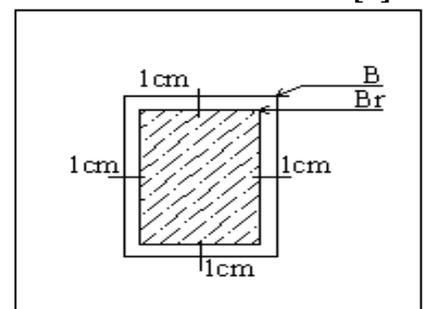


Figure 21 Section réduite du poteau rectangulaire

$L_f$  : Longueur de flambement.

On suppose une charge moyenne de :  $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$Nu' = Q \times S \times n$$

Avec :

$Q$  : charge répartie  $1\text{t/m}^2$ .

$n$  : nombre d'étage.

$S$  : surface supportée.

• **Pour le poteau du RDC et 1<sup>ème</sup> étage :**

$$Nu' = 1 \times 10.86 \times 10$$

$$Nu' = 108.6 \text{ t} = 1.08 \text{ MN}$$

D'après les règles **BAEL91** [3] ; la section réduite  $Br$  est donnée par la formule suivante :

$$Br \geq \frac{\beta \times Nu'}{\frac{fbc}{0.9} + 0.85 \frac{fe}{\gamma_s} \times \frac{A}{Br}}$$

$B$  : Section réduite du poteau (en  $\text{cm}^2$ ).

$A$  : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$fbc = \frac{0.85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow fbc = 14.17 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$fc28 = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24h\text{)}.$$

$$fe = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas général)}.$$

$\beta$  : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85 \times \lambda^2}{1500} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour assurer la stabilité vis-à-vis du flambement et rester en compression centrée, on fixe un élanement mécanique  $\lambda=35$ , ce qui donne  $\beta=1.2$ . Selon les **RPA 99/Version 2003**[1], le pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % en Zone IIa, valeur qui peut être adoptée

$$\frac{A}{Br} = 1\%$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 108.6 \times 10^{-2}}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \frac{400}{1.15} \times 0.01} \Rightarrow Br \geq 0.069m^2$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.069} + 0.02 \Rightarrow a \geq 0.28 \text{ m}$$

Donc on prend :  $a = b = 55 \text{ cm}$

- **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 [1] :**

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **R.P.A 99 V2003**[1].

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = b = 55 > 25$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = b = 55 > \left(\frac{315}{20} = 15.75\right)$$

$$1/4 < a/b < 4 \quad \Rightarrow 1/4 < 1 < 4$$

$\Rightarrow$  Toutes ces conditions sont vérifiées.

- **Vérification du poteau de RDC et 1<sup>ème</sup> étage au flambement :**

-Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 762552.08 \text{ cm}^4$$

-Rayon de giration  $i_x, i_y$  :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec : } A = a \times b \text{ (Section du poteau).}$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{762552.08}{3025}} = 15.88 \text{ cm}$$

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{Avec : } l_f = 2.205 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{2205}{15.88}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 139.11 \text{ cm} < 55 \Rightarrow \text{le flambement est vérifié}$$

Tableau 11 Calcule de des poteaux de Tour

|                        | Dimension<br>(cm) | Br (m <sup>2</sup> ) | L <sub>f</sub> (m) | λ      | α     | As<br>(mm <sup>2</sup> ) | $\bar{N}_n$ (kN) |
|------------------------|-------------------|----------------------|--------------------|--------|-------|--------------------------|------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | 35x35             | 0.014                | 2,205              | 21.831 | 0,139 | 1225                     | 5958.64          |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 35x35             | 0.014                | 2,205              | 21.831 | 0,139 | 1225                     | 5958.64          |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 40x40             | 0.022                | 2,205              | 19.107 | 0,168 | 1600                     | 9418.00          |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 40x40             | 0.022                | 2,205              | 19.107 | 0,168 | 1600                     | 9418.00          |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 45x45             | 0.041                | 2,205              | 16.974 | 0,204 | 2025                     | 1423.58          |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 45x45             | 0.041                | 2,205              | 16.974 | 0,204 | 2025                     | 1423.58          |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 50x50             | 0.055                | 2,205              | 15.280 | 0,256 | 2500                     | 22521.6          |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 50x50             | 0.055                | 2,205              | 15.280 | 0,256 | 2500                     | 22521.6          |
| 1 <sup>ème</sup> étage | 55x55             | 0.069                | 2,205              | 13,911 | 0,284 | 3025                     | 30457.61         |
| RDC                    | 55x55             | 0.069                | 2,205              | 13,911 | 0,284 | 3025                     | 30457.61         |

#### II-6-5-Descente des charges :

La descente des charges consiste à calculer les efforts normaux transmis par les charges verticales aux éléments porteurs (poteaux, murs) et aux fondations pour leur dimensionnement. Les charges sur une dalle sont reportées vers les éléments porteurs verticaux proches.

#### A) Charges d'exploitation

Pour tenir compte de leur rare simultanéité, on applique la loi de dégression, réduisant les charges identiques à chaque étage de 10 %, jusqu'à 0,5Q.

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

Avec :

- ◆ n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- ◆ Q<sub>0</sub> : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- ◆ Q<sub>1</sub>, Q<sub>2</sub>,....., Q<sub>n</sub> : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

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

**Tableau 12 Détermination des charges d'exploitations dans la Tour**

|                        | q<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | S<br>(m <sup>2</sup> ) | Q = q x S<br>(kN) |        | $\frac{3+n}{2n}$ | Q <sub>cum</sub><br>(kN) |
|------------------------|---------------------------|------------------------|-------------------|--------|------------------|--------------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage | différent                 | 8.94                   | Q0=               | 8,94   |                  | <b>8,940</b>             |
| 8 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.94                   | Q1=               | 22.350 | 1                | <b>31,290</b>            |
| 7 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.90                   | Q2=               | 22.250 | 0,95             | <b>51.310</b>            |
| 6 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.90                   | Q3=               | 22.250 | 0,90             | <b>69.105</b>            |
| 5 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.87                   | Q4=               | 22.175 | 0,85             | <b>84.611</b>            |
| 4 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.87                   | Q5=               | 22.175 | 0,80             | <b>97.900</b>            |
| 3 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.82                   | Q6=               | 22.050 | 0,75             | <b>108.877</b>           |
| 2 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.82                   | Q7=               | 22.050 | 0,71             | <b>119.203</b>           |
| 1 <sup>ème</sup> étage | 2,5                       | 8.72                   | Q8=               | 21.800 | 0,69             | <b>131.139</b>           |
| RDC                    | 2,5                       | 8.72                   | Q9=               | 21.800 | 0,67             | <b>142.203</b>           |

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

**9<sup>ème</sup> étage & 8<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{poutre .P}} = [(0,30 \times 0,40)(1,4 + 2,25)] \times 25 = 10,95 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)(1 + 1,45)] \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,35 \times 0,35 \times 3,15 \times 25 = 9,64 \text{KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 6,29 \times 8,94 = 56,23 \text{KN}$$

$$\Rightarrow G = 83,23 \text{KN}$$

**7<sup>ème</sup> étage & 6<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{poutre .P}} = [(0,30 \times 0,40)(1,4 + 2,25)] \times 25 = 10,95 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)(1 + 1,45)] \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,40 \times 0,40 \times 3,15 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,345 \times 8,662 = 37,63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 7,46 \times 8,87 = 66,17 \text{KN}$$

$$\Rightarrow G = 133,76 \text{ KN}$$

**5<sup>ème</sup> étage & 4<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{poutre .P}} = [(0,30 \times 0,40)(1,4 + 2,25)] \times 25 = 10,95 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)(1 + 1,45)] \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,45 \times 0,45 \times 3,15 \times 25 = 15,94 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,345 \times 8,662 = 37,63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 7,46 \times 8,82 = 65,79 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 136,72 \text{ kN}$$

**3<sup>ème</sup> étage & 2<sup>ème</sup> étage**

$$G_{\text{poutre .P}} = [(0,30 \times 0,40)(1,4 + 2,25)] \times 25 = 10,95 \text{KN}$$

$$G_{\text{poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)(1 + 1,45)] \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,50 \times 0,50 \times 3,15 \times 25 = 19,687 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,345 \times 8,662 = 37,63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 7,46 \times 8,78 = 65,49 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G = 140,16 \text{ kN}$$

**1<sup>ème</sup> étage & RDC**

$$G_{\text{poutre .P}} = [(0,30 \times 0,40)(1,4 + 2,25)] \times 25 = 10,95 \text{KN}$$

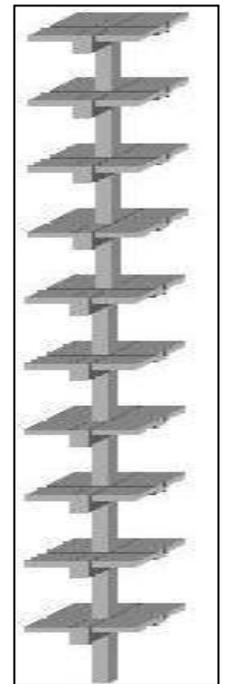
$$G_{\text{poutre .S}} = [(0,30 \times 0,35)(1 + 1,45)] \times 25 = 6,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,55 \times 0,55 \times 3,15 \times 25 = 23,82 \text{KN}$$

$$G_{\text{mur intérieur}} = 4,345 \times 8,662 = 37,63 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = 7,46 \times 8,72 = 65,05 \text{KN}$$

$$\Rightarrow G = 143,86 \text{ kN}$$



**Figure 22**  
**Schématisme**  
**du poteau**  
**étudié**

**II-6-6-Vérification selon le BAEL91 révisées 99[3] :**

**A-évaluation des charges verticales :**

**Selon le BAEL99 révisées 99 [3] (Art B.8.1,1) :** Les charges verticales sur les poteaux sont évaluées en appliquant la loi de dégression des charges variables, en supposant la discontinuité des éléments de plancher. Toutefois, pour les bâtiments à travées solidaires, une majoration des charges est nécessaire :

- 15 % pour les poteaux centraux dans les bâtiments à deux travées.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

- 10 % pour les poteaux intermédiaires proches des poteaux de rive dans les bâtiments à trois travées ou plus.

Dans notre cas, une majoration de 10 % sera appliquée

### Vérifications du $1,1 Nu \leq \bar{N}_u$ :

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

**Tableau 13 Vérifications du  $1,1Nu \leq$  des poteaux de Tour**

|                              | <b>G</b><br><b>(kN)</b> | <b>G cum</b><br><b>(kN)</b> | <b>Q cum</b><br><b>(kN)</b> | <b>Nu</b><br><b>(kN)</b> | <b>1,1 Nu</b><br><b>(kN)</b> | <b><math>\bar{N}_u</math></b><br><b>(kN)</b> | <b><math>1,1 Nu \leq \bar{N}_u</math></b> |
|------------------------------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|------------------------------|--|---|
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b> | 83.23                   | 83.23                       | <b>8,940</b>                | 125.77                   | <b>138.34</b>                | <b>5958.64</b>                               | Oui                                       |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b> | 83.23                   | 166.42                      | <b>31,290</b>               | 271.60                   | <b>298.78</b>                | <b>5958.64</b>                               | Oui                                       |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b> | 133.76                  | 289.37                      | <b>51.310</b>               | 467.61                   | <b>514.37</b>                | <b>9418.00</b>                               | Oui                                       |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b> | 133.76                  | 398.90                      | <b>69.105</b>               | 642.16                   | <b>706.37</b>                | <b>9418.00</b>                               | Oui                                       |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 136.72                  | 497.57                      | <b>84.611</b>               | 798.63                   | <b>878.49</b>                | <b>14523.58</b>                              | Oui                                       |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 136.72                  | 582.58                      | <b>97.900</b>               | 933.33                   | <b>1026.663</b>              | <b>14523.58</b>                              | Oui                                       |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 140.16                  | 656.49                      | <b>108.87</b>               | 1049.56                  | <b>1154.51</b>               | <b>22521.6</b>                               | Oui                                       |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 140.16                  | 725.43                      | <b>119.20</b>               | 1158.13                  | <b>1273.94</b>               | <b>22521.6</b>                               | Oui                                       |
| <b>1<sup>er</sup> étage</b>  | 143.86                  | 806.60                      | <b>131.13</b>               | 1285.60                  | <b>1414.16</b>               | <b>30457.61</b>                              | Oui                                       |
| <b>RDC</b>                   | 143.86                  | 882.02                      | <b>142.20</b>               | 1404.02                  | <b>1544.42</b>               | <b>30457.61</b>                              | Oui                                       |

### II-6-7- Vérification selon le RPA 99 version 2003[1] :

D'après le RPA 99 / version 2003[1], les clauses suivantes doivent être vérifiées :

#### A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003[1] (Art 7.4.1))

**Tableau 14 1ère Vérification selon le RPA 99 / version 2003[1] des dimensions des poteaux**

| <b>Condition à vérifier</b> | <b>Application de condition</b>                    | <b>Vérification</b> |
|-----------------------------|--|---------------------|
| <b>Min (b, h) ≥ 30 cm</b>   | Min (b, h) = 35 cm ≥ 30 cm                         | Oui                 |
| <b>Min (b, h) ≥ he /20</b>  | Min (b, h) =35cm ≥ (he/20) = (315- 20)/20=14.75 cm | Oui                 |
| <b>0.25 ≤ (b/h) ≤ 4</b>     | 0,25 ≤ (b/h) =1 ≤ 4                                | Oui                 |

**B) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003[1] : Sollicitations normale :**

Conformément à l'RPA 99/version 2003[1] (Art. 7.4.3.1), une condition stricte est imposée pour réduire le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques, en complément des vérifications du CBA 93[2]. L'effort normal de compression doit respecter la limite suivante :

$$\frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0,3$$

Ce critère limite les contraintes excessives, améliorant la ductilité et la résistance aux séismes.

**Tableau 15 2ème Vérification selon le RPA 99 / version 2003[1]**

|                              | Nu<br>( KN) | $f_{c28}$<br>(KN/cm <sup>2</sup> ) | B (cm <sup>2</sup> ) | $\frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0,3$ |
|------------------------------|-------------|------------------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| <b>9<sup>ème</sup> étage</b> | 125.77      | 2,5                                | 1225                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>8<sup>ème</sup> étage</b> | 271.60      | 2,5                                | 1225                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>7<sup>ème</sup> étage</b> | 467.61      | 2,5                                | 1600                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>6<sup>ème</sup> étage</b> | 642.16      | 2,5                                | 1600                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>5<sup>ème</sup> étage</b> | 798.63      | 2,5                                | 2025                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>4<sup>ème</sup> étage</b> | 933.33      | 2,5                                | 2025                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>3<sup>ème</sup> étage</b> | 1049.56     | 2,5                                | 2500                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>2<sup>ème</sup> étage</b> | 1158.13     | 2,5                                | 2500                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>1<sup>ère</sup> étage</b> | 1285.60     | 2,5                                | 3025                 | <b>Condition vérifiée</b>           |
| <b>RDC</b>                   | 1404.02     | 2,5                                | 3025                 | <b>Condition vérifiée</b>           |

**C)-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

Selon l'RPA 99 / version 2003[1] Art 7.4.3.2:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton, sous l'effet des combinaisons sismiques, doit être inférieure ou égale à la valeur limite indiquée ci-dessous :

- $\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$
- ▶ Avec :
  - $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$
  - $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,040$

▶  $\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau.

- $\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003[1] (Art 7.4.2.2).}$

► Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

► **L<sub>f</sub>** : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m}$$

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

Avec : **b** = largeur de poteaux ; **d** = hauteur utile = 0,9 h

**Tableau 16 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes**

| Poteaux  | $T_{\max}$ (KN) | $\tau_u$ (MPa) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | $\tau_{bu}$ (MPa) | Observation        |
|--|-----------------|----------------|-------------|----------|-------------------|--------------------|
| 9 <sup>ème</sup> étage (35×35)cm <sup>2</sup>  | 257,49          | 1,839          | 6.30        | 0,075    | 1,875             | Condition vérifiée |
| 8 <sup>ème</sup> étage (35×35)cm <sup>2</sup>  | 208,84          | 1,492          | 6.30        | 0,075    | 1,875             | Condition vérifiée |
| 7 <sup>ème</sup> étage (40×40)cm <sup>2</sup>  | 210,35          | 1,503          | 5.51        | 0,075    | 1,875             | Condition vérifiée |
| 6 <sup>ème</sup> étage (40×40)cm <sup>2</sup>  | 216,00          | 1,543          | 5.51        | 0,075    | 1,875             | Condition vérifiée |
| 5 <sup>ème</sup> étage (45×45)cm <sup>2</sup>  | 272,07          | 0,989          | 4.90        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |
| 4 <sup>ème</sup> étage (45×45)cm <sup>2</sup>  | 244,06          | 0,887          | 4.90        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |
| 3 <sup>ème</sup> étage (50×50)cm <sup>2</sup>  | 243,39          | 0,885          | 4.41        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |
| 2 <sup>ème</sup> étage (50×50)cm <sup>2</sup>  | 246,48          | 0,896          | 4.41        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |
| 01 <sup>ère</sup> étage (55×55)cm <sup>2</sup> | 247,89          | 0,901          | 4.00        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |
| RDC (55×55)cm <sup>2</sup>                     | 247,44          | 0,900          | 4.00        | 0,040    | 1                 | Condition vérifiée |

### II-6-8- Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9<sup>ème</sup> étage parce qu'il a la plus faible section.

#### • Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 35^4/12 = 125052,083 \text{ cm}^4$$

#### • Rayon de giration $i_x, i_y$

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / (a \times b)} = \sqrt{125052,083 / 1225} = 10,10 \text{ cm}$$

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

$$L_f = K \times H_0$$

Avec :

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

- **H<sub>0</sub>** = 3,15 m (La hauteur sur le plafond).

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

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,15 / 10,10 \times 10^{-2} = 21,83$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 21,83 < 70 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### Références du deuxième chapitre

[1] DTR BC 2.48. Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003. Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.

[2] DTR BC 2.41. Règles de calcul et de conception des structures en béton armé C.B.A. 93. Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.

[3] Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé). Paris, Association Française de Normalisation, mars 1992.

# **Chapitre III :**

**Etude des éléments secondaires**

### III-1-Introduction :

Les éléments secondaires désignent les composants non structuraux, c'est-à-dire ceux qui ne participent pas directement à la stabilité ou à la résistance de la structure porteuse. Leur rôle principal est d'assurer des fonctions liées au confort, à l'esthétique et à la sécurité des occupants. Dans cette étude, nous examinerons en détail les dalles, les garde-corps, les rampes d'accès ainsi que les margelles. La conception et le dimensionnement de ces éléments seront réalisés conformément aux prescriptions du **B.A.E.L [3]**, tout en intégrant les exigences spécifiques du Règlement Parasismique Algérien **RPA99/version 2003[1]**.

### III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :

#### III-2-1-Etude de l'acrotère

##### III-2-1-1-Introduction

L'acrotère est un petit mur vertical installé autour des terrasses ou des toits plats. Il est généralement fixé solidement à la structure du plancher, comme une poutre encastrée. Son rôle principal est double :

- Sécurité : Il empêche les personnes de tomber en bord de terrasse.
- Protection : Il bloque l'eau de pluie pour éviter les infiltrations dans les murs ou la structure du bâtiment.

En plus, il aide à protéger le bâtiment des intempéries et contribue à sa solidité sur le long terme

##### III-2-1-2-Détermination des sollicitations :

La surface de l'acrotère est :  $S = 0.100 \text{ m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q=100 \text{ Kg/ml}$

$P = (0.100 \times 2500) = 250 \text{ Kg/ml}$

Enduit :  $ep = 2\text{cm} = 0.02 \times 2000 \times 0.6 \times 2 = 48 \text{ Kg/ml}$

Charge permanente :  $G=250+48= 298 \text{ Kg/ml}$

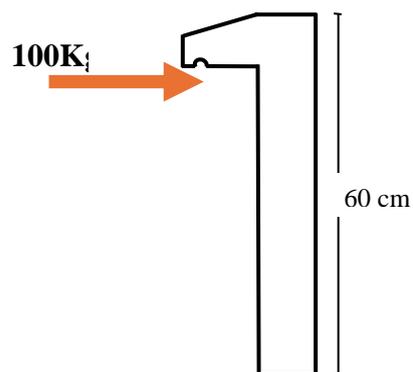


Figure 23 Schéma l'acrotère

Charge d'exploitation :  $Q=100 \text{ Kg/ml}$

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

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

##### • Calcul à l'ELU :

$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 298 = 402.3 \text{ Kg} = 4.02\text{KN}$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,6 = 90 \text{ Kg.m} = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 100 = 150 \text{ Kg} = 1,5 \text{ kN}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 298 \text{ Kg} = 2,98 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = QL = 100 \times 0,6 = 60 \text{ Kg.m} = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_s = Q = 100 \text{ Kg}$$

• **Calcul de l'excentricité :**

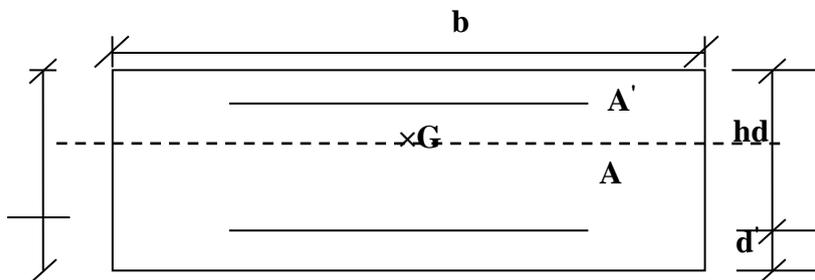
C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 0,9 / 4,02 = 0,22 \text{ m}$$

$h_t = 15c_m = ht/6 = 12/6 = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est a priori partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

**III-2-1-3-Ferraillage de l'acrotère**

Le calcul du ferraillage de l'acrotère se fait en considérant à la fois la flexion) et une pression (force verticale), sur une longueur de 1 mètre. On analyse une section rectangulaire de largeur **B** et de hauteur **h** (en cm) pour déterminer la quantité d'armatures nécessaires pour résister à ces efforts combinés.



**Figure 24 Section de calcul d'acrotère**

**h** : Epaisseur de la section : 15 cm

**b** : Largeur de la section : 100 cm

**c** et **c'** : Enrobage : 2 cm

**d = h - d'** : Hauteur utile = 13 cm

**a) Calcul des armatures a L'ELU :**

► **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u (d - ht/2) = 0,9 + 4,02 \times (0,13 - 0,15/2)$$

$$\Rightarrow M_f = 1,1211 \text{ KN.m} = 1,1211 \times 10^{-3} \text{ MN m}$$

● **Moment réduit ( $\mu_u$ ) :**

$$\mu_u = M_f / (b \times d^2 \times f_{bc})$$

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

Avec :  $\gamma_b = 1,50$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa

$$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,50 \longrightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Donc :  $\mu_u = 1.1211 \times 10^{-3} / [1 \times (0,13)^2 \times 14,17]$

$$\mu_u = 0.00468$$

$$\mu_u = 0.00468 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (\mu_l = 0,392 \text{ pour FeE400})$$

⇒ La section est simplement armée donc  $A'_u = 0$

● **Armatures fictives :**

$$A_f = 1 \times \left( \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00468}) \quad \text{et} \quad \beta = 1 - (0,4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 0.00625 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,9975$$

$$\beta \times d = 0,10 \times 0,997 = 0.1296 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Fe = 400 MPa.      Donc :  $\sigma_{st} = 348$  MPa

$$\gamma_s = 1,15$$

$$A_f = 1 \times \left( \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right)$$

$$A_f = 1 \times \left( \frac{1.1211}{0.1296 \times 348} - \frac{0,00402}{348} \right) = 1.342 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.1342 \text{ cm}^2$$

► **Vérification a l'ELU :**

● **Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91[3]) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$  / on adopte  $A_{st} = 5 \times \text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

● **Calcul de l'espacement :**

$$s_t \leq \text{Min}(3h ; 33) \text{ cm.}$$

$$s_t \leq \text{min}(3 \times 15 ; 33) \text{ cm.}$$

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

● **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte  $4 \times \text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Calcul de l'espacement [BAEL-91]:

$$S_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(60, 45) \text{ cm}.$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}.$$

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

• Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1) :

$$N_u = 1,5 Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{N_u}{b d} = \frac{1500}{1000 \times 150} = 0,01 \text{ MPA}$$

✓ La console est un élément assimilé à une dalle , par conséquent la vérification vis-à-vis du cisaillement avec :

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_h} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

• Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

b) -ELS :

• On a :

$$\checkmark M_{ser} = 60 \text{ Kg.m}$$

$$\bullet \checkmark N_{ser} = 298 \text{ Kg/ml.}$$

$$\checkmark M_{ser A} = M_{ser G} + N_{ser} (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ser A} = 60 + 298 (0,13 - \frac{0,15}{2}) = 76.39 \text{ Kg.m.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Donc :  $\eta = 1.6$ .

$$\bar{\sigma}_s = \min \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \times \sqrt{n f_{t28}} \end{cases} = 201.63 \text{ MPA}$$

✓  $n=15$ .

$$y_1 = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201.63)} \times 0.13 = 0.0685 \text{ m} = 6.85 \text{ cm}$$

Donc :

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 13 - \frac{6.85}{3} = 10.71 \text{ cm}$$

$$M_1 = \sigma_{bc} \times b \times y_1 \times Z_1 \times 0.5 = 15 \times 10^5 \times 1 \times 0.0685 \times 0.1071 \times 0.5 = 5502.26 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ser A} = 76.39 \text{ Kg.m} < M_1 = 5502.26 \text{ Kg.m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \times \sigma_s} = \frac{76.39 \times 10^4}{107.1 \times 201.63} = 35.37 \text{ mm}^2 = 0.3537 \text{ cm}^2$$

❖ Conclusion

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

✓  $A_s = \text{Max} (0.353 ; 1.57 ; 0.134) \text{ cm}^2$ .

$A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

**On adopte :  $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$ .**

● Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après l'article (6.3.2) des RPA 99 / version 2003[1], les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

**A**: coefficient d'accélération de zone A = 0,15bc

**C<sub>p</sub>**: facteur de force horizontal  $C_p = 0,8$

**W<sub>p</sub>**: poids propre de l'acrotère  $W_p = 2.98 \text{ KN}$

**F<sub>p</sub>**: force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que :  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 2.98 = 1.43 \text{ KN}$$

$F_p = 1,43 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition Vérifiée.

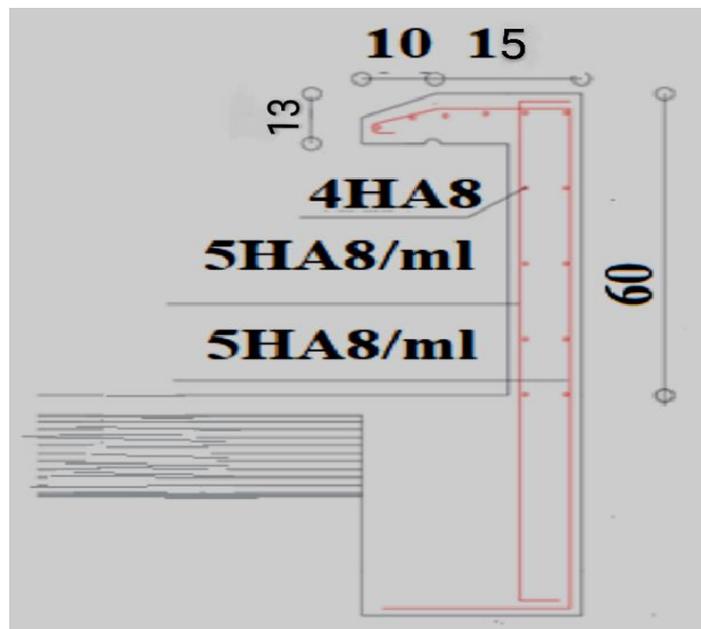


Figure 25 Coupe du schéma de ferrailage de l'acrotère

### III-2-2-Etude d'escalier

#### III-2-2-1-Introduction

Les escaliers assurent la liaison verticale entre niveaux et servent d'évacuation en cas d'urgence.

#### III-2-2-2-Terminologie

- **Emmarchement** : Ensemble des marches (ou longueur d'une marche).
- **Giron (g)** : Profondeur horizontale d'une marche.
- **Hauteur (h)** : Hauteur verticale d'une marche.
- **Paillasse** : Dalle inclinée supportant les marches.
- **Contre - marche** : Partie verticale entre deux marches (optionnelle).
- **Cage** : Espace contenant l'escalier.
- **Limon** : Poutre (droite ou courbe) supportant les marches.
- **Jour** : Ouverture centrale dans un escalier tournant.

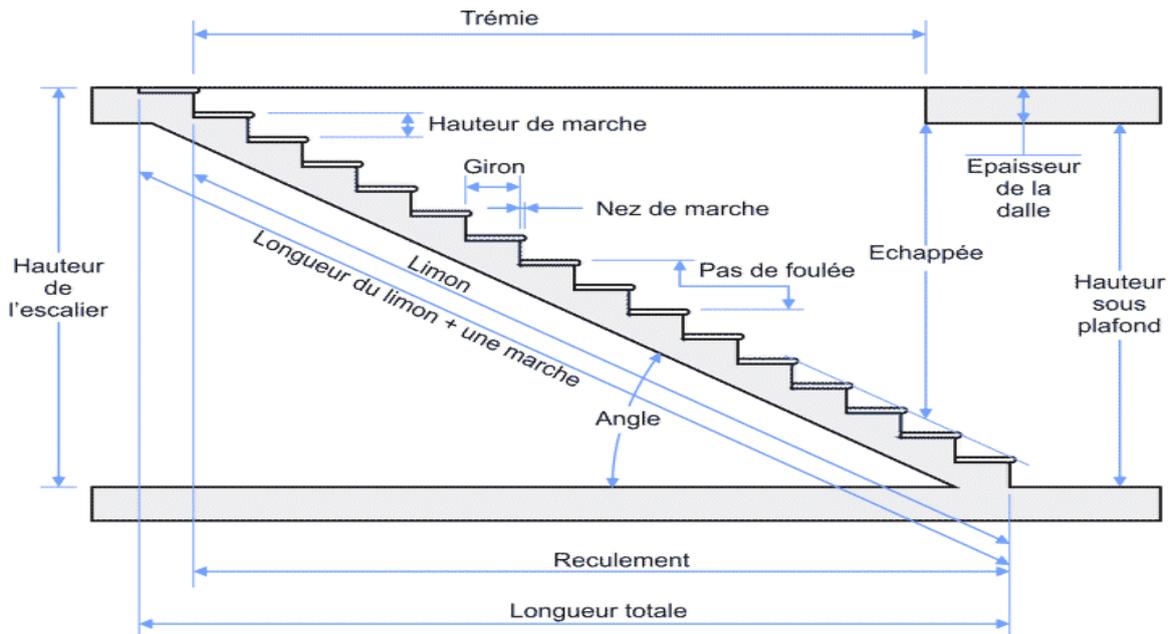
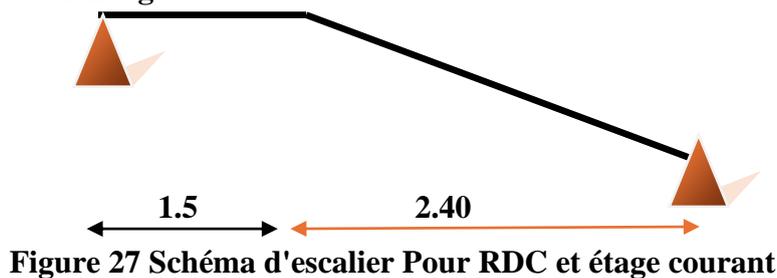


Figure 26 schéma d'escalier

#### III-2-2-3-Charges et surcharges



✦ Pour RDC et étage courant :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

❖ Palier de repos :

✦ Charge permanente :  $G = 623 \text{ Kg/m}^2 = 6.23 \text{ KN/ m}^2$ .

✦ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 = 250 \text{ Kg/ m}^2$ .

❖ Paillasse :

✦ Charge permanente :  $G = 909.03 \text{ Kg/m} = G = 9.09 \text{ KN/ m}^2$ .

✦ Surcharge d'exploitation :  $Q = 250 \text{ Kg/m}^2 = 2,5 \text{ KN/ m}^2$

❖ Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

✦ Etat limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$ .

✦ Etat limite de service :  $G + Q$

Tableau 17 Charges sur les éléments de l'escalier

|           | G(KN/m <sup>2</sup> ) | Q(KN/m <sup>2</sup> ) | ELU<br>1,35G+ 1,5Q      | ELS<br>G+ Q             |
|-----------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------|
| Palier    | 6.23                  | 2.5                   | 12.16 KN/m <sup>2</sup> | 8.73 KN/m <sup>2</sup>  |
| Paillasse | 9.09                  | 2.5                   | 16.02 KN/m <sup>2</sup> | 11.59 KN/m <sup>2</sup> |

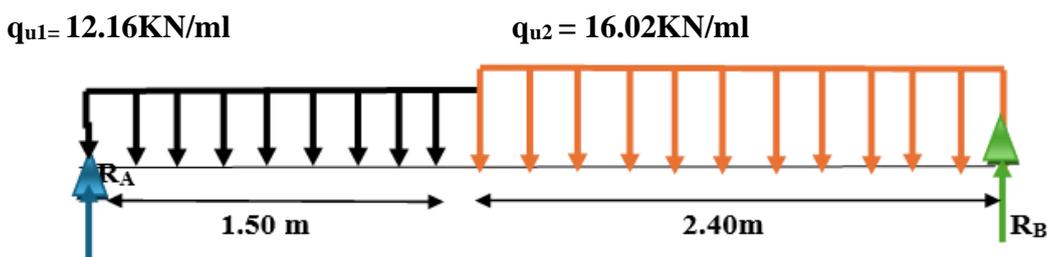


Figure 28 Schéma des efforts appliqués à ELU aux escaliers niveau étage courant

$$q_e(u) = \frac{12.16 \times 1.50 + 16.02 \times 2.4}{1.50 + 2.4} = 14.53 \text{ KN/m}^2$$

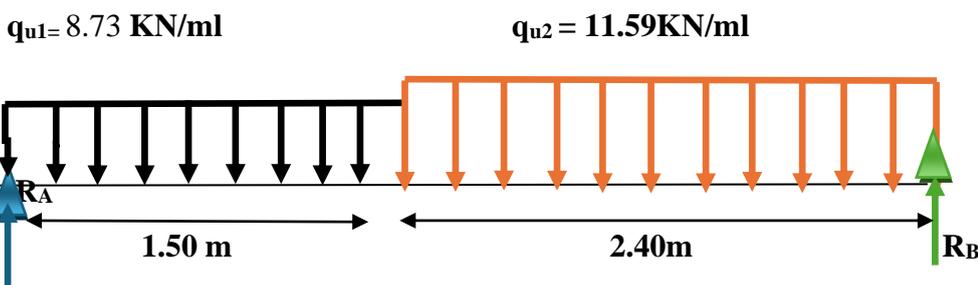


Figure 29 schéma des efforts appliqués à ELS aux escaliers niveau étage courant

$$q_e(u) = \frac{8.73 \times 1.50 + 11.59 \times 2.40}{1.50 + 2.40} = 10.49 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul des moments max et efforts tranchants max**

✦ Moment (max) =  $\frac{q_e \times l^2}{8}$

✦ Effort tranchant (max) =  $\frac{q_e \times l}{2}$

Le calcul se base sur la portée effective de l'escalier, en supposant qu'il est partiellement fixé aux points d'appui. On applique des ajustements pour :

- Réduire les forces de torsion et de pliage à ces points (car le blocage n'est pas total).
- Vérifier que les efforts (pression, cisaillement) sont adaptés à la solidité réelle des raccords avec le bâtiment

. Pour cela on tiendra compte des réductions suivantes :

Moment en travée :  $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui :  $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$ .

✓ Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

**Tableau 18 Les moments et l'effort tranchant.**

| Etas | Moment isostatique<br>(KN.m) | Moment travée<br>(KN.m) | Moment appui<br>(KN.m) | Effort tranchant<br>(KN) |
|------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|
| ELU  | <b>27.62</b>                 | <b>23.47</b>            | <b>13.81</b>           | 28.33                    |
| ELS  | 19.94                        | 16.94                   | 9.97                   | 20.45                    |

**III-2-2-4-Détermination du ferrailage**

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

$h = 17 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m} ; c = c' = 2 \text{ cm} ; d = (h - c) = (17 - 2) = 15 \text{ cm}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

● **A-ELU**

● **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{23.47 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times (150)^2} = 0.0736$$

$\mu_u = 0.073 < \mu_r = 0.392$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073})$$

$$\alpha = 0.095 \longrightarrow \beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.095) = 0.962$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 15 \times 0.962$$

$$Z = 14.43 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{23.47 \times 10^6}{144.3 \times 348}$$

$$A_{st} = 467.37 \text{ mm}^2 = 4.67 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 4.67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6×HA10 de section 4.71cm<sup>2</sup>

• Armature de répartition

$$A_r = A_{st}/4 = 4.71/4 = 1.177 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5×HA8 de section 2.51 cm<sup>2</sup>/ml

• En appuis M<sub>(appui)</sub> = 13.81 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{hc} \times d^2} = \frac{13.81 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (150)^2} = 0,0433$$

$$\mu_u = 0,0433 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043})$$

$$\alpha = 0,055 \longrightarrow \beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,055) = 0,978$$

$$Z = d \times \beta = 15 \times 0,987 \longrightarrow Z = 14,67 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{13.81 \times 10^6}{146.7 \times 348}$$

$$A_{st} = 270.51 \text{ mm}^2 = 2.70 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 2.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6×HA8 de section 3.02cm<sup>2</sup>

- **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 3.02/4 = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4×HA8** de section **2,01 cm<sup>2</sup>/ml**.

- **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$S_t = \min(3h ; 33\text{cm}) \implies S_t = \min(51\text{cm} ; 33\text{cm}) \implies S_t \leq 33\text{cm}$$

**En travée**

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

**En appuis**

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

#### **B-Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 [3]. Art. A.5.5.2)**

$$\tau_u = \frac{T_{U\max}}{h \times d} = \frac{28.33 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,188 \text{ MPa}$$

✓ La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} ; \text{Selon le B.A.E.L [3] article A.5.1,2}$$

$$\tau_u = 0,148 \text{ MPa} \leq \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,188 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### ❖ **Remarque :**

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

On placera des armatures de répartition.

**Tableau 19 Ferrailage d'escalier ELU**

|               | <i>Mu</i><br>(KN.m) | $\mu$ | $\alpha_u$ | Z<br>(cm) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adoptee</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>répartition</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | St<br>escapement |
|---------------|---------------------|-------|------------|-----------|-------------------------|--|--|------------------|
| <b>Travée</b> | 23.47               | 0.073 | 0.095      | 14.43     | 4.67<br>cm <sup>2</sup> | <b>6×HA10=</b><br>4.71cm <sup>2</sup>      | <b>5×HA8</b><br>= 2.51cm <sup>2</sup>          | St=20cm          |
| <b>Appui</b>  | 13.81               | 0.043 | 0.055      | 14.67     | 2.70cm <sup>2</sup>     | <b>6×HA8=</b><br>3.02cm <sup>2</sup>       | <b>4HA8=</b><br>2.01cm <sup>2</sup>            | St=20cm          |

❖ **Vérification à ELS : le BAEL93 :**

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.91, pour les poutres à section Rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe = 400MPa.

✓ Si la condition suivante est vérifiée :  $\alpha_u < \alpha$

$$\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \longrightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{Mser}$$

**Tableau 20 Vérification à E.L.S.**

| <i>Section</i> | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ | <i>Comparison</i> |
|----------------|--------------------------------|------------|--|-------------------|
| <b>Travée</b>  | 1.38                           | 0.068      | 0.44   | 0.068 < 0.44      |
| <b>Appui</b>   | 1.38                           | 0.04       | 0.44   | 0.04 < 0.44       |

•Schémas des ferrillages du RDC et 1er étage des escaliers :

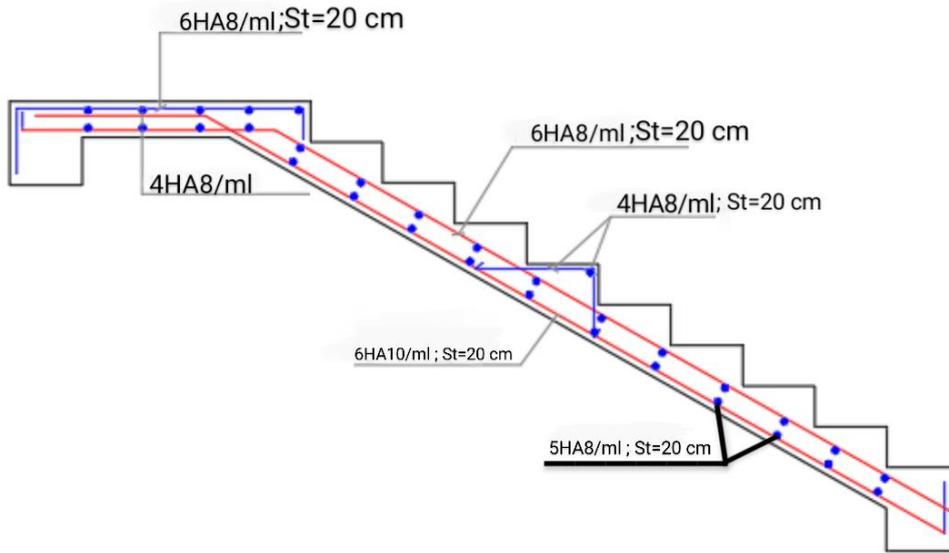


Figure 30 Schéma de ferrillage des escaliers de l'étage courant

III-2-3-Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre partiellement fixée dans les poteaux (encastrement partiel) et soumise à deux types d'efforts :

- Flexion (force qui la plie) due à son propre poids, au poids du mur et aux charges du palier.
- Torsion (force qui la tord) causée par sa fixation incomplète dans les poteaux.

Elle sert de support principal pour l'escalier et transmet les charges vers la structure du bâtiment. Elle est intégrée dans l'épaisseur du palier pour éviter les encombrements et assurer une bonne stabilité.

a). Pré dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{240}{15} \leq h \leq \frac{240}{10} \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq h \leq 24 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

b). Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

\*  $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

\*  $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

\*  $h / b < 4 \rightarrow 30 / 30 = 1 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

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

**h. Evaluation des charges**

✓ Poids propre :  $PP = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$ .

✓ Charge palier :  $G = 6.23 \text{ KN/ml}$ .

✓ Poids propre du mure RDC et étage courant :  $(3,15/2 + 0,30) \times 3.15 = 5.90 \text{ KN/ml}$ .

**Donc :**

✓ Charge permanente :  $G = 14.38 \text{ KN/ml}$ .

✓ Charge d'exploitation :  $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$ .

**❖ Réaction de la poutre palier :**

$$\begin{cases} \text{ELU : } R_u = 28.33 \text{ KN} \\ \text{ELS : } R_s = 20.45 \text{ KN} \end{cases}$$

**i. Combinaison à considérer**

**❖ Etat limite ultime (ELU) :**

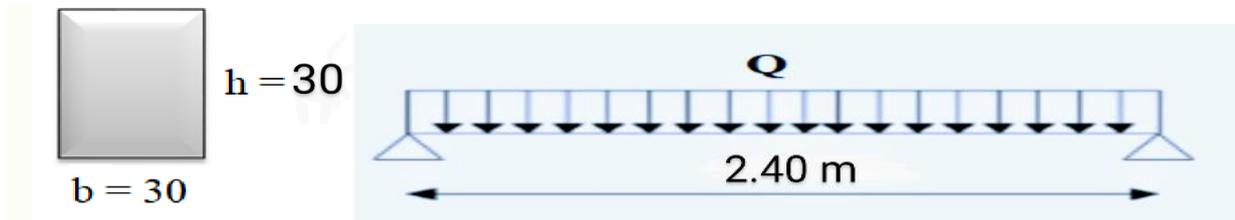
$Q_u = 1,35G + R_u \rightarrow Q_u = 1,35 \times 14.38 + 28.33 = 47.74 \text{ KN}$ .

$Q_u = 47.74 \text{ KN}$

**❖ Etat limite de service (ELS) :**

$Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 14.38 + 20.45 = 34.83 \text{ KN}$ .

$Q_s = 34.83 \text{ KN}$



**Figure 31 Schéma statique de la poutre palière**

**Calcul des moments max et efforts tranchants max**

✦ Moment (max)  $= \frac{q_e \times l^2}{8}$

✦ Effort tranchant (max)  $= \frac{q_e \times l}{2}$

Moment en travée :  $M_{\text{travée}} = 0,85 M_{\text{isostatique}}$

Moment sur appui :  $M_{\text{appui}} = -0,5 M_{\text{isostatique}}$ .

✓ Ce qui donne pour le cas traités les valeurs du tableau suivant :

**Tableau 21 Les moments et l'effort tranchant.**

| Etas       | Qu<br>(kN) | Moment isostatique<br>(kN.m) | Moment travée<br>(kN.m) | Moment appui<br>(kN.m) | Effort<br>Tranchant<br>(kN) |
|------------|------------|------------------------------|-------------------------|------------------------|-----------------------------|
| <b>ELU</b> | 47.74      | 34.37                        | 29.21                   | 17.18                  | 57.28                       |
| <b>ELS</b> | 34.83      | 25.07                        | 21.30                   | 12.53                  | 41.79                       |

**Remarque :** En résumé de ce qu'on avait fait précédemment on prend le cas le plus défavorable.

**C) Calcul du ferrailage**

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la fissuration est considérée comme peu Préjudiciable, le calcul de s'armatures fera uniquement à l'état limite ultime.

$h= 30\text{cm} ; b=30\text{cm} ; c=c'= 2 \text{ cm} ; d= h-c= 28\text{cm}$

$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_{st}=348\text{MPa}$

► **ELU**

• **En travée**

$M_{u_t} = 29.21 \text{ KN.m}$

$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{29.21 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (280)^2} = 0.087$

$\mu_u = 0.087 < \mu_r = 0,392$

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

$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087})$

$\alpha = 0.115 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.115) = 0.954$

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 28 \times 0.954$

$Z = 26.71 \text{ m}$

$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{29.21 \times 10^6}{267.1 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 314.21 \text{ mm}^2 = 3.14 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$

$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 3.14 \text{ cm}^2$

On adopte : **5×HA10** de section **3.93cm<sup>2</sup>/ml**

• **En appuis**

$M_{u \text{ app}} = 17.18 \text{ KN.m}$

$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{17.18 \times 10^6}{300 \times 14,17 \times (280)^2} = 0,051 \longrightarrow \mu_u = 0,051 < \mu_r = 0,392$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051})$$

$$\alpha = 0,066 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,066) = 0,973$$

$$Z = d \times \beta = 28 \times 0,973 \quad Z = 27,24 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{17,18 \times 10^6}{272,4 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 181,23 \text{ mm}^2 = 1,81 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 1,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA8** de section **2.51 cm<sup>2</sup>/ml**

**Tableau 22 Ferrailage de la poutre.**

|               | <b>Mu(kN.m)</b> | <b>μ<sub>u</sub></b> | <b>α<sub>u</sub></b> | <b>Z (cm)</b> | <b>A (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Aadoptee (cm<sup>2</sup>)</b>  |
|---------------|-----------------|----------------------|----------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b> | 29.21           | 0.087                | 0.115                | 26.71         | 3.14                      | <b>5×HA10=3.93cm<sup>2</sup></b>  |
| <b>Appui</b>  | 17.18           | 0.051                | 0.066                | 27.24         | 1.81                      | <b>5×HA8= 2.51 cm<sup>2</sup></b> |

**Condition du RPA99 version 2003[1]**

Le RPA99 [1] exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = \frac{5}{100} \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Car on a choisi : 6HA10 = 4.71cm<sup>2</sup>

4.71cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> = 4.5 cm<sup>2</sup> Condition vérifiée.

► **Vérification au cisaillement**

La contrainte de cisaille la contrainte de cisaillement maximale est de:

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \quad T_{u\max} = 57,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{57,28 \times 10^3}{300 \times 280} = 0,681 \text{ MPa}$$

- Pour des fissurations peu nuisibles : **Selon le B.A.E.L [3] article A.5.1,2.**

$$\tau_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites, le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression

#### ► Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$

$\phi_t \leq \min(0.85; 1.00; 3)$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{mm}$

#### ► Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99/version 2003 [1] (Art 7.4.2.2) on a :

Zone nodale :  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right)$

$St \leq \min(7.5; 12 \times 1.2; 30\text{cm})$  On prend :  $St = 5\text{cm}$

Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$  ; On prend :  $St = 15\text{cm}$

#### • Finalement :

Zone nodale :  $St = 5\text{cm}$

Zone courante :  $St = 15\text{cm}$

#### Vérification à ELS : le BAEL 93:

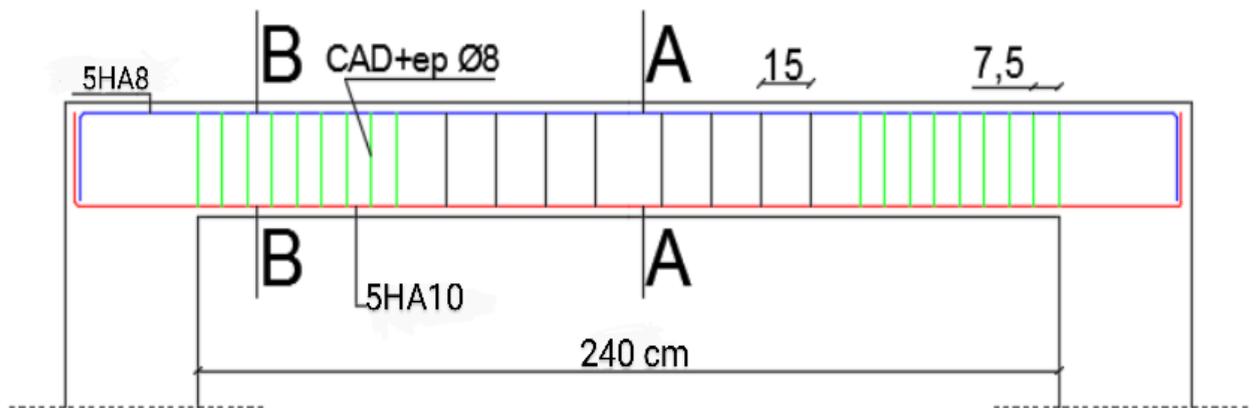
Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.91, pour les poutres à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de  $F_e=400\text{MPa}$ .

Si la condition suivante est vérifiée :  $\alpha u < \alpha$

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \quad \delta = \frac{Mu}{M_{ser}} \quad \delta = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

Tableau 23 Vérification à E.L.S.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison   |
|---------|--------------------------------|------------|---|---------------|
| Travée  | 1.37                           | 0.082      | 0.435   | 0.082 < 0.435 |
| Appui   | 1.42                           | 0.047      | 0.46  | 0.047 < 0.46  |



Coupe A-A :

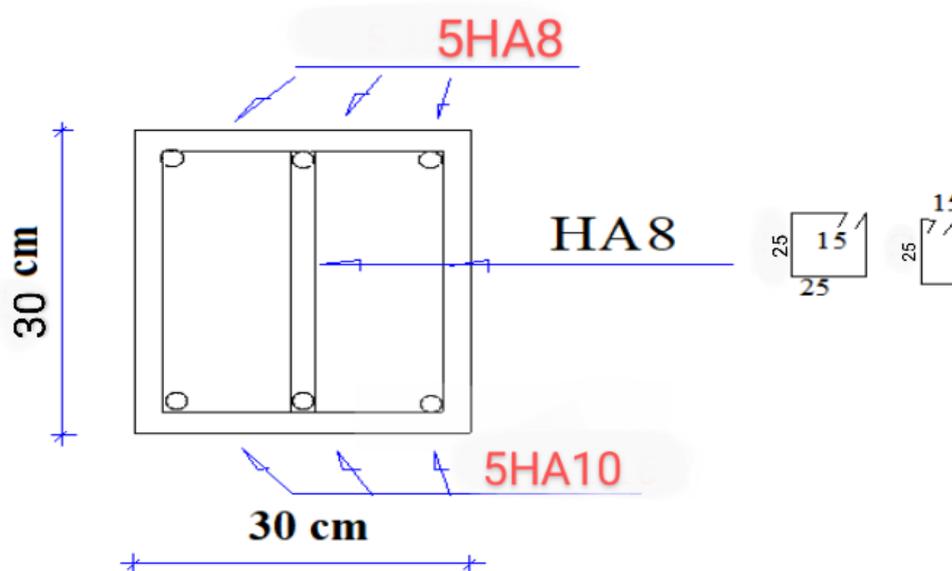


Figure 32 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III-2-4- Etude des planchers

#### A-Introduction

Les planchers portent les charges (poids, personnes) et les transmettent aux murs ou poteaux. Deux types sont utilisés :

1. Plancher à corps creux : Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression (structure légère et économique).
2. Dalle pleine : Couche unique en béton armé (solide et rigide).

#### A-1-Etude des poutrelles

##### a) Rappel sur la méthode forfaitaire :

Poutres et poutrelles (nervures) d'un plancher se calculent via :

- Méthodes classiques (Résistance des matériaux).
- Méthodes forfaitaires (simplifiées, réglementaires).
- L'utilisation de la méthode forfaitaire est justifiée par la vérification simultanée des conditions suivantes :

**C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$ .

**C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

**C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25

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

**C4** → La fissuration est non préjudiciable

##### • Principe de base :

La méthode forfaitaire calcule les moments max en travée et sur appui comme une fraction fixée du moment  $\max M_{od}$  d'une travée de comparaison (travée isostatique *idéale*, même portée et charges).

Objectif :

Simplifier les calculs sans résoudre des équations complexes (Méthode approximative, mais validée par les normes).

##### Etapas à suivre :

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

- $M_0$  La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison ;
- $M_w$  et  $M_e$  Les valeurs absolues des moments sur appui de gauche et de droite dans la travée considérée.
- $M_t$  Moment maximale en travée dans la travée considérée.

### Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- Les 3 précédents moments doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Ceci dans le cas général.

- Dans les cas particuliers, on a :

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

$$2) M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{travée de rive}$$

- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire être au moins égale à :

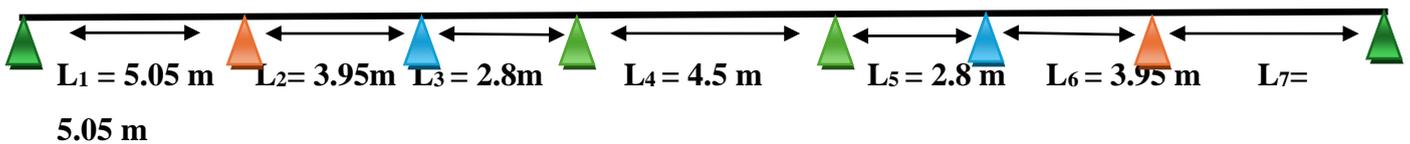
1)  $0,6M_0$  → poutre à 2 travées.

2)  $0,5M_0$  → pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

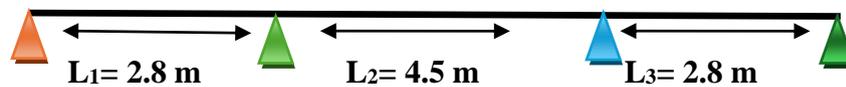
3)  $0,4M_0$  → pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

#### b) Les différents types des poutrelles :

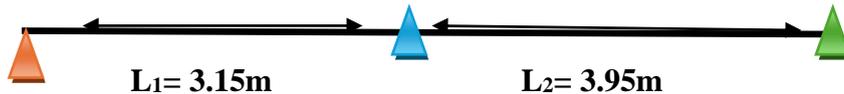
##### Type 01 :



##### Type 02 :



##### Type 03 :



#### A-2-Descente des charge

Tableau 24 Les différentes descentes de charge

| Niveaux                                | G<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | Q<br>[KN/m <sup>2</sup> ] | b<br>[m] | Combinaison des charges          |                           |
|--|---------------------------|---------------------------|----------|----------------------------------|---------------------------|
|  |                           |                           |          | ELU [KN/ml]<br>qu=b×(1,35G+1,5Q) | ELS [KN/ml]<br>qs=b×(G+Q) |
| Terrasse<br>inaccessible               | 6.29                      | 1.00                      | 0.65     | 6.50                             | 4.738                     |
| Terrasse accessible                    | 6.29                      | 1.50                      | 0.65     | 6.981                            | 5.063                     |
| Étage courant<br>(Hall de circulation) | 5.50                      | 2.50                      | 0.65     | 7.26                             | 5.2                       |
| Étage courant<br>(Chambre)             | 5.50                      | 1.50                      | 0.65     | 6.29                             | 4.55                      |

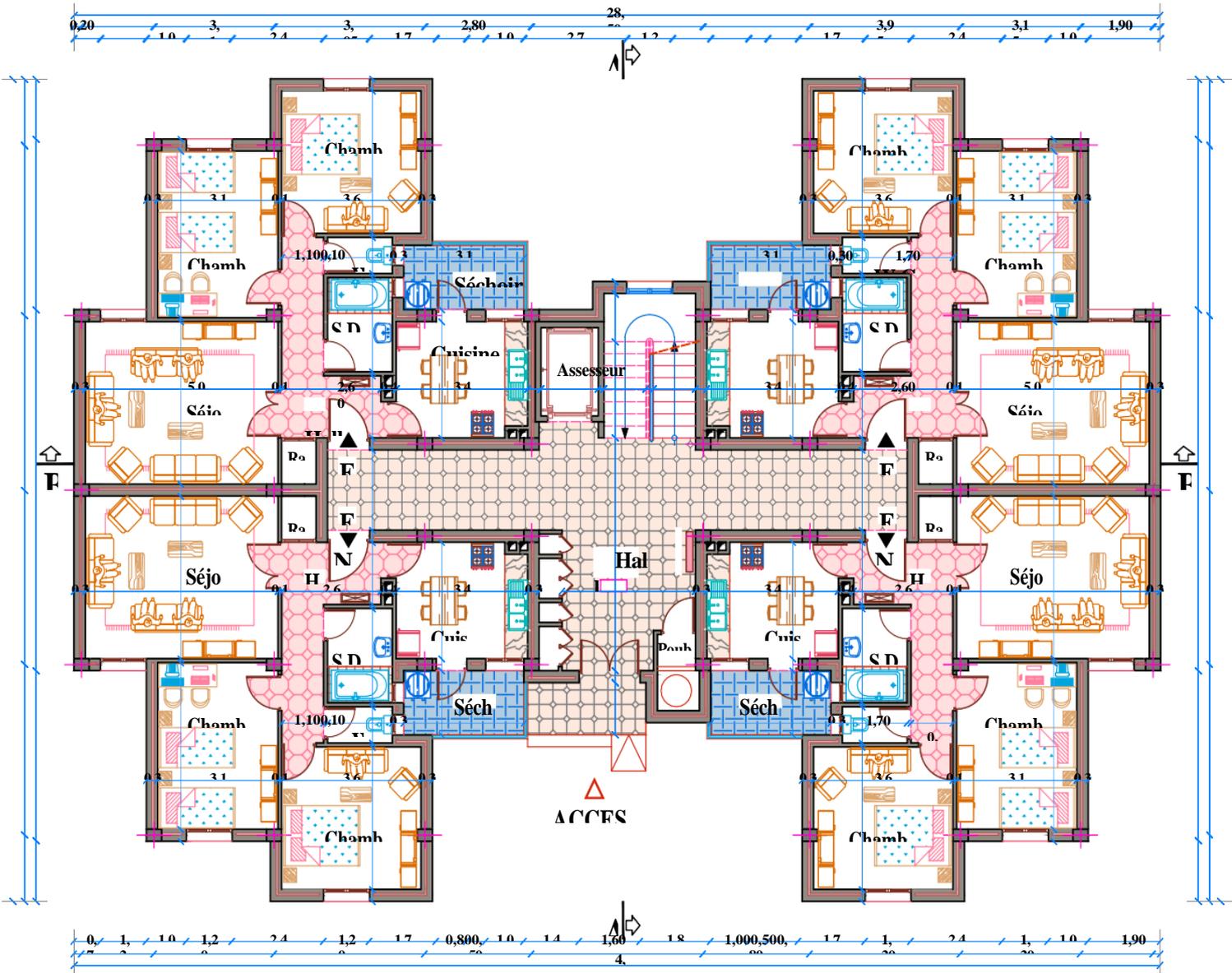


Figure 33 Disposition des poutrelles.

**C-1) étude de la poutrelle type 1 :**

Calcul de la poutrelle **type 1** au niveau (RDC + EC) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

**C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$ .

$Q = 1.50 KN/m^2 \leq \max(2 \times 5.50 ; 5 KN/m^2)$ . **Condition vérifiée.**

**C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

**C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

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

$$0.8 \leq \frac{5}{2.8} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot.

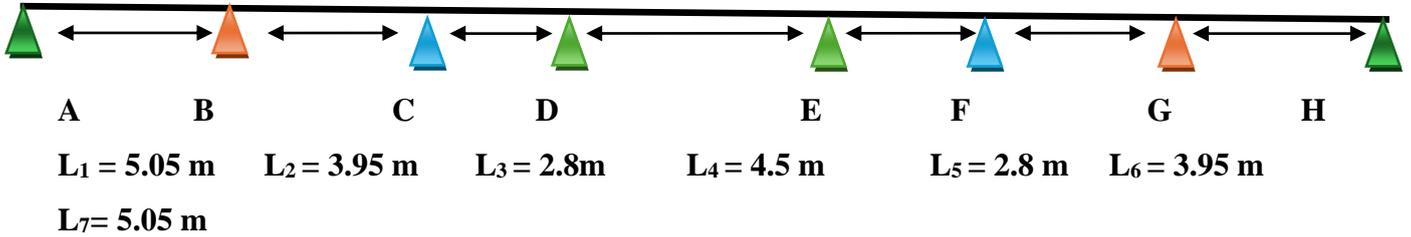


Figure 34 Schéma de la poutrelle type 1.

**d) Rappel sur Méthode de Caquot :**

On adopte des longueurs de portées fictives  $l'_i$ , telle que :

$l'_i = l$  Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0.8l$  Pour les travées intermédiaires.

Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

**e) Calcul les moments en appui :**

$$M_A = M_H = 0$$

$$M_B = M_G = \frac{6.29 \times 5.05^3 + 6.29 \times 3.16^3}{8.5 (5.05 + 3.16)} = 14.45 \text{ kN/m}$$

$$M_C = M_F = \frac{6.29 \times 3.16^3 + 6.29 \times 2.24^3}{8.5 (3.16 + 2.24)} = 5.86 \text{ kN/m}$$

$$M_D = M_E = \frac{6.29 \times 2.24^3 + 6.29 \times 3.6^3}{8.5 (2.24 + 3.6)} = 7.33 \text{ kN/m}$$

**f) Calcul les moments en travée :**

$$x = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_w - M_e}{q * l} \right), \quad M_t = \frac{q x}{2} (l - x) + \frac{(M_w - M_e)}{l} x - M_w$$

**Travée AB et GH :**

$$x = \frac{5.05}{2} + \frac{0 - 14.45}{6.29 \times 5.05} = 2.07 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 2.07}{2} (5.05 - 2.07) + \frac{0 - 14.45}{5.05} \times 2.07 - 0 = 13.48 \text{ KN/m}$$

**Travée BC et FG :**

$$x = \frac{3.16}{2} + \frac{14.45 - 5.86}{6.29 \times 3.16} = 2.01 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 2.01}{2} (3.16 - 2.01) + \frac{14.45 - 5.86}{3.16} \times 2.01 - 14.45 = -1.718 \text{ KN/m}$$

**Travée CD et EF :**

$$x = \frac{2.24}{2} + \frac{5.86 - 7.33}{6.29 \times 2.24} = 1.01 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 1.01}{2} (2.24 - 1.01) + \frac{5.86 - 7.33}{2.24} \times 1.01 - 5.86 = -2.61 \text{ kN/m}$$

**Travée DE :**

$$x = \frac{3.6}{2} + \frac{7.33 - 7.33}{6.29 \times 3.6} = 1.8 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 1.8}{2} (3.6 - 1.8) + \frac{7.33 - 7.33}{3.6} \times 1.8 - 7.33 = 2.85 \text{ KN/m}$$

Moment max en appui : **Ma = 14.45 kN.m**

Moment max en travée : **Mt = 13.48 kN.m**

**g) Calcul l'effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} - q_x$$

**Travée AB et GH :**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 5.05}{2} + \frac{0 - 14.45}{2} - 6.29 x = 8.65 - 6.29 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 8.65 \text{ kN} \\ x = 5.05 & T_{(5.05)} = -23.11 \text{ kN} \end{cases}$$

**Travée BC et FG :**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 3.16}{2} + \frac{14.45 - 5.86}{2} - 6.29 x = 14.23 - 6.29 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 14.23 \text{ KN} \\ x = 3.16 & T_{(3.16)} = -5.64 \text{ KN} \end{cases}$$

**Travée CD et EF:**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 2.24}{2} + \frac{5.86 - 7.33}{2} - 6.29 x = 6.30 - 6.9 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 6.30 \text{ KN} \\ x = 2.24 & T_{(2.24)} = -7.78 \text{ KN} \end{cases}$$

**Travée DE:**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{7.33 - 7.33}{2} - 6.29 x = 11.32 - 6.9 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 11.32 \text{ KN} \\ x = 3.6 & T_{(3.6)} = -11.32 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort tranchant maximal : **Tu = 23.11 KN.**

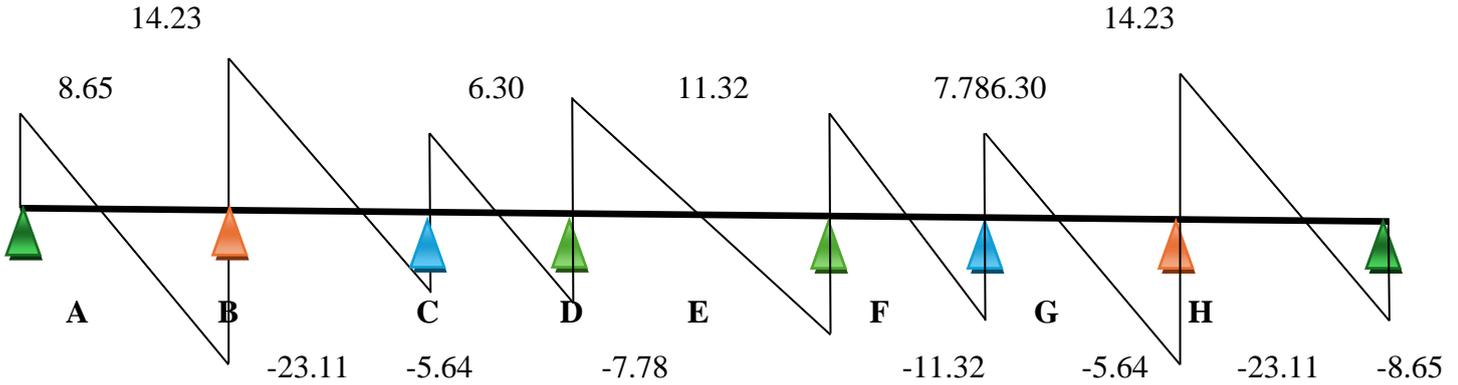


Figure 35 Diagramme des efforts tranchants

**A-3-Ferraillage de la poutrelle type 1 niveau (RDC + EC) :**

$M_t = 13.48 \text{ KN.m}$  ;  $M_a = 14.45 \text{ KN.m}$  ;  $T_u = 23.11 \text{ KN}$ .

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  ;  $FeE400$

• **Ferraillage en travée : ELU**

$M_t = 13.48 \text{ KN.m}$

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{but} = 0.05894 \text{ MN.m} = 58.94 \text{ KN.m} > M_t = 13.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{13.48 \times 10^6}{650 \times 14.17 \times (180)^2} = 0,0451$$

$$\mu_u = 0,0451 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045})$$

$$\alpha = 0,0587 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,058) = 0,976 \Rightarrow Z = d \times \beta = 19 \times 0,976$$

$$Z = 17.56 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{sr}} = \frac{13.48 \times 10^6}{175.6 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 220.59 \text{ mm}^2 = 2.20 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 2.20 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3×HA10 de section 2,36cm²/ml

**Ferraillage en appui :**

$M_a = 14.45 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{14.45 \times 10^6}{150 \times 14.17 \times (180)^2} = 0.2098$$

$$\mu_u = 0.2098 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,209})$$

$$\alpha = 0,2987 \quad \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,298) = 0,881 \quad \Rightarrow Z = d \times \beta = 18 \times 0,881$$

$$Z = 15,85 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{14,45 \times 10^6}{158,5 \times 348} \quad A_{st} = 261,97 \text{ mm}^2 = 2,61 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 15 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 2,61 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2×HA14 de section 3,08cm<sup>2</sup>/ml

**Vérification de l'effort tranchant :**

✦ **Vérification selon le CBA/93 [2].**

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d} \quad T_{u\text{max}} = 23,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23,11 \times 10^3}{150 \times 180} = 0,855 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus

$$\text{base des 2 valeurs : } \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  ⇒ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites  $\alpha = 90^\circ$ ; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{10}{3} = 3,33 \text{ mm ; soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{200}{35} ; \phi_L ; \frac{150}{10} \right\} = \{ 6 ; 10 ; 15 \}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0,57 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

Conditions sur l'espacement d'après RPA/2003[1] :

- **En zone nodal :**

$$S_t \leq \min (12\phi_t ; h/4) = \min (12 \times 1 ; 20/4) = \min (12 ; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale :  $2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de :  $S_t = 5 \text{ cm.}$

- **En zone courante :**

$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$

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

**Tableau 25 Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).**

|               | <b>Mu(KN.m)</b> | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z (cm)</b> | <b>A (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Aadoptée(cm<sup>2</sup>)</b>    |
|---------------|-----------------|---------|------------|---------------|---------------------------|------------------------------------|
| <b>Travée</b> | 13.48           | 0.045   | 0.058      | 17.56         | 2.20                      | <b>3×HA10=2.36 cm<sup>2</sup></b>  |
| <b>Appui</b>  | 14.45           | 0.209   | 0.297      | 15.85         | 2.61                      | <b>2×HA14= 3.08 cm<sup>2</sup></b> |

**Tableau 26 Ferrailage des poutrelles niveau terrasse**

|               | <b>Mu (kN.m)</b> | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z (cm)</b> | <b>A (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Aadoptee (cm<sup>2</sup>)</b>  |
|---------------|------------------|---------|------------|---------------|---------------------------|-----------------------------------|
| <b>Travée</b> | 13.92            | 0.046   | 0.06       | 17.56         | 2.27                      | <b>3×HA10=2.36 cm<sup>2</sup></b> |
| <b>Appui</b>  | 14.93            | 0.216   | 0.308      | 15.76         | 2.44                      | <b>2×HA14=3.08cm<sup>2</sup></b>  |

**C-2) étude de la poutrelle type 2 :**

Calcul de la poutrelle **type 2** au niveau (EC) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

**C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5\text{KN}/\text{m}^2)$ .

$Q = 1.50 \text{ KN}/\text{m}^2 \leq \max(2 \times 5.50 ; 5 \text{ KN}/\text{m}^2)$ . **Condition vérifiée.**

**C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

**C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

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

$$0.8 \leq \frac{5}{2.8} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on utilise **la méthode de Caquot.**

Type 02 :

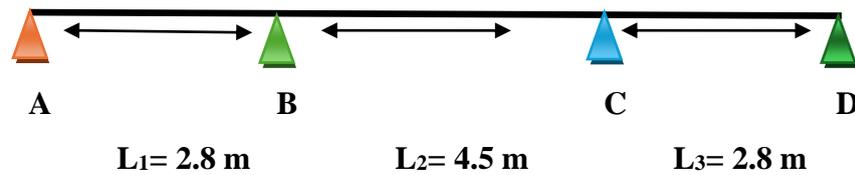


Figure 36 Schéma de la poutrelle type 2.

d) Rappel sur Méthode de Caquot :

On adopte des longueurs de portées fictives  $l'_i$ , telle que :

$l'_i = l$  Pour les deux travées de rive.

$l'_i = 0.8l$  Pour les travées intermédiaires.

Les moments en appui :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

e) Calcul les moments en appui :

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = M_C = \frac{6.29 \times 2.8^3 + 6.29 \times 3.6^3}{8.5 (2.8 + 3.6)} = 7.93 \text{ KN/m}$$

f) calcul les moments en travée :

$$x = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_w - M_e}{q * l} \right), \quad M_t = \frac{q x}{2} (l - x) + \frac{(M_w - M_e)}{l} x - M_w$$

**Travée AB et GH :**

$$x = \frac{2.8}{2} + \frac{0 - 7.93}{6.29 \times 2.8} = 0.949 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 0.94}{2} (2.8 - 0.94) + \frac{0 - 7.93}{2.8} \times 0.94 - 0 = 2.83 \text{ KN/m}$$

**Travée BC :**

$$x = \frac{3.6}{2} + \frac{7.93 - 7.93}{6.29 \times 3.6} = 1.8 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{6.29 \times 1.8}{2} (3.6 - 1.8) + \frac{7.93 - 7.93}{3.6} \times 1.8 - 7.93 = 2.25 \text{ KN/m}$$

Moment max en appui : **Ma = 7.93kN.m**

Moment max en travée : **Mt = 2.83kN.m**

g) Calcul l'effort tranchant :

$$T(x) = \frac{q l}{2} + \frac{M_w - M_e}{2} - q x$$

**Travée AB et CD :**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 2.8}{2} + \frac{0 - 7.93}{2} - 6.29 x = 4.84 - 6.29 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 4.84 \text{KN} \\ x = 2.8 & T_{(2.8)} = -12.77 \text{KN} \end{cases}$$

**Travée BC:**

$$T_{(x)} = \frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{7.93 - 7.93}{2} - 6.29 x = 11.32 - 6.29 x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T_{(0)} = 11.32 \text{KN} \\ x = 3.16 & T_{(3.16)} = -11.32 \text{KN} \end{cases}$$

L'effort tranchant maximal : **Tu = 12.77KN.**

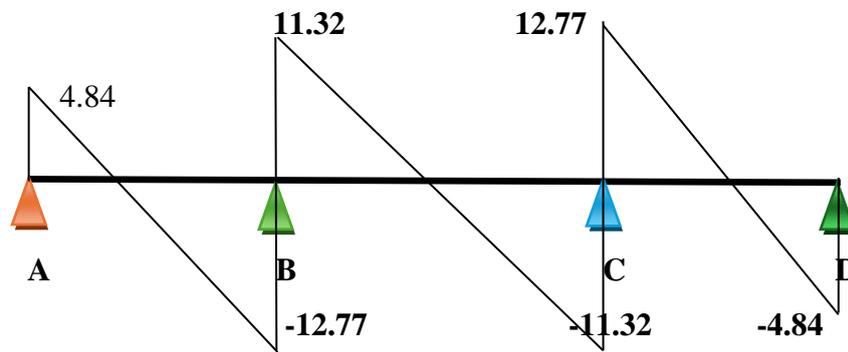


Figure 37 Diagramme des efforts tranchants

**A-4-Ferraillage de la poutrelle type 2:**

Mt = 2.83 KN.m ; Ma = 7.93 KN.m ; Tu = 12.77 KN.

fc28 = 25 MPA ; FeE400

• **Ferraillage en travée : ELU**

Mt = 2.83 KN.m

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

M<sub>but</sub> = 0.05894 MN.m = 58.94KN.m > Mt = 2.83 KN.m

μ<sub>u</sub> = 0.0094 < μ<sub>r</sub> = 0,392

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

$$\alpha = 0.0125 \Rightarrow \beta = 0.995 \Rightarrow Z = 17.91 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.83 \times 10^6}{179.1 \times 348} = 45.40 \text{mm}^2 = 0.45 \text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{min}} ; A_u) = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3×HA10 de section 2.36cm<sup>2</sup>/ml

**Ferraillage en appui :**

$$M_a = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = 0.115 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 0.153 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.938 \quad \Rightarrow \quad Z = 16.88 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7.93 \times 10^6}{168.8 \times 348} = 134.99 \text{ mm}^2 = 1.34 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 15 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 1.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2×HA10 de section 1.57 cm<sup>2</sup>/ml

**Vérification de l'effort tranchant :**

✦ **Vérification selon le CBA/93[2].**

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{12.77 \times 10^3}{150 \times 180} = 0.47 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus

$$\text{base des 2 valeurs : } \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  ⇒ Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites  $\alpha = 90^\circ$ ; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{8}{3} = 2.66 \text{ mm ; soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \left\{ \frac{200}{35} ; \phi_l ; \frac{150}{10} \right\} = \{6 ; 8 ; 15\}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

Conditions sur l'espacement d'après RPA/2003[1] :

- **En zone nodal :**

$$St \leq \min (12\phi_l ; h/4) = \min (12 \times 1 ; 20/4) = \min (12 ; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale :  $2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de :  $St = 5 \text{ cm.}$

- **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$$

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

**Tableau 27 Ferrailage des poutrelles niveau (RDC+EC).**

|               | <b>Mu</b><br>(kN.m) | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z</b><br>(cm) | <b>A</b><br>(cm <sup>2</sup> ) | <b>Aadoptee</b><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------------|---------|------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| <b>Travée</b> | 2.83                | 0.009   | 0.012      | 17.91            | 1.41                           | <b>3×HA10=2.36cm<sup>2</sup></b>      |
| <b>Appui</b>  | 7.93                | 0.115   | 0.153      | 16.88            | 1.34                           | <b>2×HA10= 1.57cm<sup>2</sup></b>     |

**Tableau 28 Ferrailage des poutrelles niveau terrasse**

|               | <b>Mu</b><br>(kN.m) | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z</b><br>(cm) | <b>A</b><br>(cm <sup>2</sup> ) | <b>Aadoptee</b><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------------|---------|------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| <b>Travée</b> | 2.93                | 0.009   | 0.012      | 17.91            | 1.41                           | <b>3×HA10=2.36 cm<sup>2</sup></b>     |
| <b>Appui</b>  | 8.19                | 0.118   | 0.157      | 16.86            | 1.32                           | <b>2×HA10=1.57cm<sup>2</sup></b>      |

**C-3) étude de la poutrelle type 3 :**

Calcul de la poutrelle **type 3** au niveau (EC) :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

**C1** → Plancher à surcharge d'exploitation modérée :  $Q \leq \max(2G; 5KN/m^2)$ .

$Q = 1.50 KN/m^2 \leq \max(2 \times 5.50 ; 5 KN/m^2)$ . **Condition vérifiée.**

**C2** → Les moments d'inertie dans les sections transversales, sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. **Condition vérifiée.**

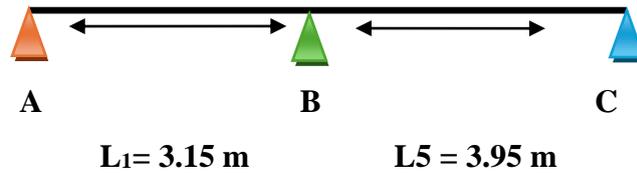
**C3** → Les rapports des portées successives doivent être compris entre 0,8 et 1,25.

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

$$0.8 \leq \frac{3.15}{3.95} \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on utilise **la méthode forfaitaire.**

Type 03 :



• Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire}$$

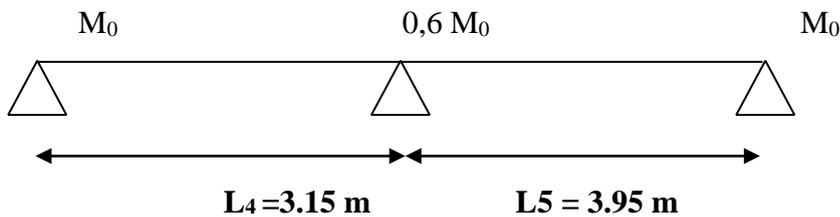
$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2} \text{ dans une travée de rive.}$$

$\alpha$  :  $Q / (G + Q)$  rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

• Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

On a un seul type à deux travées :



Effort tranchant :

• Effort tranchant :

→ Vérifie l'épaisseur de l'âme (partie verticale de la poutre).

→ Définit les armatures transversales (étriers/cadres) et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales (où couper les aciers).

• Norme BAEL 91[3] :

→ Vérification uniquement à l'État Limite Ultimes (ELU) (pas besoin de vérifier l'ELS) :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q \cdot L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q \cdot L}{2}$$

A P.E.L.U. :

A) Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,29 \times 3,15^2}{8} = 7,80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{6,29 \times 3,95^2}{8} = 12,26 \text{ KN/m}^2$$

**B) Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 7,80 = 1,56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max \{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = \max \{4,68; 7,35\} = 7,35 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 12,26 = 2,45 \text{ KN/m}^2$$

**C) Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,5+1,5} = 0,214$$

$$1+0,3\alpha = 1+0,3 \times 0,214 = 1,064$$

$$1,2+0,3\alpha = 1,2+0,3 \times 0,214 = 1,264$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,214}{2} = 0,532$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,214}{2} = 0,632$$

**Travée AB :**

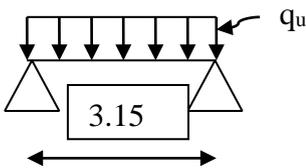
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1,064 M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 3,70 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63 M_0^{AB} = 4,91 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} = 4,91 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,064 M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 8,14 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53 M_0^{BC} = 6,49 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{BC} = 8,14 \text{ KN.m}$$

**D) Calcul des efforts tranchants :**

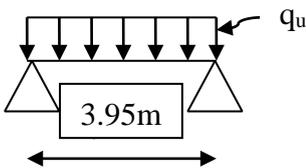
**E) Travée AB :**



$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{q_l}{2} = 8,06 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{q_l}{2} = -11,74 \text{ KN}$$

**Travée AB :**



$$T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{q_l}{2} = 13,66 \text{ KN}$$

$$T_A = \frac{MA - MB}{l} - \frac{ql}{2} = -11.18 \text{ KN}$$

A P.E.L.S. :

**1) Calcul des moments isostatiques :**

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.15^2}{8} = 5.64 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^{BC} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.95^2}{8} = 8.87 \text{ KN/m}^2$$

**2) Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 5.64 = 1.128 \text{ KN/m}^2$$

$$M_B = \max \{0,6M_0^{AB}; 0,6M_0^{BC}\} = \max \{0,6 \times 5.64 ; 0,6 \times 8.87\} = 5.32 \text{ KN/m}^2$$

$$M_C = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 8.87 = 1.77 \text{ KN/m}^2$$

**3) Calcul des moments en travées :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{1.5 + 5.5} = 0.214$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.210 = 1.064$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.2 + 0.3 \times 0.210 = 1.264$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.214}{2} = 0.532$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.214}{2} = 0.63$$

**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1.064 M_0^{AB} - \frac{MA + MB}{2} = 2.78 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0.63 M_0^{AB} = 3.55 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} = 3.55 \text{ KN.m}$$

**Travée BC:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1.064 M_0^{BC} - \frac{MB + MC}{2} = 5.88 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0.53 M_0^{BC} = 4.70 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{BC} = 5.88 \text{ KN.m}$$

**Tableau 29 récapitulatifs des sollicitations du plancher.**

| Travée | E.L.U |                          |                          |                          |                        |                        | E.L.S                    |                          |                          |
|--------|-------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
|        | L (m) | M <sub>T</sub><br>(KN.m) | M <sub>W</sub><br>(KN.m) | M <sub>E</sub><br>(KN.m) | T <sub>W</sub><br>(KN) | T <sub>E</sub><br>(KN) | M <sub>T</sub><br>(KN.m) | M <sub>W</sub><br>(KN.m) | M <sub>E</sub><br>(KN.m) |
| A-B    | 3.15  | 4.91                     | 1.56                     | 7.35                     | 8.06                   | 11.74                  | 3.55                     | 1.12                     | 5.32                     |
| B-C    | 3.95  | 8.14                     | 7.35                     | 2.45                     | 13.66                  | 11.18                  | 5.88                     | 5.32                     | 1.77                     |

**A-4-Ferrailage de la poutrelle type 3 niveau (EC) :**

• **Ferrailage en travée : ELU**

M<sub>t</sub> = 8.14 KN.m

$$M_{but} = f_{bc} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

M<sub>but</sub> = 0.05894MN.m = 58.94 KN.m > M<sub>t</sub> = 8.14 KN.m

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{8.14 \times 10^6}{650 \times 14.17 \times (180)^2} = 0.027$$

μ<sub>u</sub> = 0.027 < μ<sub>r</sub> = 0,392

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0,035 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4\alpha) = 0.986$$

Z = d × β = 18 × 0.986 = 17.74 m

$$A_{st} = \frac{M_{U_{app}}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{8.14 \times 10^6}{177.4 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 131.85 \text{ mm}^2 = 1.31 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

La section minimale :  $A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$

A = Max (A<sub>min</sub> ; A<sub>u</sub>) = 1.41 cm<sup>2</sup>

On adopte : 3×HA10 de section 2.36cm<sup>2</sup>/ml

• **Sur appuis : (intermédiaire)**

M<sub>a</sub> = 7.35 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{7.35 \times 10^6}{150 \times 14.17 \times (180)^2} = 0.106$$

$$\mu_u = 0.106 < \mu_r = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106})$$

$$\alpha = 0.141 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.141) = 0.943$$

$$Z = d \times \beta = 18 \times 0.943 = 16.97 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{7.35 \times 10^6}{169.7 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 124.45 \text{ mm}^2 = 1.24 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st}(\min) \geq 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 1.24 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3×HA10 de section 2.36cm<sup>2</sup>/ml

• Sur appuis : (Rive)

$$M_a = 2.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{2.45 \times 10^6}{150 \times 14.17 \times (180)^2} = 0.035$$

$$\mu_u = 0.035 < \mu_r = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.045 \Rightarrow \beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.982$$

$$Z = d \times \beta = 18 \times 0.982 = 17.67 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{2.45 \times 10^6}{176.7 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 39.84 \text{ mm}^2 = 0.39 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{st}(\min) \geq 0.23 \times 15 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A_u) = 0.39 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2×HA10 de section 1.57cm<sup>2</sup>/ml

**Tableau 30 Ferrailage des poutrelles niveau EC**

|                             | <b>Mu</b><br>(kN.m) | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z</b><br>(cm) | <b>A</b><br>(cm <sup>2</sup> ) | <b>Aadoptee</b><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|---------------------|---------|------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| <b>Travée</b>               | 8.14                | 0.027   | 0.035      | 17.74            | 1.31                           | <b>3×HA10=2.36 cm<sup>2</sup></b>     |
| <b>Appui</b><br><b>Intr</b> | 7.35                | 0.106   | 0.141      | 16.97            | 1.24                           | <b>3×HA10= 2.36 cm<sup>2</sup></b>    |
| <b>Appui</b><br><b>Rive</b> | 2.45                | 0.035   | 0.045      | 17.67            | 0.39                           | <b>2×HA10= 1.57 cm<sup>2</sup></b>    |

**Vérification de l'effort tranchant :**

✦ **Vérification selon le CBA/93[2].**

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = 13.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.66 \times 10^3}{150 \times 180} = 0.505 \text{ MPa.}$$

Lorsque la fissuration est jugée peu préjudiciable, la contrainte  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus

base des 2 valeurs :  $\tau_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

Donc :  $\tau_u < \overline{\tau}_u \implies$  Condition vérifiée.

Les armatures transversales sont des armatures droites  $\alpha = 90^\circ$ ; le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ mm ; soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Ce diamètre doit respecter une autre condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\} = \min \frac{200}{35} \left\{ \phi_l ; \frac{150}{10} \right\} = \min \{ 6 ; 10 ; 15 \}$$

$$\phi_t = 6 \text{ mm avec } A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

Conditions sur l'espacement d'après **RPA/2003[1]** :

- **En zone nodal :**

$$St \leq \min (12\phi_l ; h/4) = \min (12 \times 1 ; 20/4) = \min (12 ; 5) = 5 \text{ cm.}$$

La longueur de la zone nodale :  $2 \times h = 2 \times 20 = 40 \text{ cm.}$

Soit un espacement choisit de :  $St = 5 \text{ cm.}$

- **En zone courante :**

$$St \leq h/2 = 10 \text{ cm}$$

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

**e. Vérification de l'effort tranchant au voisinage de l'appui**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267ab_0 f_{c28} \text{ (Art A.6.1.3 [1])}.$$

**Avec :**

$$\sqrt{a_{max}} = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}.$$

$$\sqrt{V_u} = 0.01366 \text{ MN} < 0.267 \times 0.162 \times 0.15 \times 25 = 0.162 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Longueur de recouvrement**

Acier en FeE400

$$L_r = 40\Phi L = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

**A-5- Ferrailage de la dalle de compression**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \implies A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \implies A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1=65\text{cm}$ ).

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

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

On a :  $L = 65\text{cm}$  Donc on obtient :  $A_1 = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$  On prend :  $6\Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St = \frac{100}{6} = 16,67\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte  $St = 15\text{cm}$

► **Armatures de répartitions**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend :  $6 \times \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm}$$

On adopte un espacement = 15cm

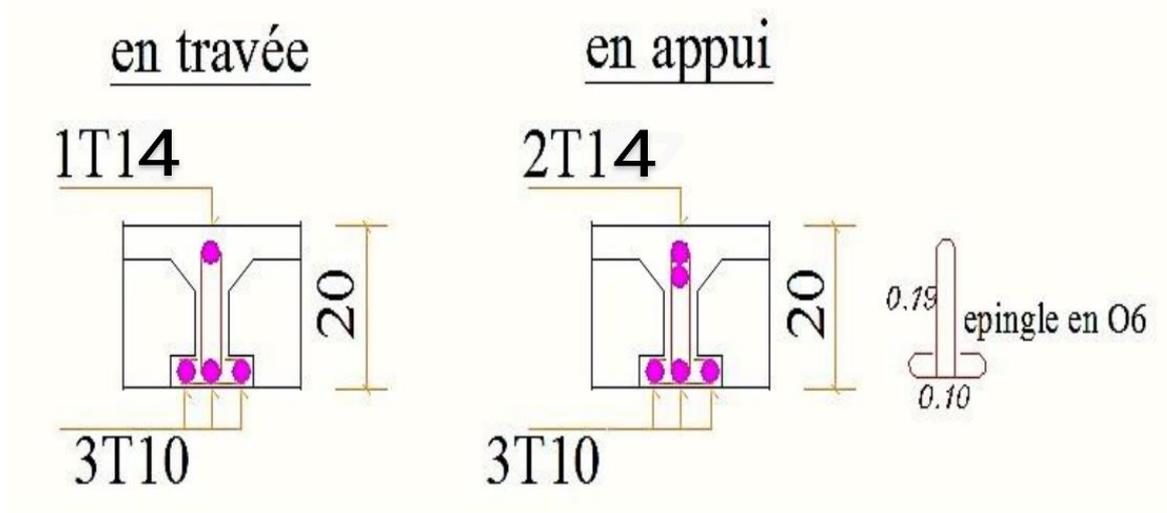


Figure 38 Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

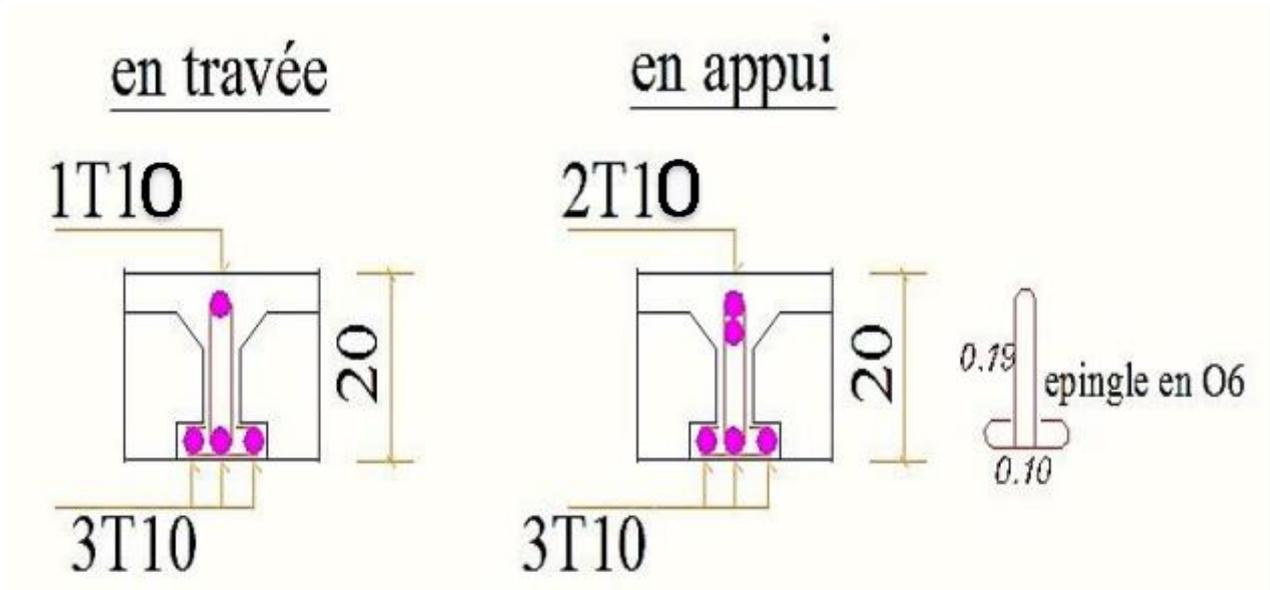


Figure 39 Schéma de ferrailage des poutrelles type2

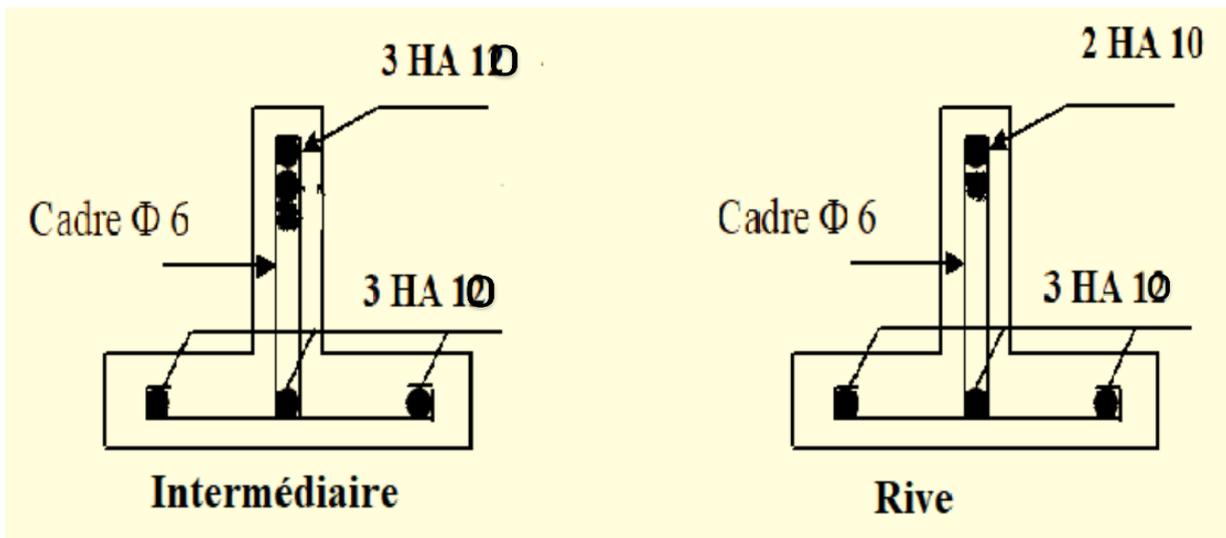


Figure 40 Schéma de ferrailage des poutrelles type 3

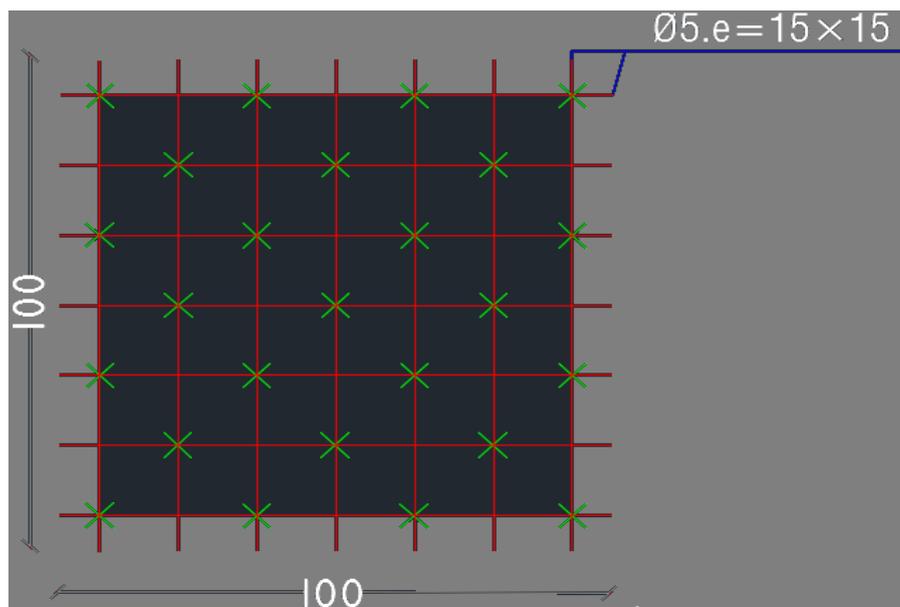


Figure 41 Disposition des armatures dans la dalle de compression dans le mètre linéaire

### III-2-6-Etude des balcons

Un balcon est une plateforme en saillie de la façade, protégée par un garde-corps (mur ou rampe). Il est réalisé en dalle pleine (8–20 cm d'épaisseur) liée à des poutres horizontales, fonctionnant en console (ancré côté bâtiment, libre à l'extérieur). Cette structure débordante doit résister aux charges verticales et efforts latéraux. Un revêtement d'étanchéité peut être appliqué selon les conditions climatiques ou l'usage.

#### A-1-dimension de dalle pleine (balcon)

##### Type 01 :

Largeur : 1,5 m

Longueur : 3,95 m

Epaisseur : 15 cm

##### ► Schéma statique de calcul :

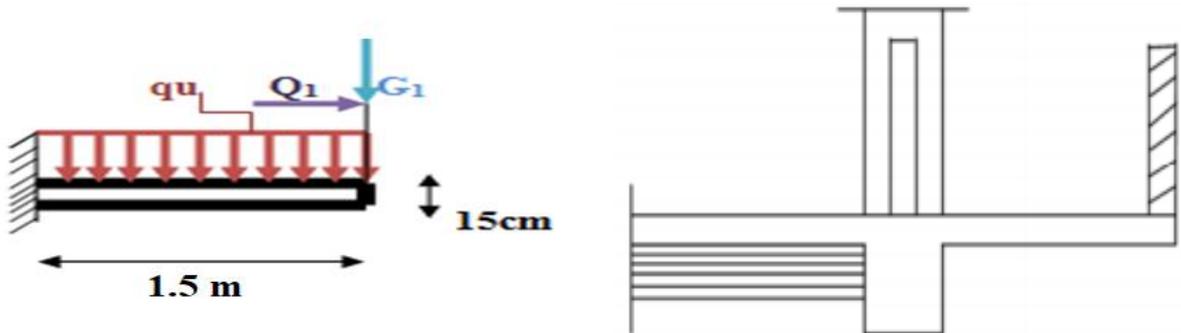


Figure 42 schéma statique de 1ère et 2ème type de balcon

$qu$  : charge et surcharge pondérées de la dalle.

La charge permanente  $G = 598 \text{ Kg/m}^2$

La charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}$

Garde-corps métallique =  $P = 120 \text{ kg/ml}$

##### • Calcul des moments max et efforts tranchants max

$$\blackstar \text{Moment (max)} = \frac{qu \times l^2}{2} + G_1 \times l$$

$$\blackstar \text{Effort tranchant (max)} = qu \times l + G_1$$

A l'ELU :

$$\text{Moment (max)} = 1,35 \left( \frac{5,98 \times 1,5^2}{2} \right) + 1,35 \times 1,20 \times 1,5 + 1,5 \times \left( \frac{3,50 \times 1,5^2}{2} \right) = 17,41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = 1,35 \times 5,98 \times 1,5 + 1,35 \times 1,20 + 1,5 \times 3,50 \times 1,5 = 21,60 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$\text{Moment (max)} = \left( \frac{5,98 \times 1,5^2}{2} \right) + 1,20 \times 1,5 + \left( \frac{3,50 \times 1,5^2}{2} \right) = 12,46 \text{ KN.m}$$

**A-2-Calcul du ferrailage des balcons :**

**●-1- Ferrailage longitudinal :**

Le balcon, exposé à la pluie, au soleil et au froid, peut présenter des fissures qui risquent de l'endommager. Pour le calculer, on étudie une bande de 1 mètre de largeur en considérant un effort de flexion simple (comme une poutre pliée). Cela permet de déterminer les armatures nécessaires pour le renforcer et limiter les fissures.

$$b=1,00\text{m}; h=0,15\text{m}; c=0,02\text{ m}; d=0,13\text{ m}; \sigma_{sc}=348\text{ MPa}; f_{bc}=14,17\text{MPa}; f_{c28}=25\text{ MPa}$$

**● Ferrailage à l'état-limite ultime :  $M_{ux} = 17,04\text{MPa}$**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{17,41 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (130)^2} = 0,0727$$

$$\mu_u = 0,0727 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0727})$$

$$\alpha = 0,093; \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,093) = 0,962; Z = d \times \beta = 13 \times 0,962; Z = 12,50\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{17,41 \times 10^6}{125 \times 348}$$

$$A_{st} = 400,22\text{mm}^2 = 4\text{cm}^2$$

**● Ferrailage à l'état-limite de service :  $M_u = 12,46\text{MPa}$**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 215,6\text{ MPA}$$

$$\mu_s = \frac{30 \times M_u}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 12,46 \times 10^6}{1000 \times 215,6 \times (130)^2} = 0,102$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102}) = 0,135$$

$$A_{st} = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,135}{30(1-0,135)} = 676,30\text{ mm}^2 = 6,76\text{cm}^2$$

**●-2-Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57\text{ cm}^2$$

Section minimale selon le **C.B.A93** [2]:

$$A_{\text{min}} = 0,005B = 0,005 \times 15 \times 100 = 7,5\text{cm}^2$$

Les armatures longitudinales correspondent au maximum entre les quatre cas ci-dessus :

$$A_p = \max \{A_u; A_s; A_{\text{min}}, \text{C.B.A93}[2]\}$$

$$A_p = \max \{4; 6,76; 1,57; 7,5\} = 7,5\text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA12** de section **7,92cm<sup>2</sup>**

●-3-Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{St}}{4} = 1,98\text{cm}^2$$

Donc on adopte : **5×HA8** de section **2,51cm<sup>2</sup>/ml**

●-4-Calcul de l'espacement

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (19,5\text{cm} ; 40\text{cm}) = 19,5\text{cm}$$

En prend **St = 20cm**

●-4-Contrainte de cisaillement

$$T_{u\max} = qu \times L = 12.46 \times 1.5 = 18.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{h \times d} = \frac{18.69 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.43 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6mm, condition vérifiée.**

Espacement minimal :

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales soit respecter la condition suivante :

$$st \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \text{ Condition}$$

**vérifiée.**

● **Schéma de ferrailage du balcon :**

En plus des supports de calcul, une armature filante de 10 mm de diamètre sera installée au niveau du nez du balcon, tandis que la partie inférieure sera recouverte d'une plaque de treillis soudés.

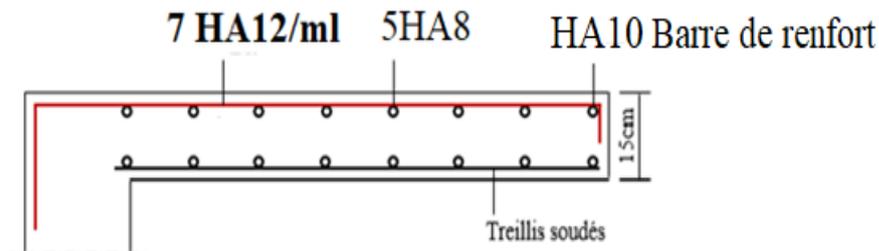


Figure 43 Ferrailage de la dalle pleine (balcon)

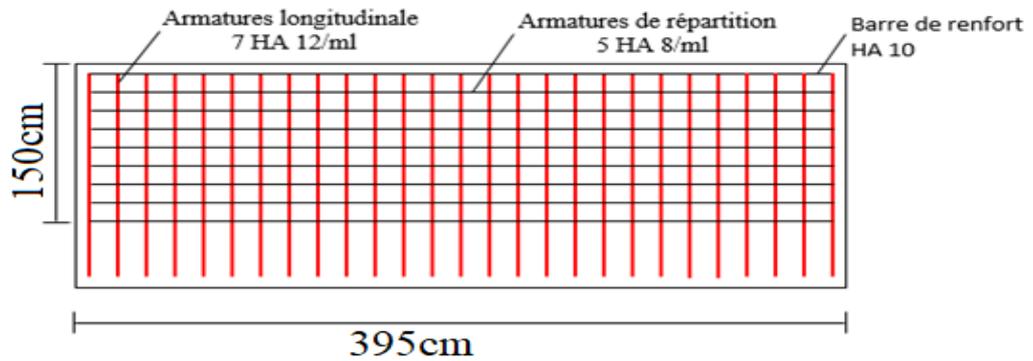


Figure 44 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons

Type

02 :

Largeur : 0.7m

Longueur : 2.85 m

Epaisseur : 12cm

**A -1 Calcul des moments max et efforts tranchants max**

$$\blackstar \text{Moment (max)} = \frac{q_u \times l^2}{2} + G_1 \times l$$

$$\blackstar \text{Effort tranchant (max)} = q_u \times l + G_1$$

A l'ELU :

$$\text{Moment (max)} = 1.35 \left( \frac{5.98 \times 0.7^2}{2} \right) + 1.35 \times 1.20 \times 0.7 + 1.5 \times \left( \frac{3.50 \times 0.7^2}{2} \right) = 4.39 \text{ kN.m}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = 1,35 \times 5.98 \times 0.7 + 1,35 \times 1.20 + 1,5 \times 3.50 \times 0.7 = 10.94 \text{ kN}$$

A l'ELS :

$$\text{Moment (max)} = \left( \frac{5.98 \times 0.7^2}{2} \right) + 1.20 \times 0.7 + \left( \frac{3.50 \times 0.7^2}{2} \right) = 3.16 \text{ kN.m}$$

**A-2-Calcul du ferrailage des balcons :**

**●-1-Ferrailage longitudinal :**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable .Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple On déterminer le ferrailage pour une bande de 1m de largeur.

$b = 1,00 \text{ m}$  ;  $h = 0,12 \text{ m}$  ;  $c = 0.02 \text{ m}$  ;  $d = 0,10 \text{ m}$  ;  $\sigma_{sc} = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

● Ferrailage à l'état-limite ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{4.39 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times (100)^2} = 0,0309$$

$$\mu_u = 0,0309 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0309})$$

$$\alpha = 0,04 ; \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,04) = 0.984 ; Z = d \times \beta = 10 \times 0.984 ; Z = 9.84 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{4.39 \times 10^6}{98.4 \times 348}$$

$$A_{st} = 128.20 \text{ mm}^2 = 1.28 \text{ cm}^2$$

● Ferrailage à l'état-limite de service :  $M_{ux} = 12,46 \text{ MPa}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 2 \xi} \right\} = 215.6 \text{ MPA}$$

$$\mu_s = \frac{30 \times M_u}{h \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 3.16 \times 10^6}{1000 \times 215.6 \times (100)^2} = 0,0439$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0.055$$

$$A_{st} = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{1000 \times 100 \times 0.055}{30(1-0.055)} = 192.98 \text{ mm}^2 = 1.92 \text{ cm}^2$$

●-2-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon le **C.B.A93 [2]**:

$$A_{\min} = 0,005B = 0,005 \times 12 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales correspondent au maximum entre les quatre cas ci-dessus :

$$A_p = \max \{ A_u ; A_s ; A_{\min}, \text{C.B.A93}[2] \}$$

$$A_p = \max \{ 1.28 ; 1.92 ; 1.20 ; 6 \} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA12** de section **6.79cm<sup>2</sup>**

●-3-Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5×HA8** de section **2,51cm<sup>2</sup>/ml**

●-4-Calcul de l'espacement

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (15\text{cm} ; 40\text{cm}) = 15\text{cm}$$

En prend **St = 15cm**

•-5-Contrainte de cisaillement

$$T_{u\max} = q_u \times L = 0.7 \times 3.16 = 2.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{h \times d} = \frac{2.21 \times 10^3}{100 \times 100} = 0.221 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6mm, condition vérifiée.**

Espacement minimal :

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \text{ Condition}$$

**vérifiée.**

• **Schéma de ferrailage du balcon :**

Pour renforcer le balcon, un acier de 10 mm est placé sur le bord (nez), et la partie en dessous est couverte d'un grillage métallique soudé. Cela empêche les fissures et renforce la structure

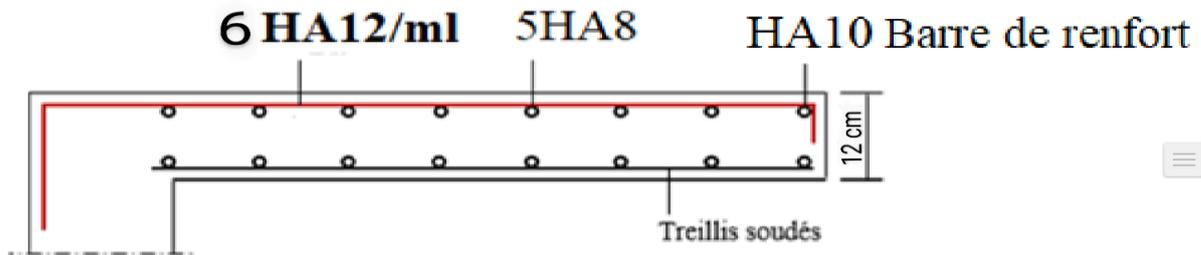


Figure 45 Ferrailage de la dalle pleine (balcon)

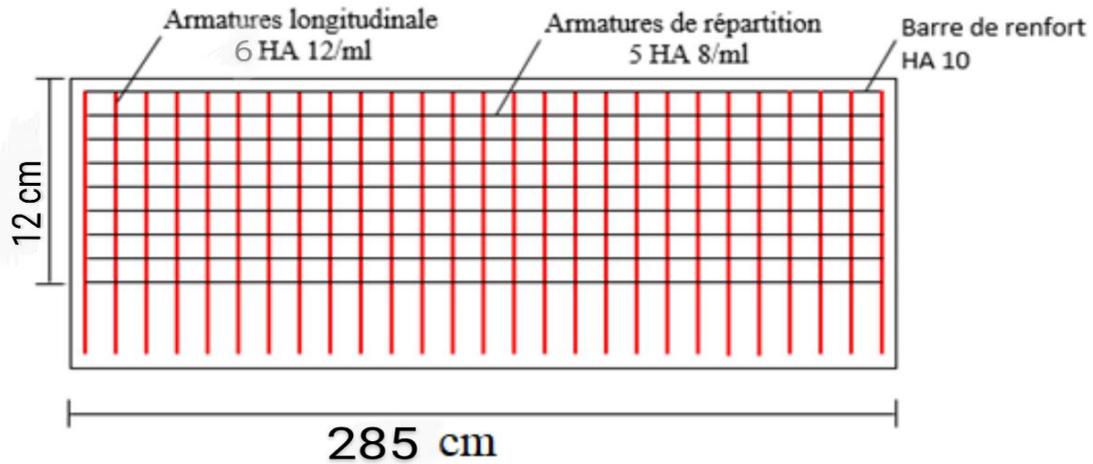


Figure 46 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons

**Type 03 :**

Largeur : 1,6m  
 Longueur : 3,15 m  
 Epaisseur : 16 cm

• **Calcul des moments max et efforts tranchants max**

**A l'ELU :**

$$\text{Moment (max)} = 1.35 \left( \frac{5.98 \times 1.6^2}{2} \right) + 1.35 \times 1.20 \times 1.6 + 1.5 \times \left( \frac{3.50 \times 1.6^2}{2} \right) = 19.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant (max)} = 1,35 \times 5.98 \times 1,6 + 1,35 \times 1,20 + 1,5 \times 3.50 \times 1,6 = 22.93 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

$$\text{Moment (max)} = \left( \frac{5.98 \times 1.6^2}{2} \right) + 1.20 \times 1.6 + \left( \frac{3.50 \times 1.6^2}{2} \right) = 14.05 \text{ KN.m}$$

**A-2-Calcul du ferrailage des balcons :**

• **-1-Ferrailage longitudinal :**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries la fissuration sera considérée comme préjudiciable.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple On détermine le ferrailage pour une bande de 1m de largeur.

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,16 \text{ m} ; c = 0,02 \text{ m} ; d = 0,14 \text{ m} ; \sigma_{sc} = 348 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

• **Ferrailage à l'état-limite ultime :  $M_{ux} = 17,04 \text{ MPa}$**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{19.64 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (140)^2} = 0,0707$$

$$\mu_u = 0,0707 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0707})$$

$$\alpha = 0,0925 ; \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0925) = 0,963 ; Z = d \times \beta = 14 \times 0,963 ; Z = 13,49 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{19,64 \times 10^6}{134,9 \times 348}$$

$$A_{st} = 409,20 \text{ mm}^2 = 4,09 \text{ cm}^2$$

● **Ferraillage à l'état-limite de service** :  $M_{ux} = 14,05 \text{ MPa}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f t 2} \right\} = 215,6 \text{ MPA}$$

$$\mu_s = \frac{30 \times M_u}{h \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 14,05 \times 10^6}{1000 \times 215,6 \times (140)^2} = 0,0997$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099}) = 0,131$$

$$A_{st} = \frac{b \times d \times \alpha 2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0,131}{30(1 - 0,131)} = 703,49 \text{ mm}^2 = 7,03 \text{ cm}^2$$

● **-2-Condition de non fragilité**

$$\text{La section minimale : } A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} A_{st}(\text{min}) \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon le C.B.A93[2]:

$$A_{\text{min}} = 0,005B = 0,005 \times 16 \times 100 = 8 \text{ cm}^2$$

Les armatures longitudinales correspondent au maximum entre les quatre casci-dessus :

$$A_p = \max \{ A_u ; A_s ; A_{\text{min}} ; \text{C.B.A93}[2] \}$$

$$A_p = \max \{ 4,18 ; 7,03 ; 1,69 ; 8 \} = 8 \text{ cm}^2$$

On adopte : **8×HA12** de section **9,05 cm<sup>2</sup>**

● **-3-Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **5×HA8** de section **2,51 cm<sup>2</sup>/ml**

● **-4-Calcul de l'espacement**

$$S_t = \min (1,5d ; 40 \text{ cm}) = \min (21 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 21 \text{ cm}$$

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

● **-5-Contrainte de cisaillement**

$$T_{\text{umax}} = q_u \times L = 14,05 \times 1,6 = 22,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{h \times d} = \frac{22,48 \times 10^3}{100 \times 140} = 1,60 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Diamètre minimal : la fissuration étant préjudiciable, on doit avoir un diamètre minimal supérieur à **6mm, condition vérifiée.**

Espacement minimal :

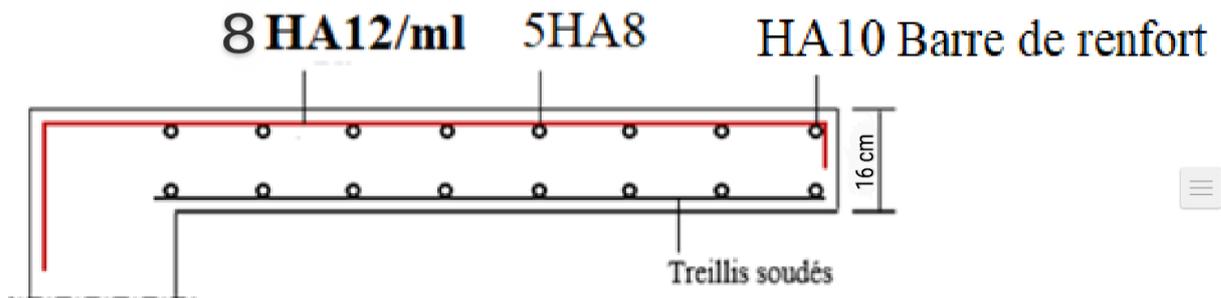
En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales soit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min} \{2h, 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \quad \text{Condition}$$

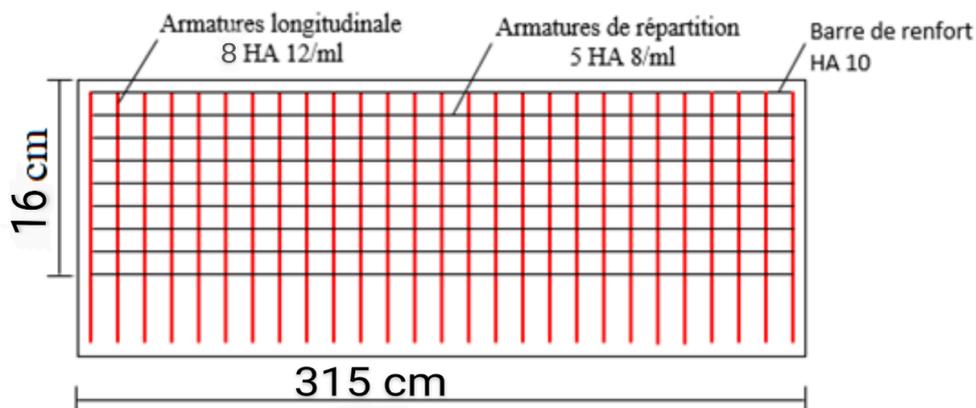
**vérifiée.**

- **Schéma de ferrailage du balcon :**

Pour renforcer le balcon, un acier de 10 mm est placé sur le bord (nez), et la partie en dessous est couverte d'un grillage métallique soudé. Cela empêche les fissures et renforce la structure



**Figure 47 Ferrailage de la dalle pleine (balcon)**



**Figure 48 Vue en plan du schéma de ferrailage des balcons**

### III-2-7-Etude de la dalle machine

#### III-2-7-1-Introduction

La dalle machine est un panneau rectangulaire (dimensions :  $\ell_x = 1,675 \text{ m}$ ,  $\ell_y = 3,70 \text{ m}$ ) conçue pour supporter des charges élevées, supérieures à celles des dalles classiques (étage ou terrasse). Cela s'explique par :

- Le poids statique de la machine d'ascenseur.
- Les efforts dynamiques liés au mouvement de l'ascenseur (vibrations, accélérations/décélérations).
- La transmission irrégulière des charges vers la dalle, due à la position et au fonctionnement de la machine.

Sa structure intègre un ferrailage renforcé et une épaisseur adaptée pour résister à ces sollicitations complexes, tout en assurant une rigidité suffisante pour limiter les déformations et éviter les désordres (fissures, usure prématurée)

#### III-2-7-2-Pré dimensionnement

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

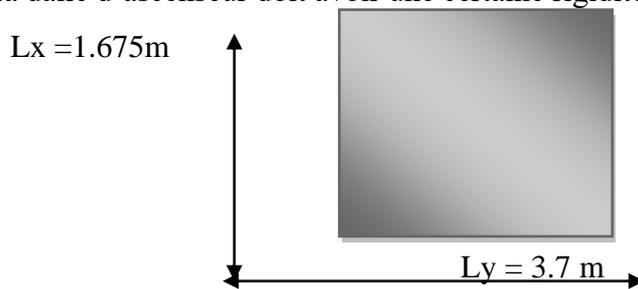


Figure 49 Schéma de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

#### A-Résistance à la flexion

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

#### B-Condition de l'E.N. A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :

$$e \geq 25\text{cm}$$

#### C-Condition de flèche

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

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

$$e \geq \frac{0,85}{20} L_x = \frac{0,85}{20} (167,5) = 7,11 \text{ cm}$$

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

### III-2-7-3-Détermination des charges et surcharges

#### A-charges permanentes

-selon l'entreprise nationale des ascenseurs, la charge :

$$P_1=8400\text{Kg} ; P_4=600\text{Kg} ; P_7 = 750\text{Kg} ; P_{10} = 3100\text{Kg}$$

$$\text{Poids de la machine} = \sum \frac{P_i}{S} \times 100 \quad \text{tel que : } P_2 = 3200\text{Kg} ; P_5 = 800\text{Kg} ; P_8 = 1100\text{Kg}$$

$$P_3 = 2000\text{Kg} ; P_6 = 1250\text{Kg} ; P_9 = 1000\text{Kg}$$

$$\text{Donc : poids de la machine} = \frac{P_1+P_2+P_3+P_4+P_5+P_6+P_7+P_8+P_9+P_{10}}{S} \times 100$$

$$\text{Avec : } S = 1,675 \times 3,7 = 6,197 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de la machine} = \frac{22200}{6,197} = 3582,37 \text{ Kg/m}^2$$

-dalle plein  $e = 25 \text{ cm}$  ;  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

$$0,25 \times 2500 = 625 \text{ Kg/m}^2$$

- Enduit de ciment :  $e = 2 \text{ cm}$  ;  $\rho = 2000 \text{ Kg/m}^3$

$$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bullet G = 3582,37 + 625 + 40 = 4247,37 \text{ Kg/m}^2 = 42,47 \text{ KN/m}^2$$

#### B-surcharge d'exploitation

$$Q = 300 \text{ Kg/m}^2 = 3 \text{ KN/m}^2$$

#### C- Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 61,83 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser} = G + Q = 45,47 \text{ KN/m}$$

#### D- Calcul des efforts [RPA99 / version 2003[1]]

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

##### •Calcul de « $\rho$ »

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,452 \leq 1 \quad \Longrightarrow \text{ dalle porte dans les deux sens.}$$

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

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

► **E.L.U :**

$$\mu_x = 0.102 \Rightarrow M_x = 17.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = 0.25 \Rightarrow M_y = 4.42 \text{ KN.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

**Moments en travées :**

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 3.75 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis :**  $M_{ax} = 0,3M_x = 5.30 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 1.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax}; M_{ay}) = 5.30 \text{ KN.M}$$

**III-2-7-4- Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section :  $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$  qui travaille en flexion simple.

● **Ferrailage en travée :**

**Dans les deux sens « Lx et Ly » :**

On a :  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 25 \text{ cm}$ ;  $d = c - 2 = 23 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{15.03 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (230)^2} = 0.020$$

$$\mu_u = 0.020 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020})$$

$$\alpha = 0.026 \quad ; \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.026) = 0.989 \quad ; \quad Z = d \times \beta = 23 \times$$

$$0.989 = 22.74 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{15.03 \times 10^6}{227.4 \times 348}$$

$$A_{st} = 189.92 \text{ mm}^2 = 1.89 \text{ cm}^2$$

● **Ferrailage en appuis :**

**Dans les deux sens « Lx et Ly » :**

On a :  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 25 \text{ cm}$ ;  $d = c - 2 = 23 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{5.30 \times 10^6}{1000 \times 14,17 \times (230)^2} = 0.00707$$

$$\mu_u = 0.0070 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007})$$

$$\alpha = 0.01 \quad ; \quad \beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,01) = 0.996 \quad ; \quad Z = d \times \beta = 23 \times 0.996 = 22.90 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uf}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5.30 \times 10^6}{229 \times 348}$$

$$A_{st} = 66.50 \text{ mm}^2 = 0.66 \text{ cm}^2$$

**Tableau 31 récapitulatif des résultats de ferrailage en travée et en appuis (sens Lx et Ly)**

|               | <b>Mu</b><br>(kN.m) | $\mu_u$ | $\alpha_u$ | <b>Z</b><br>(cm) | <b>A</b><br>(cm <sup>2</sup> ) | <b>Aadoptee</b><br>(cm <sup>2</sup> ) |
|---------------|---------------------|---------|------------|------------------|--------------------------------|---------------------------------------|
| <b>Travée</b> | 15.03               | 0.020   | 0.026      | 22.74            | <b>1,89</b>                    | <b>5×HA10=3.93 cm<sup>2</sup></b>     |
| <b>Appui</b>  | 5.30                | 0,0070  | 0,01       | 22.90            | <b>0.66</b>                    | <b>5×HA10=3.93 cm<sup>2</sup></b>     |

**Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Esp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**• Calcul des armatures transversales :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{h \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = 54.35 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 34.52 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = \max(T_x ; T_y) = 54.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{h \times d} = \frac{54.34 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.230} = 0.236 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**► Vérification a l'ELS :**

**a. Vérification des contraintes :**

• **Béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **Acier :**  $\sigma_s = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d-y) \leq \sigma_s$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa avec : } \eta = 1,6 \text{ pour HA ; } f_e = 400 \text{ MPa}$$



$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 1.125 ; q_{ser} = 85,84 \text{ kN/m}$$

$$\mu_x = 0,102 \quad M_x = 13.01 \text{ kN.m}$$

$$\mu_y = 0.25 \quad \Rightarrow \quad M_y = 3.25 \text{ kN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 11.05 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 2.76 \text{ kN.m}$$

**Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = 3.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = 0.975 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \max(M_{ax} ; M_{ay}) = 3.90 \text{ kN.m}$$

**• Détermination de la valeur de «y»:**

$$I = \frac{b y^2}{2} + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ Avec : } A'_{sc} = 0 ; n = 15$$

**• Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n [A'_{st} (d - c')^2 + A_{sc} (d - y)^2]$$

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

**Tableau 32 Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis dans les deux sens**

|               |       | Mt<br>(kN.m) | As<br>(cm <sup>2</sup> ) | Y<br>(cm) | I (cm <sup>4</sup> ) | $\sigma_{bc}$<br>(MPa) | $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ |
|---------------|-------|--------------|--------------------------|-----------|----------------------|------------------------|--------------------------------------|------------------|--------------------------------|
| <b>Travée</b> | (x-x) | 11.05        | 3.93                     | 5.83      | 23984.1              | 2.68                   | Condition<br>vérifiée                | 12.65            | Condition<br>Vérifiée          |
|               | (y-y) | 11.05        | 3.93                     | 5.83      | 23984.1              | 2.68                   |                                      | 12.65            |                                |
| <b>Appuis</b> |       | 3.90         | 3.93                     | 5.83      | 23984.1              | 0.94                   |                                      | 4.46             |                                |

**b. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 2.55 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 \times b \times h = 2.00 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \rho_0 = 0,8\% \\ \rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.45 \end{array} \right.$$

**► Sens Lx-x :**

Sur appuis :  $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml}>2.55\text{ cm}^2$  —————> Condition vérifiée.

En travée :  $A_y=3,93\text{cm}^2/\text{ml}>2.00\text{ cm}^2$  —————> Condition vérifiée.

► **Sens Ly-y :**

Sur appuis :  $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml}>2.55\text{cm}^2$  —————> Condition vérifiée.

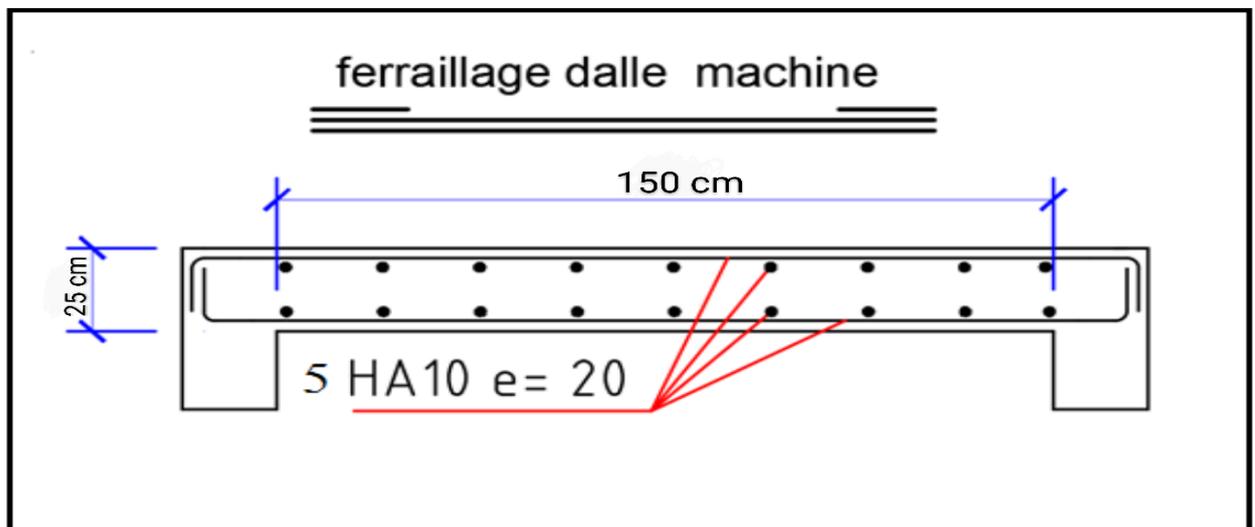
En travée :  $A_y=3,93\text{cm}^2/\text{ml}>2.00\text{cm}^2$  —————> Condition vérifiée.

**c. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.149 > 0.05 \\ 0.149 > 0,028 \text{ à } 0,037 \\ 1,57 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \end{array} \right. \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure 50 Ferrailage de la dalle machine**

**III-2-8-L'ascenseur :**

**III-2-8-1-Introduction :**

Ascenseur est un dispositif mécanique pour déplacer personnes ou charges verticalement entre les étages.

**Usage :** Obligatoire à partir de 5 étages (escaliers trop fatigants).

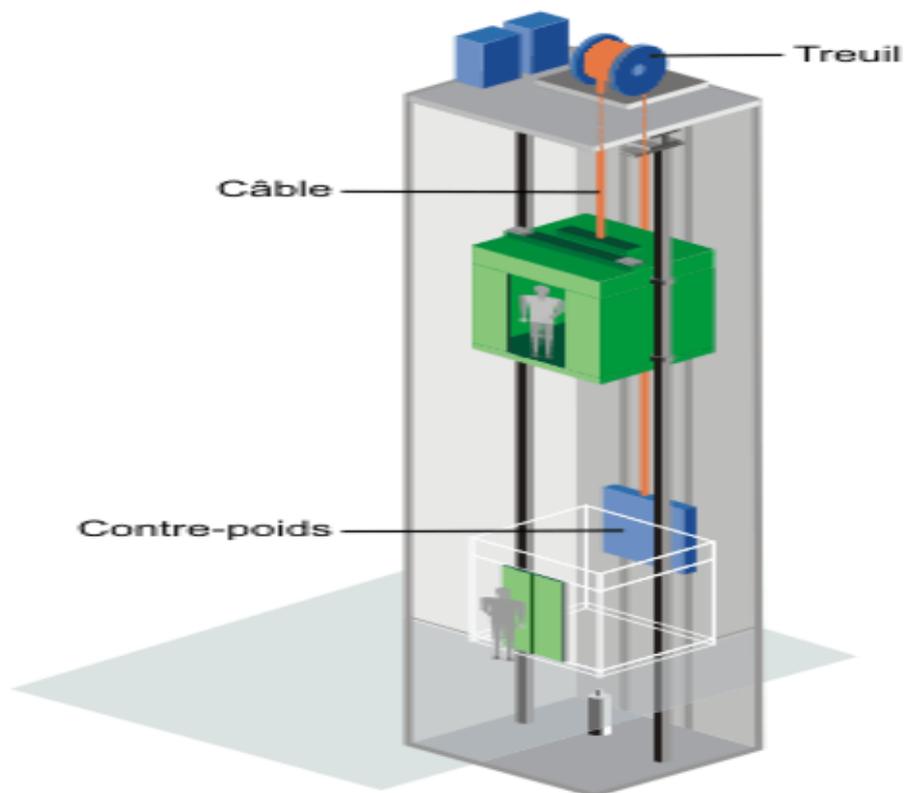
**Structure :**

Cabine : Espace mobile qui transporte les usagers (guidée par des rails verticaux dans la cage d'ascenseur ).

**Mécanisme :**

- Moteur électrique (entraîne la cabine).
- Contre- poids (équilibre le poids de la cabine pour réduire l'effort du moteur).
- Câbles d'acier (fixent la cabine et transmettent les forces).

**Fonctionnement :** Combinaison de mouvement contrôlé et de sécurité mécanique



**Figure 51 Schéma d'un ascenseur mécanique**

### III-2-8-2-Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne repose sur 3 éléments principaux :

1. Treuil et poulie : Système qui tire la cabine via un câble d'acier.
2. Cabine : L'habitable qui transporte les personnes ou objets.
3. Contre- poids : Masse qui équilibre la cabine pour réduire l'effort du moteur.

**Fonctionnement :**

- Le câble relie la cabine et le contre- poids, passant dans les gorges de la poulie (sorte de rainures).

- Poids calculés :
  - $P_m$  = Poids de la cabine + ses accessoires.
  - $Q$  = Poids des personnes/objets transportés.
  - $P_p$  (contre- poids) =  $P_m + Q/2$  (pour équilibrer et économiser l'énergie du moteur)

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201[4]), la charge nominale est de **675 kg** pour **9 personnes** avec une surface utile de la cabine de 1,95 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22[4]) .....(1)

- Largeur : 1,5 m
  - profondeur : 1,3 m
  - hauteur : 2,2 m
  - la largeur de passage libre : 0,9m
  - la hauteur de passage libre : 2,00m
  - la hauteur de la course : 65,75m
- L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0=25\text{cm}$
- Le poids mort total est :  $P_m = \sum M_i = 2342,5 \text{ Kg}$
  - le contre poids :  $P_p = P_m + Q/2 = 2342,5 + \frac{675}{2} = 2680 \text{ Kg}$

**A)-calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202[4]), la valeur minimale du coefficient de la sécurité  $C_s$  est de **10** et le rapport  $\frac{D}{d}$  ; ( $D$  : diamètre de la poulie et  $d$  : diamètre du câble) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

Prenons  $\frac{D}{d} = 45$  et  $D = 550\text{mm}$   $\implies d = 12,22\text{mm}$

**On a :  $C_r = C_s.M.....(1)$**

Avec

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble.

$C_r$  : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : Charge statique nominale portée par la nappe.

**$M=Q +P_m+M_g..... (2)$**

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige Mg devant (Q+Pm) ( $Mg < Q+Pm$ )  $\implies M = Q+P$

Donc  $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 12 \times (675 + 2342,5) = 36210 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0,85 »

$$\implies C_r = \frac{36210}{0,85} = 42600 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec **m** : type de moulage (2brins, 3brins, ...)

**n** : nombre des câbles

Pour un câble de  $d=12,22 \text{ mm}$  et  $m=3$  on a :  $C_r (1 \text{cable}) = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{42600}{8152 \times 3} = 1,74$$

Soit **n = 2 câbles**. Le nombre des câbles doit être pair etcela pour compenser les efforts de tension des câbles.

**B)-Le poids des câbles (Mg)**

$$Mg = m \times n \times L$$

$m$  : la masse linéaire du câble  $m=0,512 \text{ Kg/mL}$  : longueur du câble = 33.35m

$n$  : nombre des câbles = 2.

$$Mg = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 67,80 = 69,43 \text{ kg}$$

$$(2) \implies M = Q + Pm + Mg = 675 + 2342,5 + 69,43 = 3086,93 \text{ kg}$$

**C)-Vérification de Cr :**

$$C_r = C_r \times (1 \text{ câble}) \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \implies C_s = C_r / M = \frac{41575,2}{3086,93} = 13,46 > 12 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**D)-Calcul de la charge permanente total G**

$$G = P_m + P_p + P_{treilli} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale :  $G = 2342,5 + 2680 + 1200 + 69,43 = 6291,93 \text{ kg}$

- la surcharge :  $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9506,61 \text{ kg}$$

**III-2-8-3-Vérification de la dalle de machine au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes). La charge totale ultime :  $q_u = 9506,61 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$ .

Soit :  $q_0$  la charge appliquée sur chaque appui.

Selon le **BAEL 91 révisée 99[3]** la condition de non poinçonnement a vérifiée est :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9506,61}{4} = 2376,65 \text{ Kg}$$

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_h}$$

Avec :

$q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle.

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carré de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$  (voire figure suivant) :

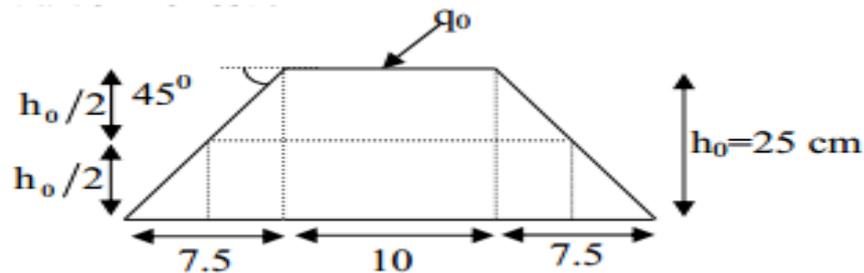


Figure 52 Représentation de la charge concentrée au niveau de la dalle machine

$$\mu_2 = 2(U+V) ; h = 25\text{cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm}$$

$$\mu_2 = 2 \times (35+35) = 140\text{cm}$$

$$0,045 \times 140 \times 25 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 26520 \text{ Kg} > q_0 = 2364,75 \text{ Kg}$$

Donc, il n'y a pas de risque de poinçonnement

### Références du troisième chapitre

[1]DTR BC 2.48. *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003*, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

[2]DTR BC. 2.41. *Règles de calcul et de conception des structures en béton armé C.B.A. 93*. Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

[3]Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé*

[4]NF P94-262. *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7*. Editions AFNOR.

# **Chapitre IV :**

**Etude sismique de la structure**

### IV-1-Introduction :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrices, libérant brusquement une énergie accumulée dans les roches lors des mouvements tectoniques. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, il se produit une rupture qui génère des ondes sismiques se propageant dans toutes les directions et affectant les constructions. Ces mouvements du sol amplifient les structures selon leur période propre et le type de sol, nécessitant une analyse parasismique approfondie.

### IV-2-Choix de la méthode de calcul :

Le but de cette étude est de déterminer les forces sismiques agissant sur la structure. Trois méthodes sont disponibles :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le choix dépend des conditions propres à chaque méthode et notre structure est située en zone sismique II-A, groupe d'usage 1B. [2]

Étant donné que la hauteur de la structure est  $H = 34,50 \text{ m} > 23 \text{ m}$ , l'application de la méthode statique équivalente n'est pas conforme aux critères (article 4.1.2.b du RPA99/version 2003[1]). Ainsi, nous avons recours à la méthode d'analyse modale spectrale, réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010. La hauteur de la structure :

$$H = 34.50 \text{ m} > 23 \text{ m}$$

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant logiciels de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**

### IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale :

#### IV-3-1-Principe d'analyse modale spectrale :

Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux provoqués dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés afin d'évaluer la réponse globale de la structure.

**IV-3-2-Domaine d'application :**

La méthode dynamique s'applique de manière générale, surtout lorsque la méthode statique équivalente n'est pas utilisée.

**IV-3-3-Spectre de réponse de calcul :**

Selon le **RPA99/version 2003 [1] (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \bullet 1,25 \times A \times \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1) \right] & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times \left[ (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \right] & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de la zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

**W** : Poids de la structure.

**Q** : facteur de qualité.

**IV-3-4-Classification de site :**

Selon le **RPA99/version 2003[1]** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de **Catégorie S2** selon le **RPA 2003[1]**.

**IV-3-5- Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

► **Coefficient d'accélération A : Zone IIa , groupe 2**, (D'après la classification sismique de wilaya **Skikda** : **CARTE DE ZONAGE SISMIQUE [2]** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,20 (tableau 4.1 de RPA99/version2003 [1])**

► **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après **l'article 4.2.3** de **l'RPA99/version2003 [1]**) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 1,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

• Périodes caractéristiques  $T_1$  ;  $T_2$  :

Pour notre site type : **S2**

$T_1 = 0,15$  s ;  $T_2 = 0,40$  s (Tab 4.7 selon RPA [1])

• Coefficient de correction d'amortissement  $\eta$  :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,882 \quad ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$  pour un contreventement mixte ( $\eta = 0,882$ ). (tab 4.2 RPA)

**Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA99/version 2003[1].

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (f 4.6)$$

$$T = \text{Min} (C_N \times (h_N)^{3/4} ; 0,09 \times h_N / \sqrt{L})$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \dots \dots \dots (f 4.7)$$



Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure :  $h_N = 34.50$  m

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le RPA 99 / version 2003[1] (tableau 4.6).

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

$L$  : étant de dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 28.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.58 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 20.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.68 \text{ sec}$$

On a :  $T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0.58 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

$T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0.68 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

On a :  $T = C_N \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (34.50)^{3/4} = 0.71 \text{ sec}$

En prend :  $T = 0.71 \text{ sec}$

Donc :  $D = 2,5\eta(T_2/T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 (0,40/0.58)^{2/3} = 1.72$

$D = 2,5\eta(T_2/T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 (0,40/0.68)^{2/3} = 1.54$

► **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q_{\text{ACC}} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

► **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 de RPA99/ version 2003[1]** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4 du RPA99/version 2003[1]**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

► **Facteur de qualité Q :**

**a) Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le **RPA99/version 2003 [1]**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

• **sens longitudinal : (7 travées) :**

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 5.05/2.8 = 1.8 > 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

• **sens transversal : (4 travées) :**

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 4.35/4.25 = 1.05 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

**b) Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques** ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

• **sens longitudinal : (8 files) :**

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 5.05/2.8 = 1.8 > 1.5 \text{ critère observé } p_q = 0.05$$

• **sens transversal : (5 files) :**

$$L_{\text{max}}/L_{\text{min}} = 4.35/4.25 = 1.05 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

**c) Régularité en plan :**

- La tour présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension de la tour mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau 33 Caractéristiques massiques et géométriques de bâtiment

| Niveau  | W <sub>étage</sub> (kg) | Position du centre de masse |                    | Position du centre de Torsion |                 | Excentricité calculer |                | Excentricité Théorique max |                |
|---------|-------------------------|-----------------------------|--------------------|-------------------------------|-----------------|-----------------------|----------------|----------------------------|----------------|
|         |                         | X <sub>G</sub> (m)          | Y <sub>G</sub> (m) | X <sub>CR</sub>               | Y <sub>CR</sub> | e <sub>x</sub>        | e <sub>y</sub> | e <sub>x</sub>             | e <sub>y</sub> |
| RDC     | 528924.94               | 14.18                       | 10.26              | 14.25                         | 10.25           | 0.07                  | 0.01           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 1 | 527452.99               | 14.18                       | 10.27              | 14.25                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 2 | 508936.64               | 14.17                       | 10.27              | 14.25                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 3 | 508936.64               | 14.17                       | 10.27              | 14.25                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 4 | 495935.80               | 14.18                       | 10.27              | 14.26                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 5 | 495935.80               | 14.18                       | 10.27              | 14.26                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 6 | 482541.00               | 14.17                       | 10.27              | 14.26                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 7 | 482541.00               | 14.17                       | 10.27              | 14.26                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 8 | 470722.05               | 14.17                       | 10.27              | 14.26                         | 10.25           | 0.08                  | 0.02           | 1.43                       | 1.03           |
| Etage 9 | 473360.81               | 14.23                       | 10.03              | 14.26                         | 10.25           | 0.03                  | 0.22           | 1.43                       | 1.03           |

Selon le tableau précédent, les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage indiquent que l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas  $0,15 \times L_i$  dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

- La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur =  $28.5 / 20.5 = 1,38 < 4$  —————> **Condition vérifiée.**

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes de la tour dans une direction donnée n'exécède pas **25 %** :

$(L_1 + L_2) / L = (4.25 + 4.25) / 28.5 = 41\% > 25\%$  —————> **Condition non vérifiée.**

$(L_1 + L_2) / L = 14.9 / 20.50 = 50\% > 25\%$  —————> **Condition non vérifiée.**

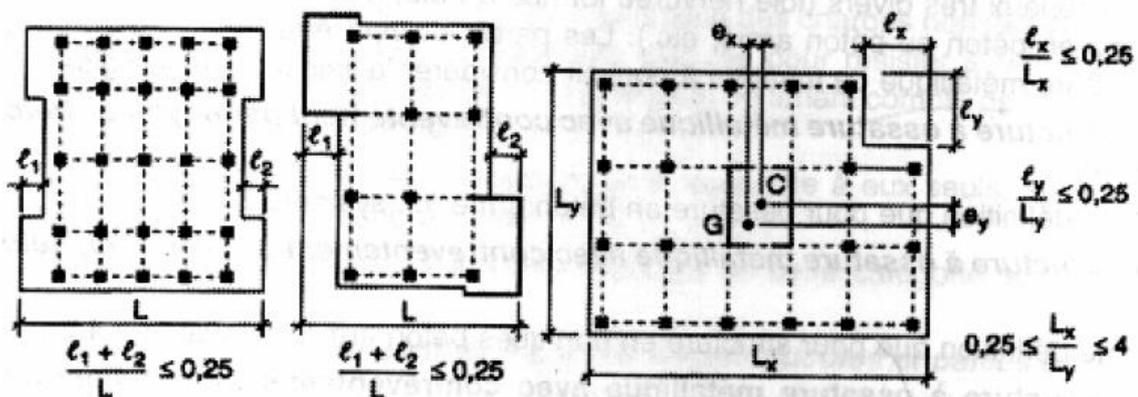


Figure 53 Limites des décrochements en plan

- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

—————> Condition vérifiée.

⇒ Donc le critère est observé  $P_q = 0,05$

**d) Régularité en élévation :**

La structure est classée régulièrement en élévation  $P_q = 0$ .

**e) Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre Tour ne sont pas contrôlés donc :  $P_q = 0,05$

**f) Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $P_q = 0,10$

**Tableau 34 Pénalité en fonction de critère de qualité**

| Critère q                             | Pq  |      |
|---------------------------------------|---|------|
|                                       | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0,05 |
| Redondance en plan                    | 0,05  | 0    |
| Régularité en plan                    | 0,05  | 0,05 |
| Régularité en élévation               | 0,00  | 0    |
| Contrôle de la qualité des matériaux  | 0,05  | 0,05 |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | 0,10  | 0,10 |
| La somme                              | 0,30  | 0,20 |

- $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$  (Tableau 4.3 de RPA 99/version 2003[1] (page 41))

D'où  $P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $Q$  est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\} = \max \{0,30, 0,20\} = 0,30.$$

$$Q_x = 1 + 0,30 = 1,30.$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

$$Q = 1,30.$$

#### IV-3-6-Nombre de mode à considérer :

Selon l'RPA 99 / version 2003[1] (Art 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

#### IV-4-Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b), on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

##### A)-Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

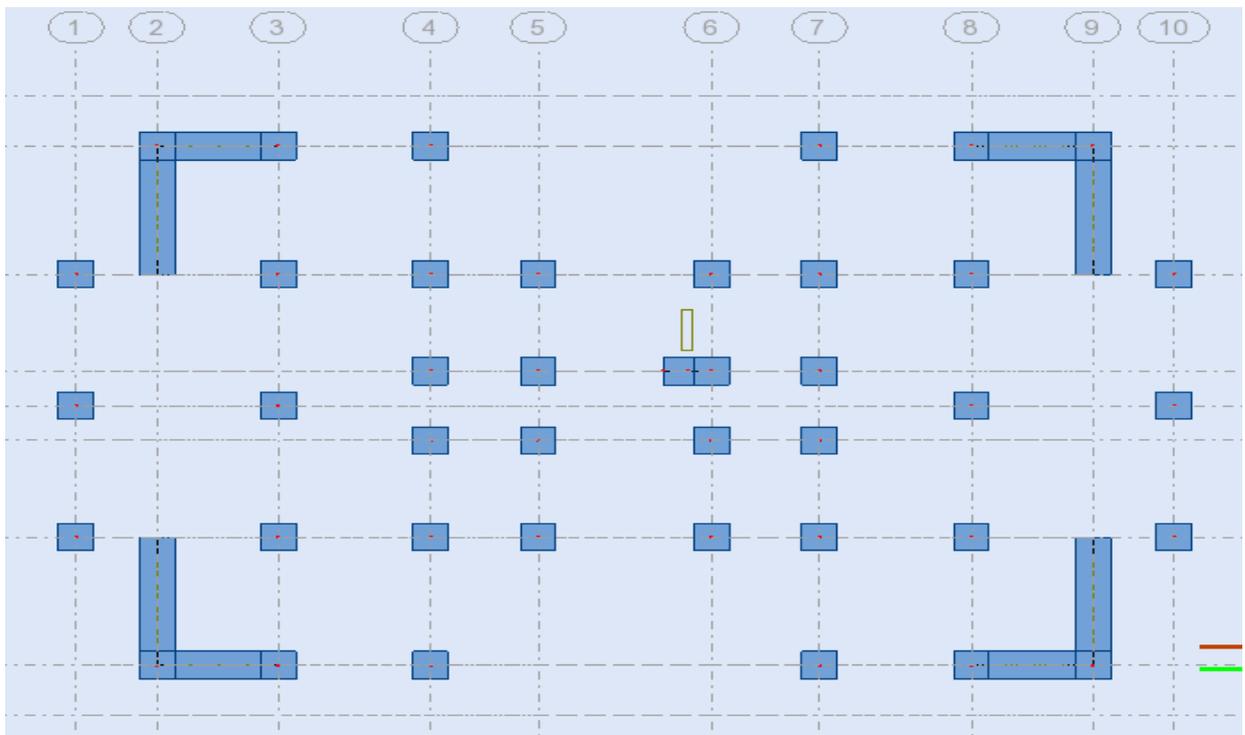


Figure 54 La 1ère disposition des murs voiles et poteaux

$T = 0.78 \text{ sec}$

Tableau 35 Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010)

| Mode  | Fréquence (Hz) | Période (sec) | Masses cumulées UX (%) | Masses cumulées UY (%) | Masses cumulées UZ (%) | Masses Modale UX (%) | Masses Modale UY (%) | Masses Modale UZ (%) |
|-------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 4/ 1  | 1,28           | 0,78          | 58.21                  | 7.89                   | 0,06                   | <b>58.21</b>         | <b>7.89</b>          | 0,06                 |
| 4/ 2  | 1,32           | 0,76          | 66.36                  | 65.98                  | 0,18                   | <b>8.15</b>          | <b>58.09</b>         | 0.11                 |
| 4/ 3  | 1,94           | 0,52          | 66.56                  | 66.71                  | 0,18                   | <b>0.20</b>          | <b>0.73</b>          | 0,00                 |
| 4/ 4  | 4,64           | 0,22          | 70.99                  | 79.39                  | 0.18                   | <b>4.43</b>          | <b>12.68</b>         | 0.00                 |
| 4/ 5  | 4.70           | 0,21          | 84.20                  | 83.53                  | 0.34                   | <b>13.21</b>         | <b>4.15</b>          | 0,16                 |
| 4/ 6  | 7.38           | 0,14          | 84.22                  | 83.54                  | 0.42                   | <b>0.02</b>          | <b>0.01</b>          | 0.08                 |
| 4/ 7  | 7.68           | 0,13          | 84.24                  | 83.55                  | 3.33                   | <b>0.02</b>          | <b>0.01</b>          | 2.91                 |
| 4/ 8  | 7.80           | 0,13          | 84.24                  | 83.58                  | 8.66                   | <b>0.00</b>          | <b>0.03</b>          | 5.33                 |
| 4/ 9  | 8.01           | 0,12          | 84.24                  | 83.58                  | 10.17                  | <b>0.00</b>          | <b>0,00</b>          | 1.51                 |
| 4/ 10 | 8.19           | 0,12          | 84.24                  | 83.62                  | 10.74                  | <b>0.00</b>          | <b>0.04</b>          | 0.57                 |
| 4/ 11 | 8.26           | 0,12          | 84.35                  | 87.78                  | 11.81                  | <b>0.11</b>          | <b>4.17</b>          | 1.07                 |
| 4/ 12 | 8.39           | 0,12          | 84.36                  | 88.05                  | 11.82                  | <b>0,00</b>          | <b>0,27</b>          | 0.01                 |
| 4/13  | 8.45           | 0,12          | 84.44                  | 88.06                  | 21.90                  | <b>0.08</b>          | <b>0,00</b>          | 10.07                |
| 4/ 14 | 8.57           | 0,12          | 84.51                  | 88.26                  | 27.99                  | <b>0,08</b>          | <b>0,20</b>          | 6.10                 |
| 4/ 15 | 8.60           | 0,12          | 84.56                  | 88.26                  | 28.11                  | <b>0,04</b>          | <b>0,00</b>          | 0.12                 |
| 4/ 16 | 8.70           | 0,11          | 87.67                  | 88.29                  | 28.11                  | <b>3,11</b>          | <b>0,03</b>          | 0,00                 |
| 4/ 17 | 8.74           | 0,11          | 87.89                  | 88.29                  | 28.28                  | <b>0,23</b>          | <b>0,00</b>          | 0,17                 |
| 4/ 18 | 8.77           | 0,11          | 88.04                  | 88.37                  | 29.03                  | <b>0,14</b>          | <b>0,08</b>          | 0.75                 |
| 4/ 19 | 8.78           | 0,11          | 88.63                  | 88.37                  | 29.04                  | <b>0,60</b>          | <b>0,00</b>          | 0,00                 |
| 4/ 20 | 8.86           | 0,11          | 89.01                  | 88.38                  | 29.93                  | <b>0,37</b>          | <b>0,01</b>          | 0.89                 |

D'après le tableau ci-dessus :

Période fondamentale de la structure = 0,71 sec

Selon le **RPA99/version2003 [1] (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

•  $T = 0,71 \times 1,3 = 0,92 \text{ sec} > T_{\text{calculées}} = 0,78 \text{ sec}$   condition vérifiée.

**B) -Poids total de la structure :**

Selon le **RPA99/version2003 [1] (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction  $\beta$  des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA99/version 2003[1]**.

$W$  : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids des charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charges d'exploitations.

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA99/version2003[1]**.

Pour notre type de **Tour** (bâtiment d'habitation) :  $\beta = 0,20$

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010**

| Cas/Etage | Masse[kg] |
|-----------|-----------|
| 4/ 1      | 528924.94 |
| 4/ 2      | 527452.99 |
| 4/ 3      | 508936.64 |
| 4/ 4      | 508936.64 |
| 4/ 5      | 495935.80 |
| 4/ 6      | 495935.80 |
| 4/ 7      | 482541.00 |
| 4/ 8      | 482541.00 |
| 4/ 9      | 470722.05 |
| 4/ 10     | 473360.81 |

$$\sum W_i = 4975287.67 \text{ Kg} = 49752.88 \text{ KN}$$

**C)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale:**

Selon l'RPA99/version 2003 [1] (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

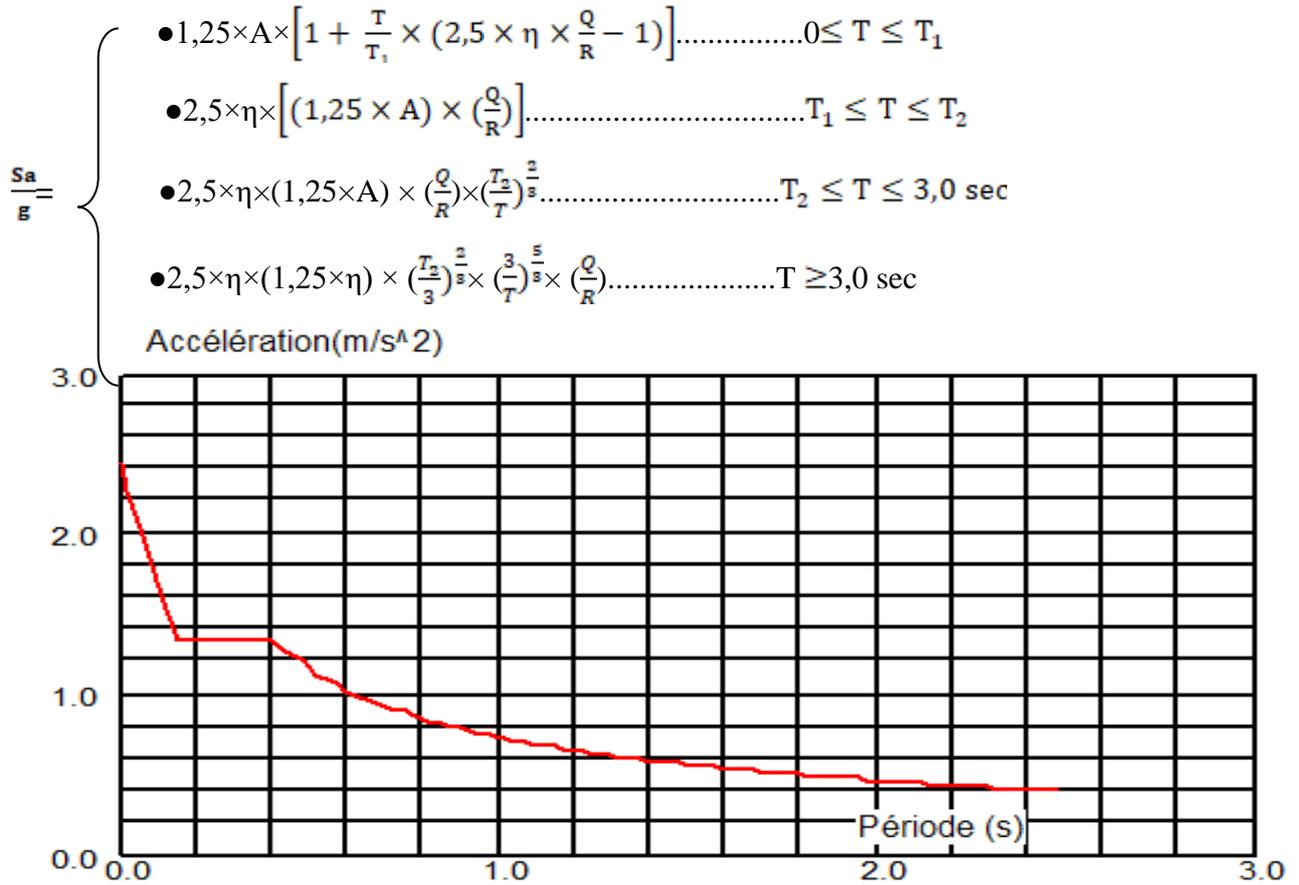


Figure 55 Spectre de réponse

**D)-Nombre des modes considérées :**

Selon l'RPA99/version2003 [1] (Art 4.3.4) :

Pour les structures modélisées dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à considérer dans chaque direction d'excitation doit satisfaire les conditions suivantes :

1. La somme des masses modales effectives des modes retenus doit représenter au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Tous les modes présentant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure doivent être inclus pour déterminer la réponse globale de la structure.

En outre, un minimum de trois modes doit être pris en compte dans chaque direction analysée.

Dans notre structure :

La masse modale longitudinale est : **49752.88KN**

La masse modale transversale est : **49752.88KN**

La masse totale de la structure est : **49752.88KN**

**Sens longitudinal :**

90% (**49752.88**) = 44777.59KN < la masse modale

⇒ Condition vérifiée.

**Sens transversal :**

90% (**49752.88**) = 44777.59KN < la masse modale

⇒ Condition vérifiée.

**Sens longitudinal :**

5% (**49752.88**) = 2487.64 KN < la masse modale

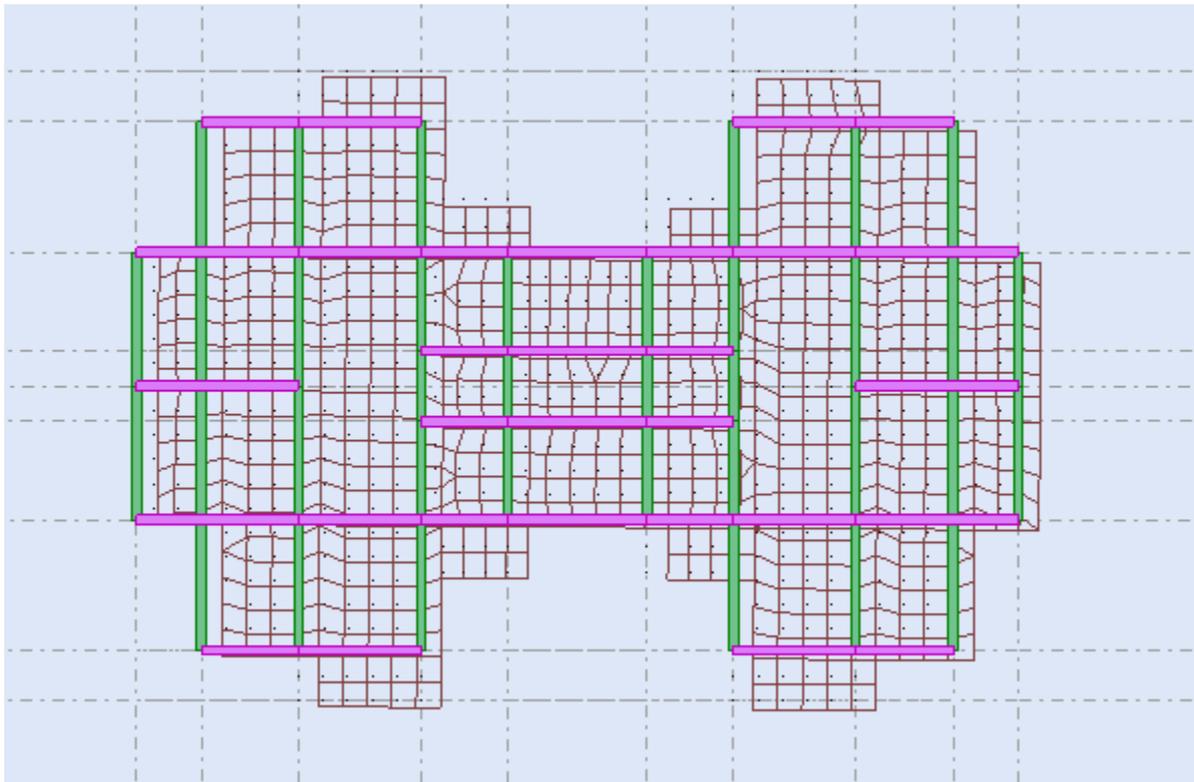
⇒ Condition vérifiée.

**Sens transversal :**

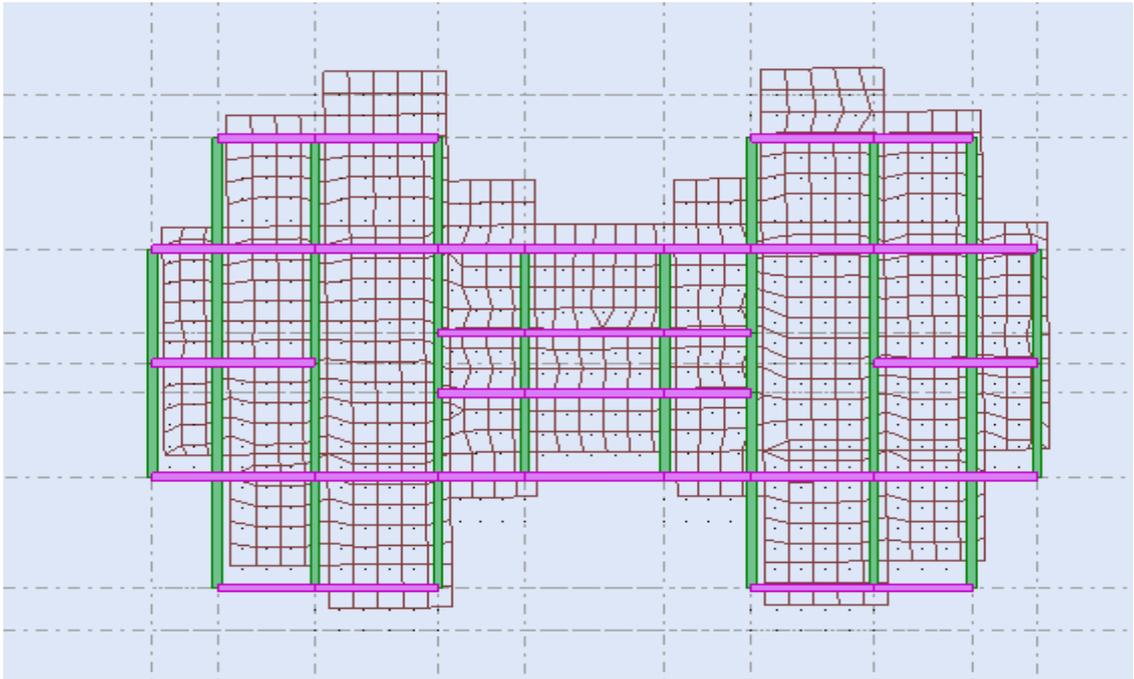
5% (**49752.88**) = 2487.64 KN < la masse modale

⇒ Condition vérifiée.

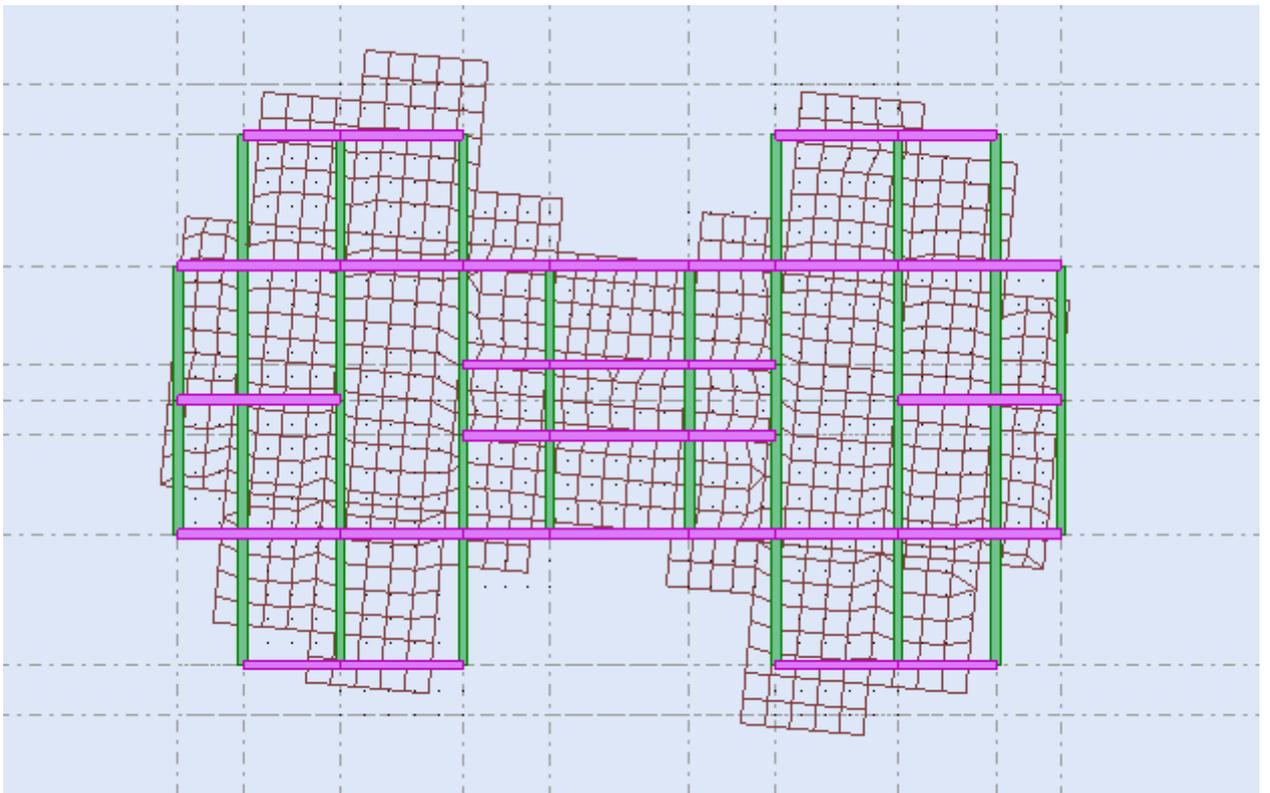
Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure :



**Figure 56 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2010)**



**Figure 57 2ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)**



**Figure 58 3ème mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques  
niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2010)**

**E) -Calcul de la force sismique statique :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,72 \times 1,30}{5} \times 49752,88 = 4449,89 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{statique}} = \frac{0,20 \times 1,54 \times 1,30}{5} \times 49752,88 = 3984,21 \text{ KN}$$

### F) -Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente:

Selon RPA99/version2003 [1] (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base, notée  $V_t$ , obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être au moins égale à 80 % de la résultante des forces sismiques calculée selon la méthode statique équivalente, notée  $V$ . Cette condition s'applique pour une période fondamentale déterminée à partir de la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau 36 Les réactions à la base

|           | $\sum F_x$ (KN) | $\sum F_y$ (KN) |
|-----------|-----------------|-----------------|
| <b>Ex</b> | 11724.03        | 1693.15         |
| <b>Ey</b> | 1684.24         | 11762.9         |

$$V_{x\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 11845,65 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 11882,86 \text{ KN}$$

Tableau 37 Vérification de la résultante des forces sismiques

|           | Dynamique (KN) | Statique(KN) | $0,8 \times V_{\text{statique}} < D_{\text{dynamique}}$ |
|-----------|----------------|--------------|---|
| <b>Ex</b> | 11845.65       | 4449.89      | Condition vérifiée                                      |
| <b>Ey</b> | 11882.86       | 3984.21      | Condition vérifiée                                      |

### G) -Vérification de déplacement :

#### ► Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 [1](Art 5.10) :

Les déplacements latéraux relatifs entre un étage et les étages adjacents ne doivent pas excéder 1 % de la hauteur de l'étage (h).

**Déplacement total par niveau :**

En se basant sur la modélisation de notre structure réalisée avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**, il est possible d'obtenir les déplacements pour chaque niveau sous différentes combinaisons de charges.

**Tableau 38 les résultats des déplacements des étages suivant les différentes combinaisons sismiques**

|                | Max<br>UX<br>[cm] | Noeud | Max<br>UY<br>[cm] | Noeud | dr<br>UX<br>[cm] | dr<br>UY<br>[cm] | Min<br>UX<br>[cm] | Noeud | Min<br>UY<br>[cm] | Noeud |
|----------------|-------------------|-------|-------------------|-------|------------------|------------------|-------------------|-------|-------------------|-------|
| <b>Cas 01</b>  | <b>Ex</b>         |       |                   |       |                  |                  |                   |       |                   |       |
| <b>RDC</b>     | 0,0               | 6057  | 0,0               | 93    | 0,0              | 0,0              | 0,0               | 1     | 0,0               | 1     |
| <b>Etage 1</b> | 0,1               | 5327  | 0,0               | 113   | 0,1              | 0,0              | 0,0               | 6361  | 0,0               | 6     |
| <b>Etage 2</b> | 0,3               | 11642 | 0,0               | 161   | 0,2              | 0,0              | 0,1               | 5631  | 0,0               | 120   |
| <b>Etage 3</b> | 0,4               | 11570 | 0,1               | 201   | 0,2              | 0,0              | 0,2               | 4901  | 0,0               | 153   |
| <b>Etage 4</b> | 0,6               | 11498 | 0,1               | 263   | 0,2              | 0,0              | 0,4               | 4161  | 0,0               | 195   |
| <b>Etage 5</b> | 0,8               | 11426 | 0,1               | 313   | 0,2              | 0,1              | 0,5               | 3431  | 0,1               | 247   |
| <b>Etage 6</b> | 1,0               | 11354 | 0,1               | 362   | 0,3              | 0,1              | 0,7               | 312   | 0,1               | 298   |
| <b>Etage 7</b> | 1,2               | 11300 | 0,2               | 389   | 0,3              | 0,1              | 0,9               | 361   | 0,1               | 347   |
| <b>Etage 8</b> | 1,3               | 11876 | 0,2               | 438   | 0,3              | 0,1              | 1,0               | 388   | 0,1               | 420   |
| <b>Etage 9</b> | 1,5               | 11949 | 0,2               | 487   | 0,3              | 0,1              | 1,2               | 466   | 0,1               | 469   |
| <b>Cas 02</b>  | <b>Ey</b>         |       |                   |       |                  |                  |                   |       |                   |       |
| <b>RDC</b>     | 0,0               | 6889  | 0,0               | 776   | 0,0              | 0,0              | 0,0               | 1     | 0,0               | 1     |
| <b>Etage 1</b> | 0,0               | 11750 | 0,1               | 113   | 0,0              | 0,1              | 0,0               | 772   | 0,0               | 6596  |
| <b>Etage 2</b> | 0,0               | 11679 | 0,3               | 162   | 0,0              | 0,2              | 0,0               | 802   | 0,1               | 116   |
| <b>Etage 3</b> | 0,1               | 11607 | 0,4               | 201   | 0,1              | 0,2              | 0,0               | 817   | 0,2               | 150   |
| <b>Etage 4</b> | 0,1               | 11535 | 0,6               | 266   | 0,1              | 0,3              | 0,0               | 832   | 0,3               | 192   |
| <b>Etage 5</b> | 0,1               | 11463 | 0,8               | 316   | 0,1              | 0,3              | 0,1               | 847   | 0,5               | 241   |
| <b>Etage 6</b> | 0,2               | 11391 | 1,0               | 364   | 0,1              | 0,4              | 0,1               | 322   | 0,6               | 293   |
| <b>Etage 7</b> | 0,2               | 11319 | 1,2               | 1234  | 0,1              | 0,4              | 0,1               | 877   | 0,8               | 342   |
| <b>Etage 8</b> | 0,2               | 11895 | 1,4               | 438   | 0,1              | 0,5              | 0,1               | 398   | 0,9               | 416   |
| <b>Etage</b>   | 0,2               | 11967 | 1,6               | 7821  | 0,1              | 0,5              | 0,1               | 757   | 1,0               | 465   |
| <b>Cas 03</b>  | <b>G+Q+Ex</b>     |       |                   |       |                  |                  |                   |       |                   |       |
| <b>RDC</b>     | 0,1               | 6052  | 0,0               | 794   | 0,1              | 0,0              | 0,0               | 1     | -0,0              | 8338  |
| <b>Etage 1</b> | 0,1               | 5322  | 0,0               | 778   | 0,1              | 0,0              | 0,0               | 6355  | -0,0              | 8323  |

|         |        |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
|---------|--------|-------|------|------|-----|-----|------|-------|------|------|
| Etage 2 | 0,3    | 4592  | 0,1  | 8234 | 0,2 | 0,1 | 0,1  | 5625  | 0,0  | 94   |
| Etage 3 | 0,4    | 11570 | 0,1  | 823  | 0,2 | 0,1 | 0,2  | 4895  | 0,0  | 8372 |
| Etage 4 | 0,6    | 11516 | 0,1  | 267  | 0,2 | 0,1 | 0,4  | 212   | 0,0  | 8387 |
| Etage 5 | 0,8    | 11444 | 0,1  | 313  | 0,2 | 0,1 | 0,5  | 261   | 0,0  | 8402 |
| Etage 6 | 1,0    | 11372 | 0,1  | 1965 | 0,3 | 0,1 | 0,7  | 294   | 0,0  | 8417 |
| Etage 7 | 1,1    | 11300 | 0,2  | 389  | 0,3 | 0,1 | 0,9  | 343   | 0,1  | 8432 |
| Etage 8 | 1,3    | 11876 | 0,2  | 441  | 0,3 | 0,1 | 1,0  | 417   | 0,1  | 8443 |
| Etage 9 | 1,5    | 11949 | 0,2  | 487  | 0,3 | 0,1 | 1,2  | 466   | 0,1  | 8308 |
| Cas 04  | G+Q-Ex |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0    | 1     | 0,0  | 794  | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 6042  | -0,0 | 8338 |
| Etage 1 | -0,0   | 8     | 0,0  | 778  | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 5312  | -0,0 | 8323 |
| Etage 2 | -0,1   | 5899  | 0,0  | 8234 | 0,2 | 0,1 | -0,3 | 11660 | -0,0 | 168  |
| Etage 3 | -0,2   | 5169  | 0,0  | 823  | 0,2 | 0,1 | -0,4 | 11588 | -0,1 | 8372 |
| Etage 4 | -0,4   | 194   | -0,0 | 838  | 0,2 | 0,1 | -0,6 | 11498 | -0,1 | 8387 |
| Etage 5 | -0,5   | 262   | -0,0 | 853  | 0,3 | 0,1 | -0,8 | 11426 | -0,1 | 8402 |
| Etage 6 | -0,7   | 312   | -0,1 | 868  | 0,3 | 0,1 | -1,0 | 11354 | -0,1 | 362  |
| Etage 7 | -0,9   | 361   | -0,1 | 883  | 0,3 | 0,1 | -1,2 | 11282 | -0,2 | 1235 |
| Etage 8 | -1,1   | 388   | -0,1 | 898  | 0,3 | 0,1 | -1,4 | 11868 | -0,2 | 438  |
| Etage 9 | -1,2   | 437   | -0,1 | 763  | 0,3 | 0,1 | -1,6 | 11931 | -0,2 | 490  |
| Cas 05  | G+Q+Ey |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0    | 11822 | 0,1  | 772  | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 9098  | 0,0  | 1    |
| Etage 1 | 0,0    | 11751 | 0,2  | 125  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 783   | 0,0  | 2    |
| Etage 2 | 0,1    | 11678 | 0,3  | 172  | 0,0 | 0,2 | 0,0  | 808   | 0,1  | 94   |
| Etage 3 | 0,1    | 11607 | 0,4  | 201  | 0,1 | 0,2 | 0,0  | 8374  | 0,2  | 150  |
| Etage 4 | 0,1    | 11535 | 0,6  | 267  | 0,1 | 0,3 | 0,0  | 8389  | 0,3  | 184  |
| Etage 5 | 0,1    | 11463 | 0,8  | 313  | 0,1 | 0,3 | 0,0  | 240   | 0,5  | 241  |
| Etage 6 | 0,2    | 11391 | 1,0  | 365  | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 315   | 0,6  | 291  |
| Etage 7 | 0,2    | 11319 | 1,2  | 389  | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 341   | 0,8  | 342  |
| Etage 8 | 0,2    | 11894 | 1,4  | 441  | 0,1 | 0,5 | 0,1  | 391   | 0,9  | 414  |
| Etage 9 | 0,2    | 11967 | 1 ;6 | 487  | 0,1 | 0,5 | 0,1  | 464   | 1,0  | 465  |
| Cas 06  | G+Q-Ey |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0    | 796   | -0,0 | 796  | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 11850 | -0,1 | 776  |
| Etage 1 | -0,0   | 20    | -0,0 | 14   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 11732 | -0,1 | 113  |
| Etage 2 | -0,0   | 103   | -0,1 | 100  | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 11661 | -0,3 | 161  |
| Etage 3 | -0,0   | 179   | -0,2 | 157  | 0,1 | 0,2 | -0,1 | 11589 | -0,4 | 4164 |

|         |           |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
|---------|-----------|-------|------|------|-----|-----|------|-------|------|------|
| Etage 4 | -0,0      | 843   | -0,3 | 192  | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 11535 | -0,6 | 263  |
| Etage 5 | -0,1      | 858   | -0,5 | 239  | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 11463 | -0,8 | 316  |
| Etage 6 | -0,1      | 866   | -0,6 | 293  | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 11391 | -1,0 | 362  |
| Etage 7 | -0,1      | 376   | -0,8 | 340  | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 11319 | -1,2 | 392  |
| Etage 8 | -0,1      | 896   | -0,9 | 416  | 0,1 | 0,5 | -0,2 | 11895 | -1,4 | 438  |
| Etage 9 | -0,1      | 452   | -1,1 | 463  | 0,1 | 0,5 | -0,3 | 11966 | -1,6 | 490  |
| Cas 07  | G+Q+1,2Ex |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,1       | 6052  | 0,0  | 794  | 0,1 | 0,0 | 0,0  | 1     | -0,0 | 8338 |
| Etage 1 | 0,2       | 5322  | 0,0  | 778  | 0,1 | 0,0 | 0,0  | 6355  | -0,0 | 8323 |
| Etage 2 | 0,3       | 4592  | 0,1  | 8234 | 0,2 | 0,1 | 0,1  | 5625  | 0,0  | 94   |
| Etage 3 | 0,5       | 11570 | 0,1  | 823  | 0,2 | 0,1 | 0,3  | 4895  | 0,0  | 8372 |
| Etage 4 | 0,7       | 11516 | 0,1  | 267  | 0,3 | 0,1 | 0,5  | 212   | 0,0  | 8387 |
| Etage 5 | 0,9       | 11444 | 0,1  | 313  | 0,3 | 0,1 | 0,6  | 3425  | 0,0  | 8402 |
| Etage 6 | 1,2       | 11372 | 0,2  | 1967 | 0,3 | 0,1 | 0,8  | 294   | 0,1  | 8417 |
| Etage 7 | 1,4       | 11300 | 0,2  | 389  | 0,3 | 0,1 | 1,0  | 343   | 0,1  | 8432 |
| Etage 8 | 1,6       | 11876 | 0,2  | 441  | 0,4 | 0,1 | 1,2  | 417   | 0,1  | 8443 |
| Etage9  | 1,8       | 11949 | 0,3  | 487  | 0,4 | 0,1 | 1,4  | 466   | 0,1  | 8308 |
| Cas 08  | G+Q-1,2Ex |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0       | 1     | 0,0  | 794  | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 11786 | -0,0 | 8338 |
| Etage 1 | -0,0      | 8     | 0,0  | 778  | 0,1 | 0,0 | -0,2 | 5312  | -0,0 | 8323 |
| Etage 2 | -0,2      | 5899  | 0,0  | 8234 | 0,2 | 0,1 | -0,3 | 11660 | -0,0 | 168  |
| Etage 3 | -0,3      | 5169  | 0,0  | 823  | 0,2 | 0,1 | -0,5 | 11588 | -0,1 | 4167 |
| Etage 4 | -0,5      | 194   | -0,0 | 838  | 0,3 | 0,1 | -0,7 | 11498 | -0,1 | 8387 |
| Etage 5 | -0,7      | 262   | -0,0 | 853  | 0,3 | 0,1 | -1,0 | 11426 | -0,1 | 2707 |
| Etage 6 | -0,9      | 312   | -0,1 | 868  | 0,3 | 0,1 | -1,2 | 11354 | -0,2 | 362  |
| Etage 7 | -1,1      | 361   | -0,1 | 883  | 0,4 | 0,1 | -1,4 | 11282 | -0,2 | 1237 |
| Etage 8 | -1,3      | 388   | -0,1 | 898  | 0,4 | 0,1 | -1,6 | 11858 | -0,2 | 438  |
| Etage 9 | -1,5      | 437   | -0,1 | 763  | 0,4 | 0,1 | -1,9 | 11931 | -0,3 | 490  |
| Cas 09  | G+Q+1,2Ey |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0       | 11822 | 0,1  | 40   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 9098  | 0,0  | 1    |
| Etage 1 | 0,0       | 11751 | 0,2  | 125  | 0,0 | 0,1 | 0,0  | 783   | 0,0  | 2    |
| Etage 2 | 0,1       | 11678 | 0,3  | 172  | 0,1 | 0,2 | 0,0  | 808   | 0,1  | 94   |
| Etage 3 | 0,1       | 11607 | 0,5  | 201  | 0,1 | 0,3 | 0,0  | 8374  | 0,3  | 150  |
| Etage 4 | 0,1       | 11535 | 0,7  | 267  | 0,1 | 0,3 | 0,0  | 191   | 0,4  | 184  |
| Etage 5 | 0,2       | 11463 | 1,0  | 313  | 0,1 | 0,4 | 0,1  | 240   | 0,6  | 241  |

|         |           |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
|---------|-----------|-------|------|------|-----|-----|------|-------|------|------|
| Etage 6 | 0,2       | 11391 | 1,2  | 365  | 0,1 | 0,5 | 0,1  | 315   | 0,7  | 291  |
| Etage 7 | 0,2       | 11319 | 1,4  | 389  | 0,1 | 0,5 | 0,1  | 341   | 0,9  | 342  |
| Etage 8 | 0,2       | 11894 | 1,7  | 441  | 0,1 | 0,6 | 0,1  | 391   | 1,1  | 414  |
| Etage 9 | 0,3       | 11967 | 1,9  | 487  | 0,1 | 0,6 | 0,1  | 464   | 1,2  | 465  |
| Cas 10  | G+Q-1,2Ey |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | -0,0      | 796   | 0,0  | 796  | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 11850 | -0,1 | 776  |
| Etage 1 | -0,0      | 20    | -0,0 | 14   | 0,0 | 0,1 | -0,0 | 11732 | -0,2 | 113  |
| Etage 2 | -0,0      | 112   | -0,1 | 100  | 0,0 | 0,2 | -0,1 | 11661 | -0,3 | 161  |
| Etage 3 | -0,0      | 179   | -0,3 | 142  | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 11589 | -0,5 | 201  |
| Etage 4 | -0,0      | 843   | -0,4 | 192  | 0,1 | 0,3 | -0,1 | 11535 | -0,7 | 263  |
| Etage 5 | -0,1      | 858   | -0,6 | 239  | 0,1 | 0,4 | -0,2 | 11463 | -1,0 | 316  |
| Etage 6 | -0,1      | 866   | -0,7 | 293  | 0,1 | 0,5 | -0,2 | 11391 | -1,2 | 362  |
| Etage 7 | -0,1      | 376   | -0,9 | 340  | 0,1 | 0,5 | -0,2 | 11319 | -1,4 | 392  |
| Etage 8 | -0,1      | 896   | -1,1 | 416  | 0,1 | 0,6 | -0,3 | 11895 | -1,7 | 438  |
| Etage 9 | -0,2      | 452   | -1,3 | 463  | 0,1 | 0,6 | -0,3 | 11966 | -1,9 | 490  |
| Cas 11  | 0,8G+Ex   |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0       | 6052  | 0,0  | 794  | 0,0 | 0,0 | 0,0  | 1     | -0,0 | 8338 |
| Etage 1 | 0,1       | 5322  | 0,0  | 779  | 0,1 | 0,0 | 0,0  | 6355  | 0,0  | 8323 |
| Etage 2 | 0,3       | 4592  | 0,1  | 8234 | 0,2 | 0,1 | 0,1  | 5625  | 0,0  | 5905 |
| Etage 3 | 0,4       | 11570 | 0,1  | 823  | 0,2 | 0,0 | 0,2  | 4895  | 0,0  | 8372 |
| Etage 4 | 0,6       | 11516 | 0,1  | 3437 | 0,2 | 0,1 | 0,4  | 4155  | 0,0  | 8387 |
| Etage 5 | 0,8       | 11444 | 0,1  | 313  | 0,2 | 0,1 | 0,5  | 3425  | 0,0  | 8402 |
| Etage 6 | 1,0       | 11372 | 0,1  | 1967 | 0,3 | 0,1 | 0,7  | 294   | 0,1  | 8417 |
| Etage 7 | 1,2       | 11300 | 0,2  | 389  | 0,3 | 0,1 | 0,9  | 343   | 0,1  | 8428 |
| Etage 8 | 1,3       | 11876 | 0,2  | 7094 | 0,3 | 0,1 | 1,0  | 417   | 0,1  | 8443 |
| Etage 9 | 1,5       | 11949 | 0,2  | 487  | 0,3 | 0,1 | 1,2  | 466   | 0,1  | 8308 |
| Cas 12  | 0,8G-Ex   |       |      |      |     |     |      |       |      |      |
| RDC     | 0,0       | 1     | 0,0  | 794  | 0,0 | 0,0 | -0,0 | 11786 | -0,0 | 8338 |
| Etage 1 | -0,0      | 8     | 0,0  | 778  | 0,1 | 0,0 | -0,1 | 5312  | -0,0 | 97   |
| Etage 2 | -0,1      | 5899  | 0,0  | 8234 | 0,2 | 0,1 | -0,3 | 11660 | -0,0 | 168  |
| Etage 3 | -0,2      | 5169  | 0,0  | 823  | 0,2 | 0,1 | -0,4 | 11588 | -0,1 | 4167 |
| Etage 4 | -0,4      | 194   | -0,0 | 838  | 0,2 | 0,1 | -0,6 | 11498 | -0,1 | 263  |
| Etage 5 | -0,5      | 262   | -0,0 | 853  | 0,3 | 0,1 | -0,8 | 11426 | -0,1 | 2707 |
| Etage 6 | -0,7      | 312   | -0,1 | 868  | 0,3 | 0,1 | -1,0 | 11354 | -0,1 | 362  |
| Etage 7 | -0,9      | 361   | -0,1 | 883  | 0,3 | 0,1 | -1,2 | 11282 | -0,2 | 1237 |

|                |                |              |             |            |            |            |             |              |             |            |
|----------------|----------------|--------------|-------------|------------|------------|------------|-------------|--------------|-------------|------------|
| <b>Etage 8</b> | <b>-1,1</b>    | <b>388</b>   | <b>-0,1</b> | <b>898</b> | <b>0,3</b> | <b>0,1</b> | <b>-1,4</b> | <b>11858</b> | <b>-0,2</b> | <b>438</b> |
| <b>Etage 9</b> | <b>-1,2</b>    | <b>437</b>   | <b>-0,1</b> | <b>763</b> | <b>0,3</b> | <b>0,1</b> | <b>-1,5</b> | <b>11931</b> | <b>-0,2</b> | <b>490</b> |
| <b>Cas 13</b>  | <b>0,8G+Ey</b> |              |             |            |            |            |             |              |             |            |
| <b>RDC</b>     | <b>0,0</b>     | <b>11822</b> | <b>0,1</b>  | <b>40</b>  | <b>0,0</b> | <b>0,1</b> | <b>0,0</b>  | <b>1</b>     | <b>0,0</b>  | <b>1</b>   |
| <b>Etage 1</b> | <b>0,0</b>     | <b>11751</b> | <b>0,1</b>  | <b>125</b> | <b>0,0</b> | <b>0,1</b> | <b>0,0</b>  | <b>783</b>   | <b>0,0</b>  | <b>2</b>   |
| <b>Etage 2</b> | <b>0,1</b>     | <b>11678</b> | <b>0,3</b>  | <b>172</b> | <b>0,0</b> | <b>0,2</b> | <b>0,0</b>  | <b>808</b>   | <b>0,1</b>  | <b>94</b>  |
| <b>Etage 3</b> | <b>0,1</b>     | <b>11607</b> | <b>0,4</b>  | <b>201</b> | <b>0,1</b> | <b>0,2</b> | <b>0,0</b>  | <b>8374</b>  | <b>0,2</b>  | <b>150</b> |
| <b>Etage 4</b> | <b>0,1</b>     | <b>11535</b> | <b>0,6</b>  | <b>267</b> | <b>0,1</b> | <b>0,3</b> | <b>0,0</b>  | <b>191</b>   | <b>0,3</b>  | <b>184</b> |
| <b>Etage 5</b> | <b>0,1</b>     | <b>11465</b> | <b>0,8</b>  | <b>313</b> | <b>0,1</b> | <b>0,3</b> | <b>0,1</b>  | <b>240</b>   | <b>0,5</b>  | <b>241</b> |
| <b>Etage 6</b> | <b>0,2</b>     | <b>11391</b> | <b>1,0</b>  | <b>365</b> | <b>0,1</b> | <b>0,4</b> | <b>0,1</b>  | <b>319</b>   | <b>0,6</b>  | <b>291</b> |
| <b>Etage 7</b> | <b>0,2</b>     | <b>11319</b> | <b>1,2</b>  | <b>389</b> | <b>0,1</b> | <b>0,4</b> | <b>0,1</b>  | <b>341</b>   | <b>0,8</b>  | <b>342</b> |
| <b>Etage 8</b> | <b>0,2</b>     | <b>11894</b> | <b>1,4</b>  | <b>441</b> | <b>0,1</b> | <b>0,5</b> | <b>0,1</b>  | <b>397</b>   | <b>0,9</b>  | <b>414</b> |
| <b>Etage 9</b> | <b>0,2</b>     | <b>11967</b> | <b>1,6</b>  | <b>487</b> | <b>0,1</b> | <b>0,5</b> | <b>0,1</b>  | <b>464</b>   | <b>1,0</b>  | <b>465</b> |
| <b>Cas 14</b>  | <b>0,8G-Ey</b> |              |             |            |            |            |             |              |             |            |
| <b>RDC</b>     | <b>0,0</b>     | <b>796</b>   | <b>0,0</b>  | <b>796</b> | <b>0,0</b> | <b>0,1</b> | <b>-0,0</b> | <b>6889</b>  | <b>-0,1</b> | <b>776</b> |
| <b>Etage 1</b> | <b>-0,0</b>    | <b>20</b>    | <b>-0,0</b> | <b>14</b>  | <b>0,0</b> | <b>0,1</b> | <b>-0,0</b> | <b>11732</b> | <b>-0,1</b> | <b>113</b> |
| <b>Etage 2</b> | <b>-0,0</b>    | <b>116</b>   | <b>-0,1</b> | <b>100</b> | <b>0,0</b> | <b>0,2</b> | <b>-0,1</b> | <b>11661</b> | <b>-0,3</b> | <b>161</b> |
| <b>Etage 3</b> | <b>-0,0</b>    | <b>179</b>   | <b>-0,2</b> | <b>142</b> | <b>0,1</b> | <b>0,2</b> | <b>-0,1</b> | <b>11589</b> | <b>-0,4</b> | <b>201</b> |
| <b>Etage 4</b> | <b>-0,0</b>    | <b>843</b>   | <b>-0,3</b> | <b>192</b> | <b>0,1</b> | <b>0,3</b> | <b>-0,1</b> | <b>11535</b> | <b>-0,6</b> | <b>263</b> |
| <b>Etage 5</b> | <b>-0,1</b>    | <b>858</b>   | <b>-0,5</b> | <b>239</b> | <b>0,1</b> | <b>0,3</b> | <b>-0,1</b> | <b>11463</b> | <b>-0,8</b> | <b>316</b> |
| <b>Etage 6</b> | <b>-0,1</b>    | <b>866</b>   | <b>-0,6</b> | <b>293</b> | <b>0,1</b> | <b>0,4</b> | <b>-0,2</b> | <b>11391</b> | <b>-1,0</b> | <b>362</b> |
| <b>Etage 7</b> | <b>-0,1</b>    | <b>376</b>   | <b>-0,8</b> | <b>340</b> | <b>0,1</b> | <b>0,4</b> | <b>-0,2</b> | <b>11319</b> | <b>-1,2</b> | <b>392</b> |
| <b>Etage 8</b> | <b>-0,1</b>    | <b>896</b>   | <b>-0,9</b> | <b>416</b> | <b>0,1</b> | <b>0,5</b> | <b>-0,2</b> | <b>11895</b> | <b>-1,4</b> | <b>438</b> |
| <b>Etage 9</b> | <b>-0,1</b>    | <b>452</b>   | <b>-1,0</b> | <b>463</b> | <b>0,1</b> | <b>0,5</b> | <b>-1,2</b> | <b>11966</b> | <b>-1,6</b> | <b>490</b> |

Donc dans tous les combinaisons la condition est vérifiée  $dU_x < 3.1\text{cm}$  et  $dU_y < 3.1\text{ cm}$

#### **H) -Vérification de la stabilité du radier au renversement :**

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

**Avec :**

$M_s$  : Moment stabilisant,  $M_s = W \times L/2$

$M_r$  : Moment renversant,  $M_r = \sum F_i \times h_i$

$W$  : Poids du bâtiment.

$F$  : Force sismique au niveau  $i$ .

- Sens longitudinal :

**Tableau 39 vérification de renversement de la Tour sens longitudinal**

| W<br>(KN) | Lx<br>(m) | Lx/2 (m) | Ms<br>(KN.m) | Mr<br>(KN.m) | Ms/Mr | vérification       |
|-----------|-----------|----------|--------------|--------------|-------|--------------------|
| 49752.85  | 28.50     | 14.25    | 708978.54    | 221555.79    | 3.2   | Condition vérifiée |

- Sens transversal :

**Tableau 40 vérification de renversement de la Tour sens transversal**

| W<br>(KN) | Ly<br>(m) | Ly/2 (m) | Ms<br>(KN.m) | Mr<br>(KN.m) | Ms/Mr | vérification       |
|-----------|-----------|----------|--------------|--------------|-------|--------------------|
| 49752.88  | 20.50     | 10.25    | 509967.02    | 283315.01    | 1.8   | Condition vérifiée |

### **Finalemment :**

Après avoir effectué toutes les vérifications requises conformément aux prescriptions du **RPA99/version 2003**[1], et compte tenu des résultats obtenus avec le logiciel **Robot Structural Analysais 2010**, la structure peut être considérée comme parasismique. Les sollicitations calculées pour les différents éléments structuraux seront utilisées dans le chapitre suivant pour dimensionner les armatures.

### **Références du quatrième chapitre**

[1] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (2003). *DTR BC 2.48. Règles parasismiques algériennes RPA 99, version 2003*. Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.

[2] Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. *Carte de zonage sismique du territoire national – RPA 99, après addenda*. Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique

### **Logiciels utilisés :**

- Autodesk (2010). *Robot Structural Analysis Professional 2010*. Autodesk Inc.
- Microsoft Corporation (2007). *Microsoft Office Excel 2007*. Microsoft Corporation.

# **Chapitre V :**

**Etude des éléments structuraux**

## V-1-Introduction :

Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A. 93[2], B.A.E.L.91 [3] et RPA99/version 2003[1]) .

Les règles C.B.A. 93[2] « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99/Version 2003[1] « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

## V-2-Etude de ferrailage des poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

### V-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1<sup>er</sup> genre » BAEL 91 révisée 99[3]

•  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$  ..... (ELU)

•  $G + Q$  ..... (ELS)

Combinaisons accidentelles : « 2<sup>ème</sup> genre » RPA 99 / version 2003[1]

•  $G + Q \pm 1,2 \times E$  .....(ACC)

### V-2-2-Calcul des armatures longitudinales :

#### •Calcul de ferrailage des poteaux

Selon l'RPA 99 / version 2003[1] (article 7.4.2) :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de **0,8 % (zone II)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone II)**.

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés avec

**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.**

### **V-2-3-Calcul des armatures transversales :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 [1](Art 7.4.2.2)** :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

$v_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_1$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$ .

$f_e = 400$  Mpa.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99[3].}$$

Avec  $\Phi_1$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$t$  : espacement des armatures transversales.

$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm})$  en zone nodale (zone II).....**RPA99 / version 2003[1]**

**(Art 7.4.2.2)**  $t \leq 15\Phi_1$  en zone courante.....**RPA 99 / version**

**2003[1] (Art 7.4.2.2)**

Avec :  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

### **A-Ferraillage des poteaux:**

Notre exemple de calcul sera un poteau  $55 \times 55 \text{ cm}^2$  qui se trouve aux niveau de RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

**Armatures transversales :**

Selon le **BAEL 91 révisée 99 [3]**:

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{3,5}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right) = \min \left( \frac{55}{3,5}; \frac{55}{10}; 1,6 \right) \Phi \Rightarrow 57 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  On adopte  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Selon le **RPA 99 / version 2003[1] (Art 7.4.2.2)** :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal} \Rightarrow t \leq \text{Min} (10 \times 1,6; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

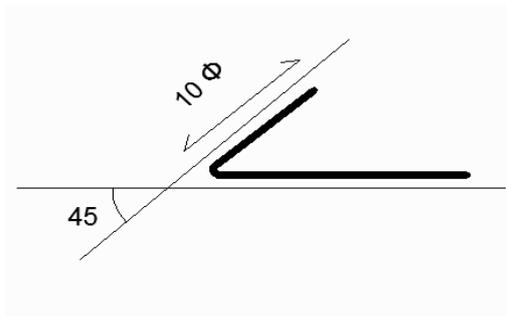
$$t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \Rightarrow t \leq 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour ce poteau de :  $t = 10 \text{ cm}$  dans la zone nodale.

$t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  minimum (voir Figure V-2).

$10\Phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$  ; alors on adopte longueur de **15 cm**.



**Figure 59 Crochet des barres horizontales**

calcul de  $\lambda_g$ :

$$l_f = 0,7 \times 3,15 = 2,205 \text{ m} = 220,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \lambda_g = \frac{l_f}{\alpha} = \frac{220,5}{55} = 4 ; V_u = 98,47 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 98,47 \times 10}{55 \times 40} = 1,67 \text{ cm}^2 \text{ on adopte: } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification la section minimale des cadres :**

$$A_t / t \cdot b_1 (\%) = 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$$

$$\lambda_g = 2,50 \Rightarrow A_t / t \cdot b_1 = 0,40\% \geq 0,3\% \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

► **Recouvrement :**

La largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003[1] (page 61)** est de :

**40 Φ en zone II.**

$$\Phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}; \text{ alors on adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

► Longueur de la zone nodale :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right) \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003[1]}$$

(FIG.7.2).  $h' = 60 \text{ cm.}$

Pour les poteaux 55×55 :  $h' = 60\text{cm}$

Pour les poteaux 50×50 :  $h' = 60\text{cm}$

Pour les poteaux 45×45 :  $h' = 60\text{cm}$

Pour les poteaux 40×40 :  $h' = 60\text{cm}$

Pour les poteaux 35×35 :  $h' = 60\text{cm}$

Le tableau suivant représente le choix des barres et leurs espacements :

**Tableau 41 Récapitulation des sections des armatures transversales**

| section de poteau (cm <sup>2</sup> ) | Espacement $\lambda_g$ | $\rho_a$ | effort tranchant (KN) | barres transversales |       | $S_t$ zone courante (cm) | $S_t$ zone nodale (cm) | longueur zone nodale |
|--------------------------------------|------------------------|----------|-----------------------|----------------------|-------|--------------------------|------------------------|----------------------|
|                                      |                        |          |                       | $A_t$                | choix |                          |                        |                      |
| 55x55                                | 4.00                   | 3.75     | 98.47                 | 1.67                 | 4HA8  | 15                       | 10                     | 60                   |
| 50x50                                | 4.41                   | 3.75     | 93.75                 | 1.75                 | 4HA8  | 15                       | 10                     | 60                   |
| 45x45                                | 4,90                   | 3,75     | 79,25                 | 1,65                 | 4HA8  | 15                       | 10                     | 60                   |
| 40x40                                | 5,51                   | 2,5      | 67,86                 | 1,06                 | 4HA8  | 15                       | 10                     | 60                   |
| 35x35                                | 6,30                   | 2,5      | 57,48                 | 1,03                 | 4HA8  | 15                       | 10                     | 60                   |

Tableau 42 Récapitulation des moments fléchissant et des efforts

| Combinaison | Sollicitation<br><i>KN ou KN · m</i> | Poteaux<br>(55×55) <i>cm</i> <sup>2</sup> | Poteaux<br>(50×50) <i>cm</i> <sup>2</sup> | Poteaux<br>(45×45) <i>cm</i> <sup>2</sup> | Poteaux<br>(40×40) <i>cm</i> <sup>2</sup> | Poteaux<br>(35×35) <i>cm</i> <sup>2</sup> |
|-------------|--------------------------------------|---|---|---|---|---|
| ELU         | $F_x$                                | 1730.70                                   | 473,20                                    | 253,10                                    | 65,65                                     | 19,41                                     |
|             | $M_y$                                | 93.40                                     | 43,23                                     | 30,47                                     | 33,08                                     | 31,65                                     |
|             | $M_z$                                | 70.30                                     | 67,58                                     | 35,51                                     | 32,66                                     | 36,68                                     |
|             | $T$                                  | 98.20                                     | 83,65                                     | 61,76                                     | 50,00                                     | 49,68                                     |
| ELS         | $FX$                                 | 1260.50                                   | 348,16                                    | 186,29                                    | 48,49                                     | 14,01                                     |
|             | $MY$                                 | 67.90                                     | 31,57                                     | 22,27                                     | 24,11                                     | 23,04                                     |
|             | $MZ$                                 | 50.35                                     | 49,06                                     | 25,98                                     | 23,68                                     | 26,70                                     |
|             | $T$                                  | 70.04                                     | 61,06                                     | 45,22                                     | 36,63                                     | 36,35                                     |
| ELA         | $FX$                                 | 1730.70                                   | 141,11                                    | 20,00                                     | 6,99                                      | 28,42                                     |
|             | $MY$                                 | 190.40                                    | 50,39                                     | 53,28                                     | 48,57                                     | 40,21                                     |
|             | $MZ$                                 | 63.80                                     | 61,85                                     | 51,30                                     | 43,66                                     | 36,68                                     |
|             | $T$                                  | 97.05                                     | 93,75                                     | 79,85                                     | 67,86                                     | 57,48                                     |

A-1-Ferraillage des poteaux(55x55) *cm*<sup>2</sup> :

- Armatures longitudinales :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

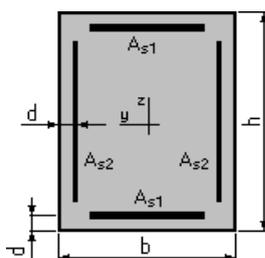
1. Hypothèses :

Béton :  $f_{c28}=25,0$  (MPa)

Acier :  $f_e =400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



b=55,0 (cm)  
h=55,0 (cm)  
d=2,5 (cm)

**3. Efforts appliqués:**

| Cas N° | Type | N(kN)   | M <sub>y</sub> (kN*m) | M <sub>z</sub> (kN*m) |
|--------|------|---------|-----------------------|-----------------------|
| 1.     | ELU  | 1730.70 | 93.40                 | 70.30                 |
| 2.     | ELS  | 1260.50 | 67.90                 | 50.35                 |
| 3.     | ELA  | 1730.70 | 190.40                | 63.80                 |

**4. Résultats:**

**Sections d'Acier:**

Section théorique A<sub>s1</sub> = 15.1 (cm<sup>2</sup>) Section théorique A<sub>s2</sub> = 15.1 (cm<sup>2</sup>)

Section minimum A<sub>smin</sub> = 28.00 (cm<sup>2</sup>) Section maximum A<sub>smax</sub>=151.3(cm<sup>2</sup>)

|           |                  |          |         |                  |          |
|-----------|------------------|----------|---------|------------------|----------|
| théorique | ρ                | =1,00(%) |         |                  |          |
| minimum   | ρ <sub>min</sub> | =1.00(%) | maximum | ρ <sub>max</sub> | =5,00(%) |

**Analyse par Cas:**

**CasN°1:** N=1730.70 (kN) M<sub>y</sub>=93.40 (kN\*m) M<sub>z</sub>=70.30(kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.51 Pivot:C

Position de l'axe neutre : y= 59.6 (cm)

Bras de levier: Z = 28.7 (cm)

Déformation du béton: ε<sub>b</sub>= 3.31 (‰)

Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub>= 0.00 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ<sub>s</sub>=347,8 (MPa)

comprimée:σ<sub>s</sub>' = 347,8(MPa)

**CasN°2:Type ELS N=1260.50 (kN) M<sub>y</sub>=67.90 (kN\*m) M<sub>z</sub>=50.35 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 2.75

Position de l'axe neutre : y = 82.7 (cm)

Bras de levier: Z = 29.6 (cm)

Contrainte maxi du béton : σ<sub>b</sub>= 5.4(MPa)

Contrainte limite: 0,6f<sub>cj</sub>=15,0(MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée : σ<sub>s</sub>' = 79.2(MPa)

Contrainte limite de l'acier: σ<sub>s lim</sub>= 400.0(MPa)

CasN<sup>03</sup>:Type ELA N=1730.70 (kN) M<sub>y</sub>=190.40 (kN\*m) M<sub>z</sub>=63.80(kN\*m)

Coefficient de sécurité: 2.57

Pivot:C

Position de l'axe neutre : y= 48.5 (cm)

Bras de levier: Z = 33.1 (cm)

Déformation du béton: ε<sub>b</sub>= 3.50 (‰)

Déformation de l'acier: ε<sub>s</sub>= 0.29 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ<sub>s</sub>=57.6 (MPa)

comprimée:σ<sub>s</sub>' = 400.0(MPa)

Le pourcentage minimal de ferrailage qui exigé par l'RPA= $\frac{0.8\%b \times h}{100} = \frac{0.8 \times 55 \times 55}{100} = 24.2 \text{ cm}^2$

Donc on adopte **8HA16+4HA20** =12.56+16.09=28.56 cm<sup>2</sup>

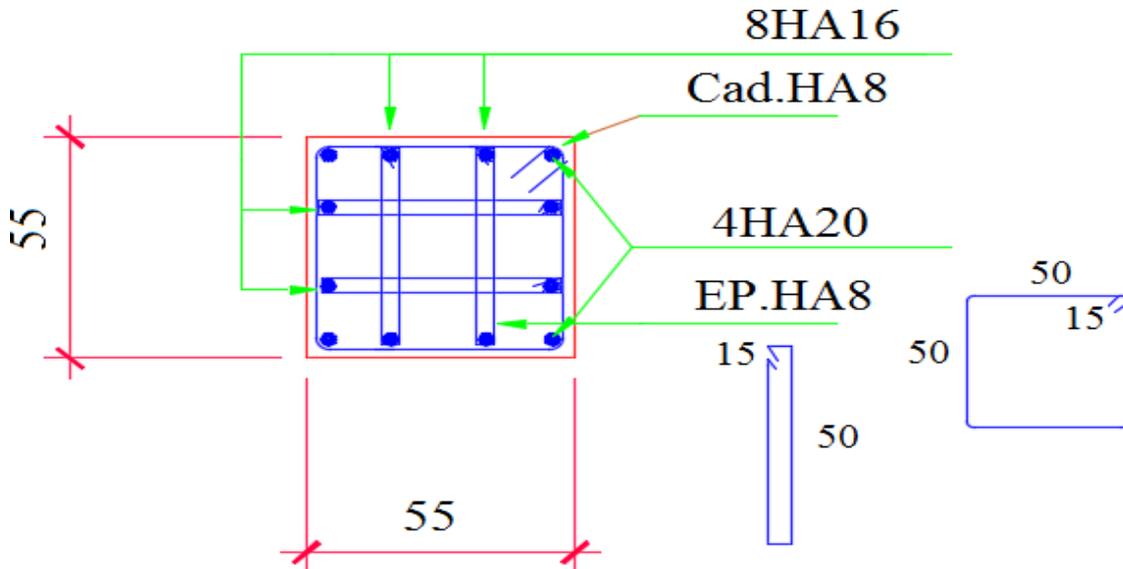


Figure 60 ferrailage des poteaux 55×55 cm<sup>2</sup>.

Pour les poteaux qui restent on va calculer avec logiciel de calcul des sections de ferrailage des éléments en béton **expert 2010** dans les combinaisons suivantes :

Selon le **BAEL91 révisée 99**[3]:

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

**ELS** : G + Q

Selon le **RPA 99 / version 2003**[1]:

**ACC** : G + Q ± 1,2 E

On fait le ferrailage des poteaux étage par étage. Dans le calcul de chaque étage on prend la **valeur min** de l'effort N appliqué et les **valeurs max** de M<sub>y</sub> et M<sub>z</sub>.

Les résultats sont réduits dans le tableau suivant :

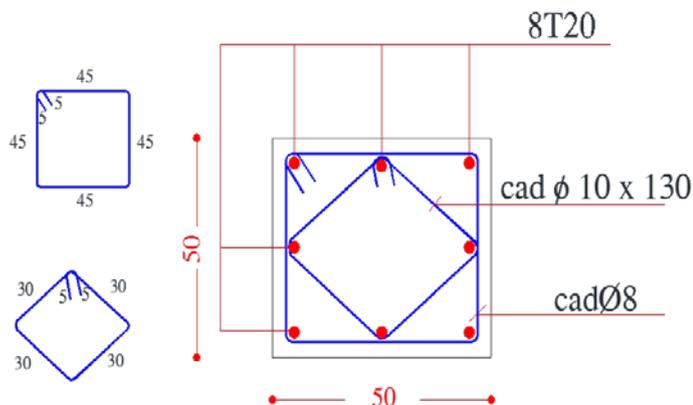
**Tableau 43 Récapitulation du ferrailage des poteaux**

| Poteau<br>( $cm^2$ )                              | $A_{calcul}$<br>( $cm^2$ ) | $A_{RPA}$<br>( $cm^2$ ) | $A_{adoptée}$<br>( $cm^2$ ) | Section<br>corresp<br>( $cm^2$ ) | $A_{trans}$<br>( $cm^2$ ) | Section<br>corresp<br>( $cm^2$ ) | $\delta_t$<br>( $cm$ ) | $\delta'_t$<br>( $cm$ ) |
|---|----------------------------|-------------------------|-----------------------------|----------------------------------|---------------------------|----------------------------------|------------------------|-------------------------|
| 55×55<br>RDC-1 <sup>eme</sup> étage               | 28.00                      | 24.2                    | 8T16<br>+4T20               | 28.56                            | 4HA8                      | 2.01                             | 10                     | 15                      |
| 50×50<br>2 <sup>eme</sup> -3 <sup>eme</sup> étage | 25,00                      | 20,00                   | 8T20                        | 25.13                            | 4HA8                      | 2,01                             | 10                     | 15                      |
| 45×45<br>4 <sup>eme</sup> -5 <sup>eme</sup> étage | 20,30                      | 16,20                   | 4T20<br>+4T16               | 20.61                            | 4HA8                      | 2.01                             | 10                     | 15                      |
| 40×40<br>6 <sup>eme</sup> -7 <sup>eme</sup> étage | 16,00                      | 12,80                   | 8T16                        | 16.08                            | 4HA8                      | 2,01                             | 10                     | 15                      |
| 35×35<br>8 <sup>eme</sup> -9 <sup>eme</sup> étage | 12,30                      | 9,80                    | 4T16<br>+4T14               | 14,20                            | 4HA8                      | 2,01                             | 10                     | 15                      |

● Selon le RPA 99 / version 2003 [1](Art 7.5.2.1)

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U superposés formant un carré ou un rectangle** (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Voici quelques exemples de ferrailage des poteaux de notre Tour



**Figure 61 Coupe de ferrailage des poteaux 50×50 cm2**

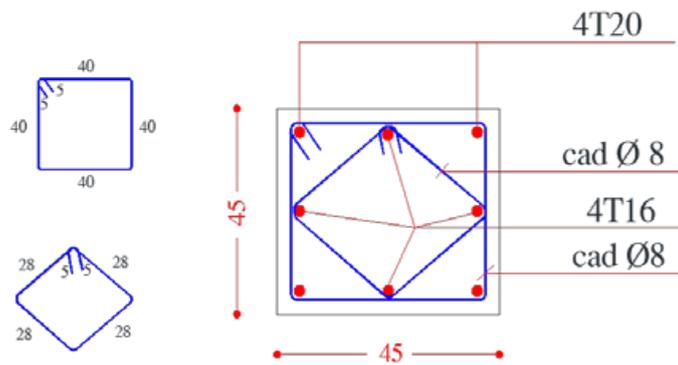


Figure 62 Coupede ferrailage des poteaux 45×45 cm2

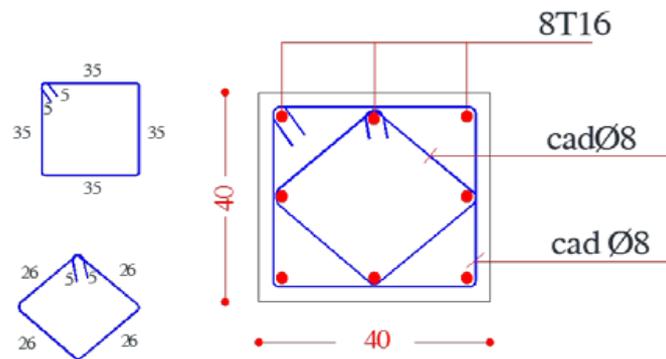


Figure 63 Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm2

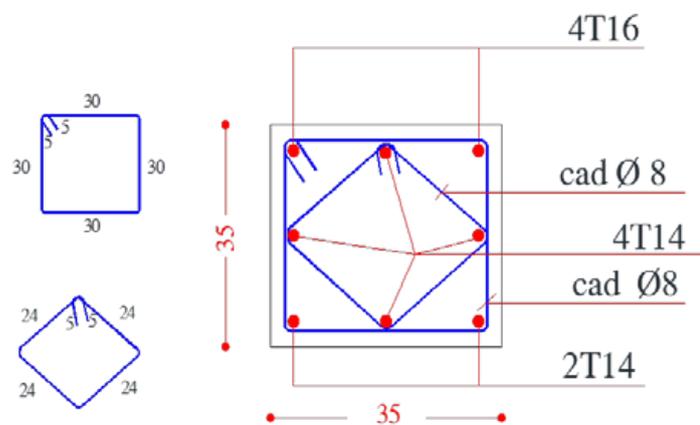


Figure 64 Coupe de ferrailage des poteaux 35×35 cm2

**V-3-Etude de ferrailage des poutres :**

**V-3-1-Etude de ferrailage des Poutres principales et secondaires :**

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toutes les poutres de chaque étage ensemble.

**• Recommandations du RPA 99(V2003) [1]:**

**a)-Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de:

- **4%** en Zone courante.
- **6%** en Zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de:

**40∅**:En zone II a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux derive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

**b) -Armatures transversales :**

- La quantité des armatures transversales minimales est de :  **$A_t = 0,003.S.b$**
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:
  - Dans la zone nodale et entravée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de  $(h/4, 12\phi)$  ;
  - En dehors de la zone nodale :  $s \leq h/2$ .

La valeur du diamètre  $\phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus d'un u de l'appui ou de l'encastrement.

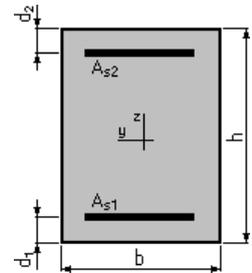
Tableau 44 les moments maximums (en travée et en appui) et des efforts tranchants en(KN)

|  | En appui           |                    |                      | En travée          |                    |                      | Effort tranchant<br>$T_{max}(KN)$ |
|--|--------------------|--------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|-----------------------------------|
|  | $M_{au}$<br>(KN.m) | $M_{as}$<br>(KN.m) | $M_{aacc}$<br>(KN.m) | $M_{tu}$<br>(KN.m) | $M_{ts}$<br>(KN.m) | $M_{tacc}$<br>(KN.m) |                                   |
| Poutre principale<br>P.P(30×40)cm <sup>2</sup>     | 87,19              | 63,25              | 91,22                | 65,85              | 47,80              | 50,26                | 104,56                            |
| Poutre<br>secondaire P.S<br>(30×35)cm <sup>2</sup> | 54,24              | 39,42              | 58,38                | 52,60              | 38,26              | 53,53                | 113,65                            |

**V-3-2-Ferrailages des poutres principales (30×40) :**  
**Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$h = 0,40 \text{ m}$  ;  $b = 0,30 \text{ m}$  ;  $d = 37.5 \text{ cm}$



$f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$

► **ELU**

• **En travée**

$M_{ut} = 65,85 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{65850}{30 \times 14,17 \times (37.5)^2} = 0,094$$

$\mu_u = 0,094 < \mu_r = 0,392$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,094}) = 0,123$$

$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 37.5 \times (1 - 0,4 \times 0,123) = 35.655 \text{ cm}$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{65,85 \times 10^4}{3480 \times 35.655}$$

$A_{st} = 5,30 \text{ cm}^2$

• **En appuis**

$M_{u app} = 87.19 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{87190}{30 \times 14,17 \times (37,5)^2} = 0,124$$

$$\mu_u = 0,124 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,124}) = 0,166$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,166) = 35,01 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{87,19 \times 10^4}{35,01 \times 3480}$$

$$A_{st} = 7,16 \text{ cm}^2$$

► ACC :

• En travée

$$M_{acc_t} = 50,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{50,26 \times 10^4}{30 \times 184,78 \times (37,5)^2} = 0,055 \quad ; \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,478 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,055 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,07$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,07) = 36,45 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{50,26 \times 10^4}{36,45 \times 3480}$$

$$A_{st} = 3,45 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{u \text{ app}} = 91,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{91,22 \times 10^4}{30 \times 184,78 \times (37,5)^2} = 0,10$$

$$\mu_u = 0,10 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,10}) = 0,132$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 37,5 \times (1 - 0,4 \times 0,132) = 35,52 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{91,22 \times 10^4}{35,52 \times 3480}$$

$$A_{sa} = 6,42 \text{ cm}^2$$

**-Condition de non fragilité**

 **En travée :**  
**BAEL(ArtA4.2.1) :**

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2 < 5,30 \text{ cm}^2$$

.....C.V

**RPA [1](Art7.5.2.1) :  $A_{min} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$**

.....C.V

**Choix des armatures :**

$$A = \text{Max} (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min}) = \text{max} (5,30 ; 6 ; 1,35 )$$

•  $A = 6 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : **3T14+ 3T12=8,01 cm<sup>2</sup>**

 **En appuis :**

- **BAEL[3](ArtA4.2.1):**

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st}(\min) \geq 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2 < 7,16 \text{ cm}^2 \text{ .....C.V}$$

**RPA [1](Art7.5.2.1) :  $A_{min} \geq 0,005 \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$  .....C.V**

**Choix des armatures :**

$$A = \text{Max} (A_{cal} ; A_{RPA} ; A_{min}) = \text{max} (7,16 ; 6 ; 1,35 )$$

$$A = 7,16 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **3T14+ 3T12=8,01 cm<sup>2</sup>**

**► ELS**

**a)-En travées:**

$$M_S = 47,80 \text{ KN.m}$$

$$A = 8,01 \text{ cm}^2$$

s

- **La position de l'axe neutre(y):**

$$\Rightarrow b \cdot \frac{x^2}{2} + 15(A_S + A'_S)x - 15(A'_S \times c' + A_S \times d) = 0$$

$$\Rightarrow 35 \times \frac{x^2}{2} + 15(8,01)x - 15(8,01 \times 37,5) = 0$$

$$\Rightarrow 17,5 x^2 + 120,15 x - 4505,62 = 0$$

$$\Delta = 329829,42 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 574,30$$

$$X = (-120,15 + 574,30) / 35 = 12,97 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie (I):**

$$I = b \cdot \frac{x^3}{3} + 15 \cdot A_s (d-x)^2 + 15 \cdot A'_s (x - c')^2$$

$$I = b \cdot \frac{12.97^3}{3} + 15 \times 8.01 (37.5 - 12.97)^2$$

$$I = 97751.38 \text{ cm}^4$$

**V-3-2-1-Vérification des contraintes :**

▪ **Dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{47.80 \times 12.97 \times 10^{-2}}{97751.38 \times 10^{-8}} = 6342.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6342.27 \text{ KN/m}^2 \leq 15000 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Dans l'acier:**

$$\sigma_s = 15 \cdot M_s \left( \frac{d-x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 47.80 \left( \frac{37.5 - 12.97}{97751.28 \times 10^{-8}} \right) = 179925.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 179925.95 \text{ KN/m}^2 \leq 2000000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

**b)-En appuis:**

$$M_s = 63,25 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 8,01 \text{ cm}^2$$

▪ **La position de l'axe neutre(y):**

$$X = 12.97 \text{ cm}$$

▪ **Moment d'inertie (I):**

$$I = 97751.38 \text{ cm}^4$$

**V-2-1-5-Vérification des contraintes :**

**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{63.25 \times 12.97 \times 10^{-2}}{97751.38 \times 10^{-8}} = 8392.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8392.23 \text{ KN/m}^2 \leq 15000 \text{ KN/m}^2$$

- Dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \cdot M_s \left( \frac{d-x}{I} \right)$$

$$\sigma_s = 15 \times 63.25 \left( \frac{37.5 - 12.97}{97751.28 \times 10^{-8}} \right) = 238081.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_s = 238081.93 \text{ KN/m}^2 \leq 2000000 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**V-3-2-2- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{Umax} = 104.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{h \times d} = \frac{104560}{300 \times 375} = 0,796 \text{ MPa}$$

✓ La fissuration étant peu nuisible, il faudra vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} ; \text{Selon le B.A.E.L [3] article A.5.1,2}$$

$$\tau_u = 0.148 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.796 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**V-3-2-3- Calcul des armatures transversales**

**a) Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = \min (1.14 ; 1,4 ; 3) \quad \text{Selon le B.A.E.L 91 [3]}$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

**b)-Espacement des armatures transversales**

- Vérification des espacements Selon le B.A.E.L[3]

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

$$S_t \leq \min (33.75 ; 40 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_s}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (33.75 ; 67 \text{ cm}) = 33.75 \text{ cm}$$

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \phi \right) \text{ Selon le R.P.A 99 [1]}$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right) = 10 \text{ cm}$$

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

- Section des armatures transversales Selon le R.P.A99 [1]

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$$

- Zone nodale :  $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

- Zone courante :  $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- Pourcentage total max de l'acier long :

- 4% en zone courante :

$$A_{S1} = \frac{4}{100} \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

- 6% en zone nodale :

$$A_{S2} = \frac{6}{100} \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L = 40\phi = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$$

Tableau 45 récapitulatif du ferrailage des poutres principales

| Type                |        | $A_{calcul}$<br>(cm) <sup>2</sup> | $A_{choisie}$<br>(cm) <sup>2</sup> | $A_{adobiere}$<br>(cm) <sup>2</sup> | $\phi_t$<br>(cm) | $\delta_t$ (cm)<br>Zone courante | $\delta_t$ (cm)<br>Zone nodale |
|---------------------|--------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| Poutres principales | Travée | 5,30                              | 3T14<br>+<br>3T12                  | 8,01                                | $\phi 8$         | 15                               | 10                             |
|                     | Appui  | 7,16                              | 3T14<br>+<br>3T12                  | 8,01                                | $\phi 8$         | 15                               | 10                             |

V.3.2.3 Étude des poutres secondaires P.S (30X35)cm<sup>2</sup>

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Tableau 46 récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires

| Type                   |        | $A_{calcul}$<br>(cm) <sup>2</sup> | Condition de<br>l'RPA (cm) <sup>2</sup> | $A_{choisie}$<br>(cm) <sup>2</sup> | $A_{adobiere}$<br>(cm) <sup>2</sup> | $\phi_t$<br>(cm) | $\delta_t$ (cm)<br>Zone<br>courante | $\delta_t$ (cm)<br>Zone<br>nodale |
|------------------------|--------|-----------------------------------|---|------------------------------------|-------------------------------------|------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Poutres<br>secondaires | Travée | 6,60                              | 6,125                                   | 3T14<br>+<br>2T12                  | 6,88                                | $\phi 8$         | 15                                  | 10                                |
|                        | Appui  | 6,80                              | 6,125                                   | 3T14<br>+<br>2T12                  | 6,88                                | $\phi 8$         | 15                                  | 10                                |

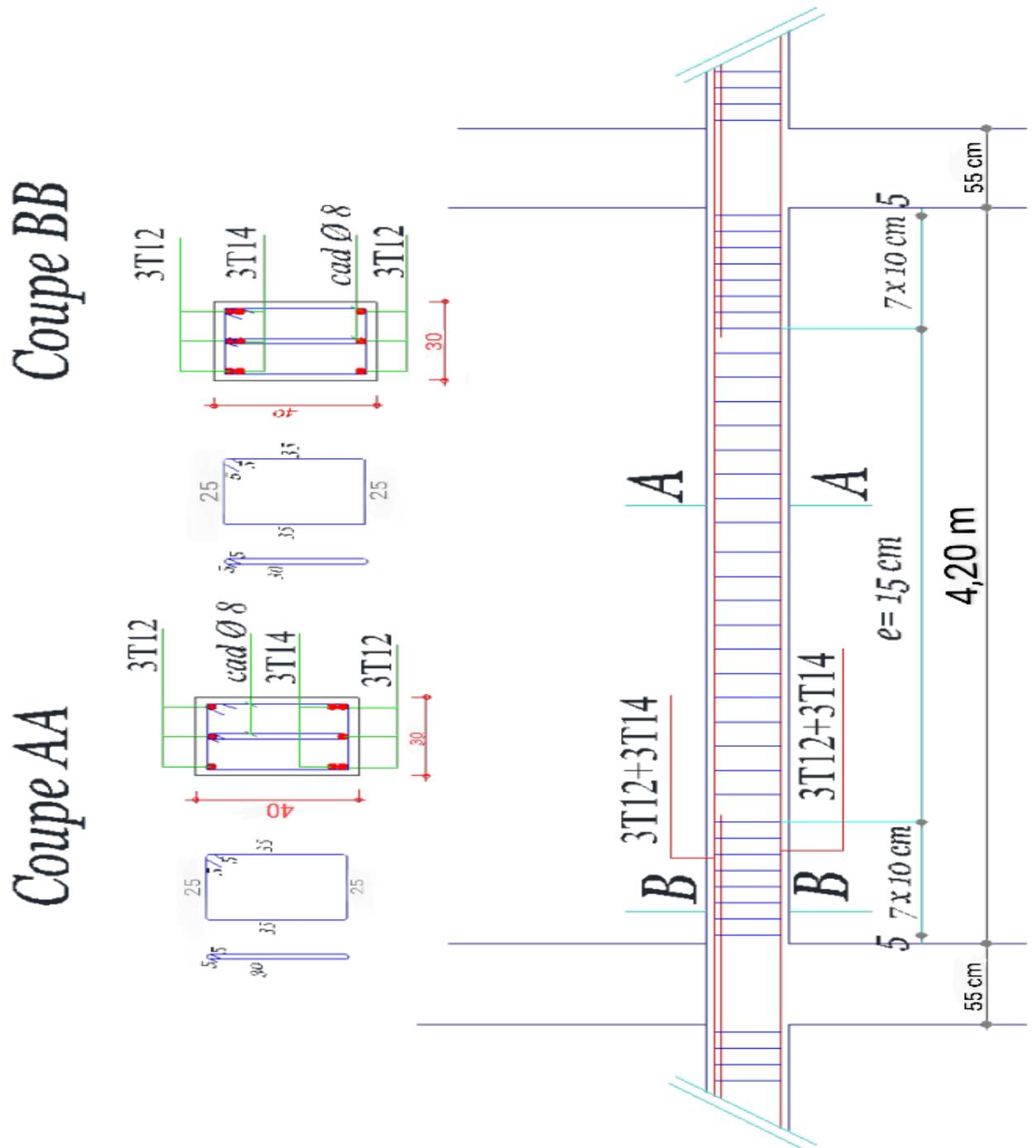


Figure 65 Ferrailage de la poutre Principale

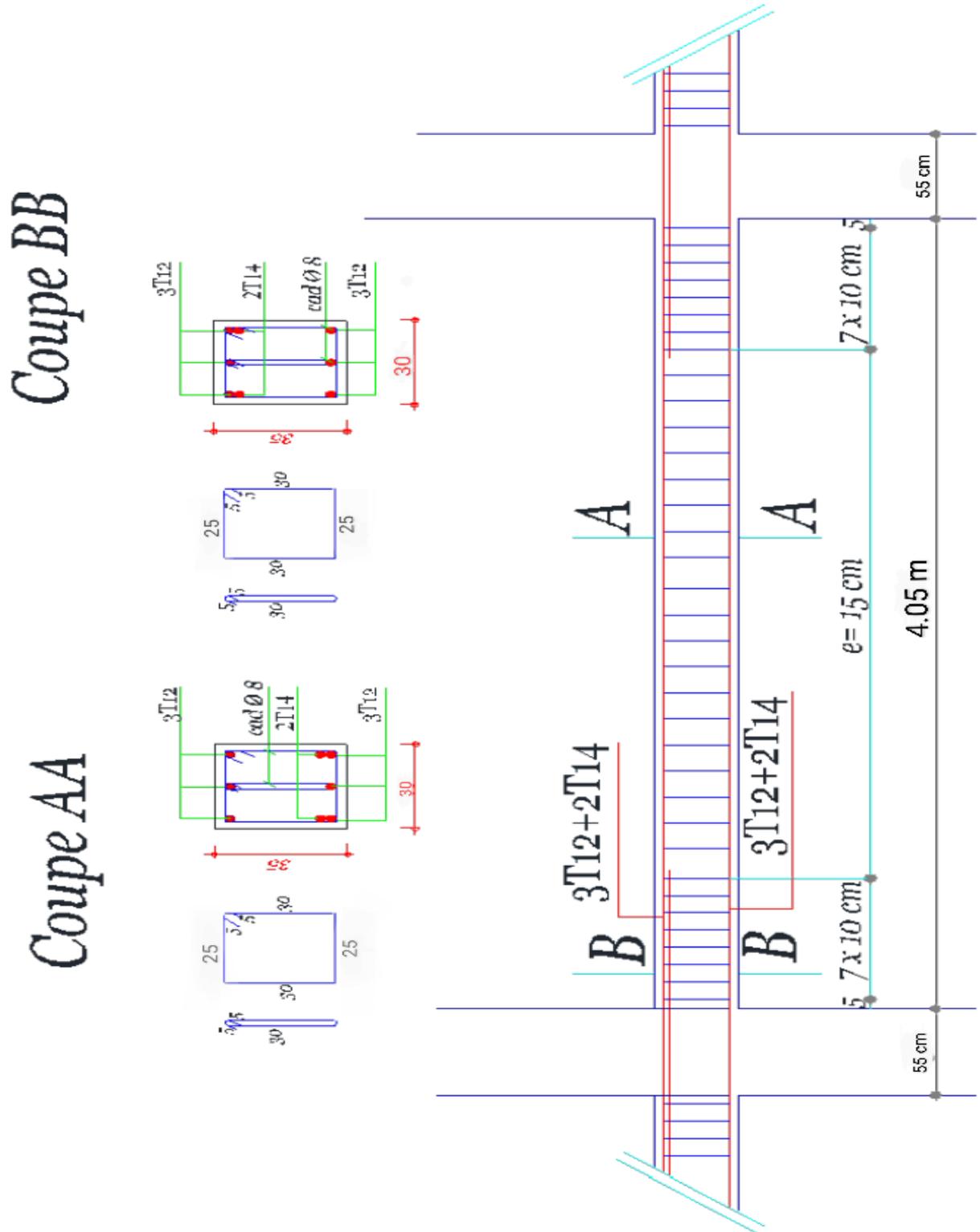


Figure 66 Ferrailage de la poutre secondaire

## **V-4-Etude de ferrailage des voiles :**

### **A)-Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

### **B)-Conception :**

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

### **C)-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis a vis des charges horizontales.

### **D)-Rôle de contreventement :**

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### **E)-Combinaison :**

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) [1] les combinaisons à considérer sont les suivantes :

- ELU : 1,35G +1,50Q
- ELS : G + Q
- ACC : G + Q  $\pm$  1,2E

**F)-Pré dimensionnement des voiles :**

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau 47 Pré dimensionnement des voiles**

| Voiles             | Hauteur | Epaisseur |
|--------------------|---------|-----------|
| RDC.....9ème étage | 3,15 m  | 20cm      |

**G)-Ferrailage des voiles :**

Dans les tableaux suivants on va regrouper les sollicitations max pour tous les types des voiles obtenues par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

Tableau 48 Calcul d'armatures des voiles longitudinales avec M max et N corresp

| Voiles longitudinales : M <sub>max</sub> et N <sub>corresp</sub> |                                    |   |   |   |   |
|--|------------------------------------|---|---|---|---|
| Niveau   | RDC et 1 <sup>ère</sup><br>étage   | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étage | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étage | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étage | 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup><br>étage |
| M <sub>u</sub> (KN.m)  | 74.44                              | 32.79   | 27.25   | 7.87  | 8.24  |
| N <sub>u</sub> (KN)  | -1875.71                           | -1614.70                                      | -1310.67                                      | -939.88                                       | -508.83                                       |
| A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )                                | 33.07                              | 33.07   | 33.07   | 33.07   | 33.07   |
| A <sub>u</sub> ' (cm <sup>2</sup> )                              | 33.07                              | 33.07   | 33.07   | 33.07   | 33.07   |
| A <sub>u</sub> adopté<br>(cm <sup>2</sup> )                      | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup> | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            |
| A <sub>u</sub> ' adopté<br>(cm <sup>2</sup> )                    | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup> | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            | 22×HA14 =<br>33,87 cm <sup>2</sup>            |

Tableau 49 Calcul d'armatures des voiles transversales avec M max et N corresp

| Voiles transversales V <sub>T3</sub> : M <sub>max</sub> et N <sub>corresp</sub> |                                    |   |   |   |   |
|---|------------------------------------|---|---|---|---|
| Niveau  | RDC et 1 <sup>ère</sup><br>étage   | 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup><br>étage | 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup><br>étage | 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup><br>étage | 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup><br>étage |
| M <sub>u</sub> (KN.m)   | 84.56                              | 157.38  | 159.06  | 117.82  | 68.43   |
| N <sub>u</sub> (KN)   | -2578.95                           | -2099.94                                      | -1639.20                                      | -1146.36                                      | -594.63                                       |
| A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )   | 44.62                              | 44.62   | 44.62   | 44.62   | 44.62   |
| A <sub>u</sub> ' (cm <sup>2</sup> )   | 44.62                              | 44.62   | 44.62   | 44.62   | 44.62   |
| A <sub>u</sub> adopté<br>(cm <sup>2</sup> )                                     | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup> | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            |
| A <sub>u</sub> ' adopté<br>(cm <sup>2</sup> )                                   | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup> | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            | 23×HA16 =<br>46.24 cm <sup>2</sup>            |

► Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA 99 / version 2003[1] on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times 0,2 \times 1,00 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

● **L'espacement:**

- Selon le **BAEL 91 révisée 99[3]**, on a :

$$St \leq \min \{2 \times a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA 99 / version 2003[1]** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 30$$

Donc :  $St \leq \min \{St \text{ BAEL 91 révisée 99[3]} ; St \text{ RPA 99 / version 2003[1]}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de **20 cm**.

Le choix de la section des armatures verticales est **6HA12/ml** de section **6,79 cm<sup>2</sup>/ml**.

► **Calcul des armatures longitudinales :**

D'après le **RPA 99 / version 2003[1]**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **20 cm**.

► **Calcul des armatures transversales :**

D'après le **D.T.R-B.C-2,42[4]** et le **BAEL 91 révisée 99[3]**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à **12 mm**, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de **4/m<sup>2</sup>** au moins ; on prend donc **4Φ6/m<sup>2</sup>**.

► **Disposition des armatures :**

● **Armatures verticales :**

La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni **33 cm** Selon le **BAEL 91[3]**, et selon l'**RPA 99 / version 2003[1]** ne doit pas dépasser **1,5** de l'épaisseur du mur ni **30 cm**.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

On a  $St = 20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$   Condition vérifiée.

**Voile transversal :**  $L = 425 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 42.5 \text{ cm}$ .

**Voile longitudinal :**  $L = 315 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 31.5 \text{ cm}$

► **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\Phi$ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $L/10$  de l'épaisseur du voile.

► **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 cadres au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

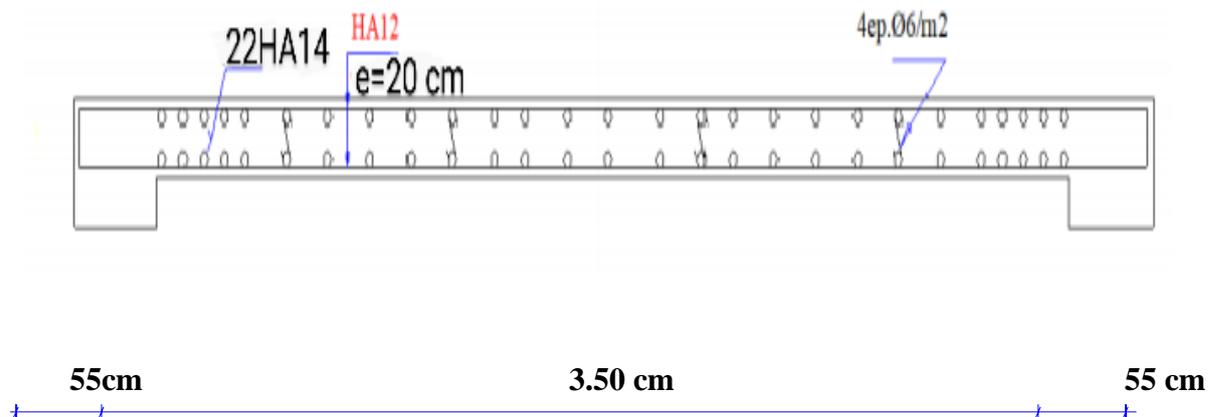


Figure VII-9: Coupe longitudinale du ferrailage des voiles (RDC)

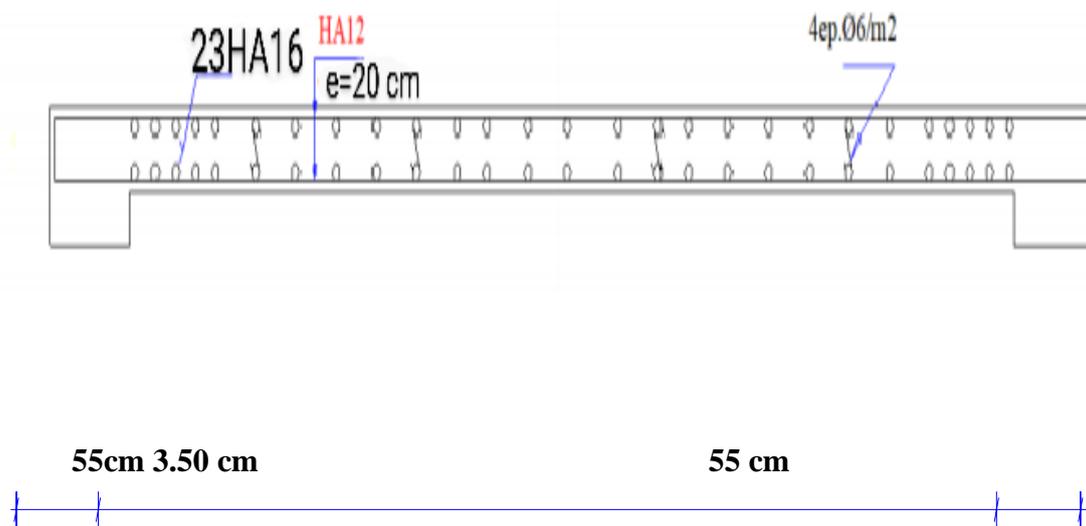


Figure 67 Coupetransversalesdu ferrailage des voiles (RDC)

**Références du cinquième chapitre**

[1]DTR BC 2.48. *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003*, Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

[2]DTR BC. 2.41. *Règles de calcul et de conception des structures en béton armé C.B.A. 93*. Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

[3]Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé*

[4]D.T.R-B.C-2,42. *Règles des conceptions et de calcul des paroi set mur en béton banché*,Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, (2003).

**Logiciels utilisés :**

- Autodesk (2010). *Robot Structural Analysis Professional 2010*. Autodesk Inc.

Microsoft Corporation (2007). *Microsoft Office Excel 2007*. Microsoft Corporation.

# Chapitre VI :

Etude des fondations

## I-Introduction :

Lorsqu'on envisage de lancer un projet de fondation, il est essentiel d'évaluer la contrainte du sol à prendre en compte dans les calculs. Cette évaluation repose sur l'analyse de trois paramètres fondamentaux :

- La contrainte de rupture du sol, qui représente la limite au-delà de laquelle le sol risque de se rompre sous la charge ;
- La contrainte liée au tassement maximal admissible, qui garantit que les déformations du sol restent dans des limites acceptables pour l'ouvrage ;
- La contrainte maximale autorisée selon les normes parasismiques, qui prend en compte les exigences spécifiques pour assurer la stabilité de la structure en cas de séisme.

Ces éléments permettent de dimensionner une fondation adaptée et sécurisée

## II-Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée à partir des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec ( $\gamma_d$ ).
- Poids spécifique des grains ( $\gamma_s$ ).
- Cohésion non drainée ( $C_u$ ).
- Angle de frottement effectif ( $\varphi$ )

Pour ce projet, la contrainte admissible retenue est **1,5 bars**.

La profondeur minimale de la fondation doit être supérieure à  $H/10$ ,

avec  $H=34,50\text{m}$   $\longrightarrow$   $H/10=3.45\text{m}$ .

L'étude géotechnique a identifié un sol approprié à **3,5 m** de profondeur. Ainsi, nous adoptons une **profondeur des semelles de 3,5 m** dans les calculs.

## III-Types des fondations superficielles :

Les fondations superficielles ont un élancement faible, généralement inférieur à 5,0. Selon la norme **NF P94-262[1]**, elles sont classées comme superficielles si le rapport  $D_g/b_F$  est inférieur à 1,5, et comme semi-profondes s'il est compris entre 1,5 et 5,0.

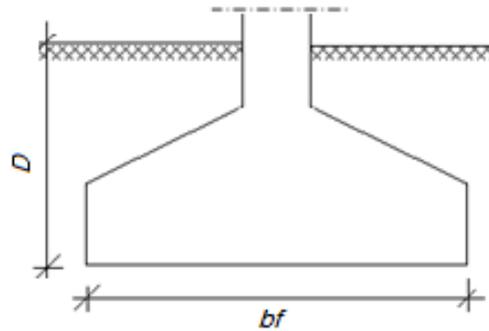


Figure 68 Fondation superficielle.

$$\frac{D}{b_f} \leq 1,5$$

Les fondations superficielles comprennent **les semelles isolées**, utilisées sous des poteaux, **les semelles filantes**, adaptées aux murs ou charges linéaires, et **le radier général**, qui assure une répartition uniforme des charges sur tout le sol.

#### IV-Déterminations du type de fondation :

Il est crucial que la surface de la semelle soit suffisamment dimensionnée pour répartir les charges transmises par les éléments porteurs verticaux sur le sol. Répartir une force sur une surface revient à exercer une pression :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{semelle}}}$$

- Pour le dimensionnement de la surface au sol ; Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S.
- La capacité portante du sol doit être supérieure à la pression exercée par les fondations. La surface S d'une semelle s'exprime :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{semelle}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- $\sigma_{\text{sol}}$ : Contrainte admissible du sol en bars=1,5bar=15 t/m<sup>2</sup>.
- $S_{\text{semelle}}$  : Surface total des semelles (A×B).
- $N_{\text{sertotal}}=54474.25\text{KN} = 5447.42\text{t}$ .
- $\sigma_{\text{sol}}=15 \text{ t/m}^2$  (donnée par le rapport géotechnique).
- $S_{\text{semelle}} \geq \frac{5447.42}{15} = 363.16 \text{ m}^2$

$$S_{\text{bâtiment}} = 28.5 \times (4.35+3.35) + [(3.15+3.95) \times 4.25] \times 4 = 368.65\text{m}^2$$

$$\bullet \frac{\text{Semelle}}{\text{Sbâtiment}} = \frac{363.16}{368.65} = 1.01$$

$$S_{\text{semelle}} = 363.16 \text{ m}^2 > 0.5 \times S_{\text{bâtiment}} = 0.5 \times 368.65 = 184.32 \text{ m}^2$$

La superficie des fondations est supérieure à la moitié de la superficie du bâtiment. Ceci nous amène à considérer un type de fondation :

✓ Radier général

## IV-1-Etude du radier général

### IV-1-1-Pré dimensionnement de radier général :

#### A) -Epaisseur de Nervure du radier :

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

#### Formule empirique :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h$  égale à :  $h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{435}{10} = 43.5 \text{ cm}$ .

Avec  $L_{\max}$  = portée libre entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

#### Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

#### Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4.35\text{m} \quad \Longrightarrow \quad 55 \text{ cm} \leq h_r \leq 87 \text{ cm}$$

#### Condition de la longueur élastique :

$$L_e = (4EI/Kb)^{1/4} \geq 2L_{\max} / \pi$$

Avec :

**$L_e$**  : Longueur élastique.

**$L_{\max}$**  : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

**$E_{vj}$**  : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ( $E_{vj}$  10819MPa).

**$b_1$**  : Largeur de la 1<sup>ère</sup> type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 55 + 10 = 65 cm.

**$I$**  : Inertie de la section du radier. ( $I = b \times h \times r^3 / 12$ ).

**$K$**  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ( $K = 40\text{MPa}$ ).

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.35\right)^4 \frac{40}{10819}} = 60.13 \text{ cm}$$

**Choix final :** L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est

**hr =80cm ; b= 65 cm.**

**B) -Epaisseur de la dalle du radier :**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :  $h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{435}{20} = 21.75$  cm

Avec :  $L_{max}$  = entre axes maximaux des poteaux perpendiculairement aux nervures.

**Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5} ; L_{max} = 4.35 \text{ m} \implies 55 \text{ cm} \leq hr \leq 87 \text{ cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de **hd = 80 cm** pour la dalle du radier

**C)-Calcul de la surface de radier :**

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sum Ri$  : La somme des réactions aux niveaux des fondations à **ELS** et les combinaisons accidentelles selon l'**RPA 99 / version 2003[2]** (Art 10.1.4) suivant : **G+Q±E** et **0,8G±E** réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010**.

$N_{ser} = 54474.25$  KN

$N_{ACC(MAX)} = 54617.51$  KN

$$S_{\text{radier}} = \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}} = \frac{54617.51}{150} = 364.11 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment ( $368.65 \text{ m}^2$ ) est supérieure à la surface nécessaire du radier ( $364.11 \text{ m}^2$ ), à cet effet, nous avons prévu un débordement ( $L_d$ ).

**D)-Calcul du débordement :**

Largeur minimale de débord  $L_d \geq (h/2 ; 30\text{cm})$

Choix :  $L_d = 50$  cm

- |   |  |
|---|--|
| - | $S_r = S_{\text{Bâtiment}} + D \times 2 \times (X + Y);$ |
| - | $S_r$ : Surface de radier;                               |
| - | $S$ : Surface totale de bâtiment ;                       |
| - | $X$ : Longueur de bâtiment;                              |
| - | $Y$ : Largeur de bâtiment.                               |

$$S_r = 368.65 + 0,50 \times 2 \times (57 + 51.4) = 477.05 \text{ m}^2.$$

Alors la surface de radier est  **$S_r = 477.05 \text{ m}^2$**

Donc :  $477.05\text{m}^2 > 368.65\text{ m}^2$

**E) -Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :  $\tau_u = V_u/(b \times d) \leq 0,05 f_{c28} = 1,25\text{ MPa}$

$$\boxed{V: \text{L'effort tranchant ultime}} \quad V_u = (q_u \times L_{\max}) / 2 = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

Avec :  $N_u = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier}$

$$N_u = 1,35 \times 54474.25 + 1,35 \times (477.05 \times 1,00 \times 25) = 89640.67\text{ KN}$$

$$N_u = 88908.97\text{ KN}$$

$\boxed{L: \text{La longueur maximal d'une bande de 1m}}$ ,  $L = 4.35\text{m}$

$$V_u = \frac{89640.67 \times 10^3 \times 1 \times 4.35}{477.05} \times \frac{1}{2} = 408696.06\text{ MPa}$$

Donc :  $\tau_u = V_u / (b \times d) = 408696.06 / (1000 \times 720) = 0.5676\text{ MPa} < 1,25\text{ MPa}$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

**F) -Vérification de l'effet de sous pression :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \times \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

$\boxed{W: \text{Poids propre total de la Tour à la base du radier} = G_T + G_{rad} = 266.53 + 60.80 = 327.33\text{ MN}}$

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$ : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10\text{ KN/m}^3$ ).

$h$ : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1,50\text{m}$ ).

$S_r$ : Surface du radier ( $S_r = 477.05\text{ m}^2$ )

$$\alpha \times \gamma \times h \times S_r = 1,5 \times 10 \times 1,50 \times 477.05 = 10.73\text{MN} < W = 327.33\text{ MN}$$

⇒ Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique.

**G) -Vérification au non poinçonnement : Selon BAEL 91 révisée 99[3] (Art A.5.24)**

Il s'agit de vérifier que :  $N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$\mu_c$ : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr) = [(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) \times 2] = 5.40\text{ m}$$

$\boxed{N_u: \text{Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité} (N_u = 2434.39\text{KN})$

$h$ : Epaisseur totale du radier (60cm)

## Chapitre VI : Etude des fondations

Donc  $\frac{0,07 \times 5.40 \times 0.80 \times 25000}{1,5} = 5040 \text{ KN} > N_u = 2434.39 \text{ KN}$  donc pas de risque de poinçonnement.

### H) -Vérification de la stabilité du radier au renversement :

Pour garantir la stabilité de la Tour face aux forces sismiques, il est crucial de vérifier que le rapport entre le moment stabilisateur (dû à l'effort normal  $N$ ) et le moment de basculement (causé par le séisme) soit supérieur à 1,25. Cette vérification est essentielle pour assurer la stabilité de l'ouvrage :

$$\frac{0.8 \times M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} = \frac{0.8 \times M_{\text{poids}}}{M_{\text{séisme}}} > 1 \implies \frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} > 1.25$$

|   |   |
|---|---|
| - | $M_s$ : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$  |
| - | $M_r$ : Moment renversant, $M_r = F_i \times h_i$ |
| - | $W$ : Poids du bâtiment.                          |
| - | $F$ : Force sismique au niveau $i$ .              |

#### ❖ Sens longitudinal :

Tableau 50 Vérification de renversement de la bâtiment sens longitudinal.

| W (KN)   | Lx (m) | Lx/2 (m) | Ms (KN.m) | Mr (KN.m) | Ms/Mr | Vérification       |
|----------|--------|----------|-----------|-----------|-------|--------------------|
| 49752.85 | 28.50  | 14.25    | 708978.54 | 221555.79 | 3.2   | Condition vérifiée |

#### ❖ Sens transversal :

Tableau 51 Vérification de renversement de la bâtiment sens transversal.

| W (KN)   | Ly (m) | Ly/2 (m) | Ms (KN.m) | Mr (KN.m) | Ms/Mr | Vérification       |
|----------|--------|----------|-----------|-----------|-------|--------------------|
| 49752.88 | 20.50  | 10.25    | 509967.02 | 283315.01 | 1.8   | Condition vérifiée |

**Finalement**  $\longrightarrow$  pas de risque de renversement.

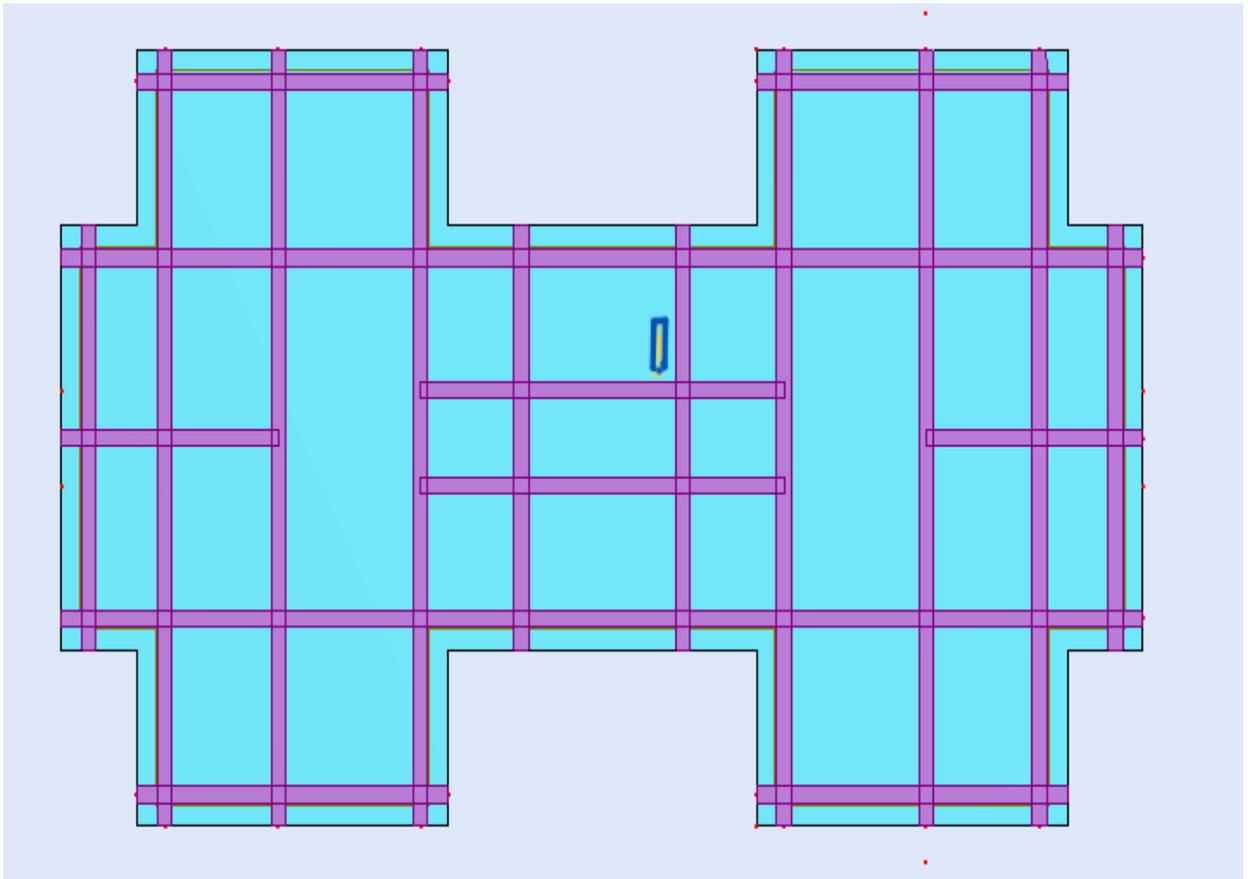


Figure 69 Schéma de 1ère proposition de radier général nervuré

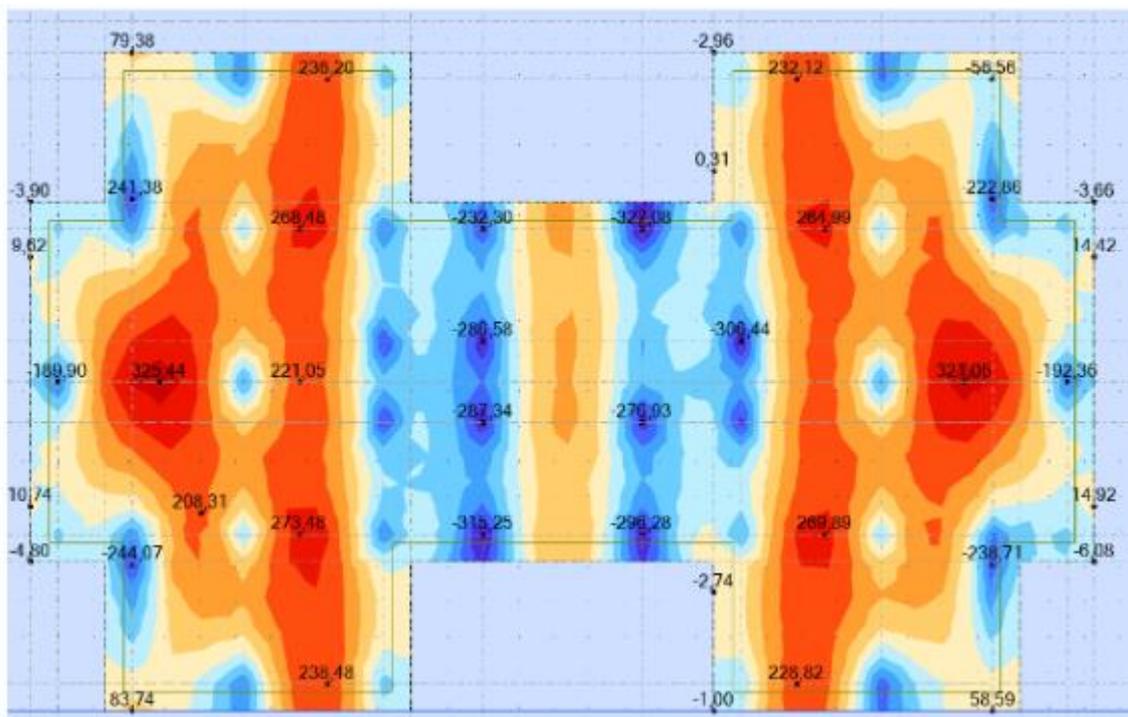


Figure 70 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment :  $M_{xx}$  « ELU »

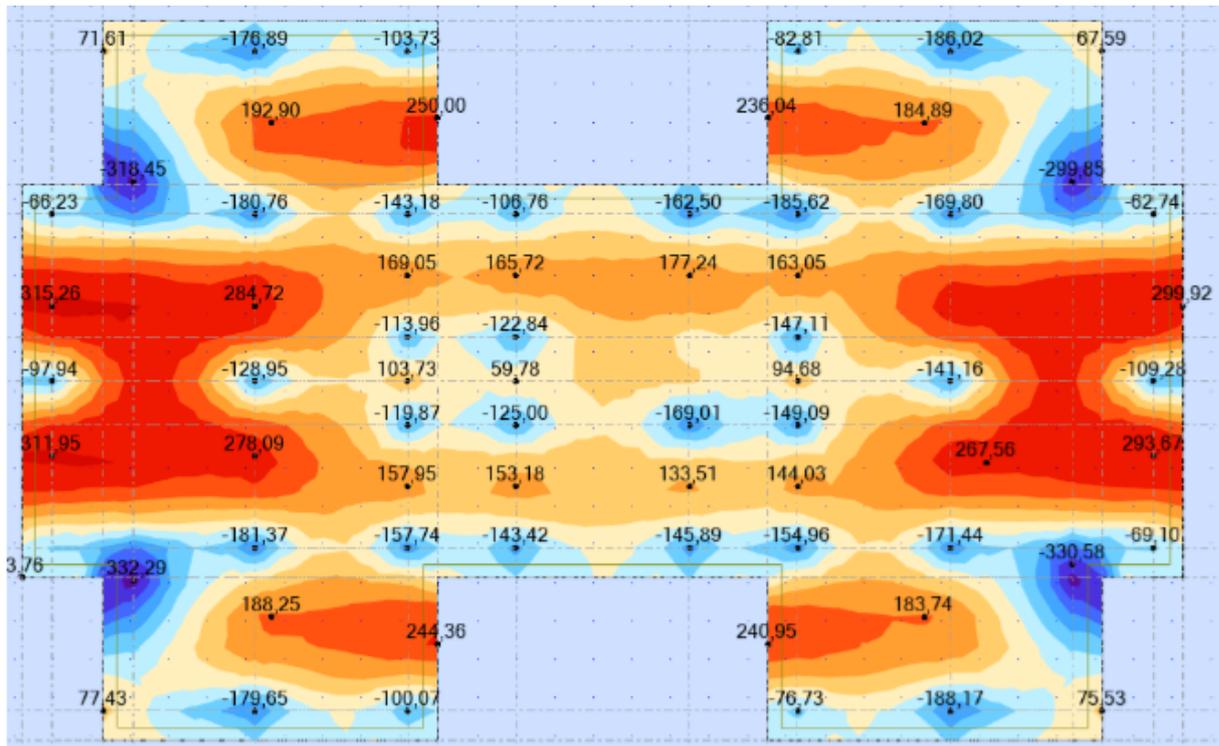


Figure 71 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment :Myy « ELU »

**A) -Calcul de Ferrailage de la dalle radier :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,60×1,00 »m<sup>2</sup> et en deux directions, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

**Calcul de ferrailage à l'ELU :**

**En travée :**

► Ferrailage suivant **Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{325,44 \times 10^{-3}}{1,00 \times 14,17 \times (0,55)^2} = 0,091$$

$$\mu_u = 0,091 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091})$$

$$\alpha = 0,12$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,50 \times (1 - 0,4 \times 0,12)$$

$$Z = 0,476 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{325,44}{0,476 \times 348 \times 10^{-1}} = 19,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10×HA16** de section **20.11cm<sup>2</sup>/ml**.

► Ferrailage suivant **Ly** :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{315.26 \times 10^{-3}}{1.00 \times 14.17 \times (0.50)^2} = 0,088$$

$$\mu_u = 0,088 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088})$$

$$\alpha = 0,116$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,50 \times (1 - 0,4 \times 0,116)$$

$$Z = 0,476 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{315.26}{0,476 \times 348 \times 10^{-1}} = 19.03 \text{ cm}^2$$

On adopte : **10×HA16** de section **20.11 cm<sup>2</sup>/ml**.

► **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 6,64 \text{ cm}^2$$

Donc :  $20.11 + 20.11 = 40.22 \text{ cm}^2 > 6,64 \text{ cm}^2$  ⇒ Condition vérifiée.

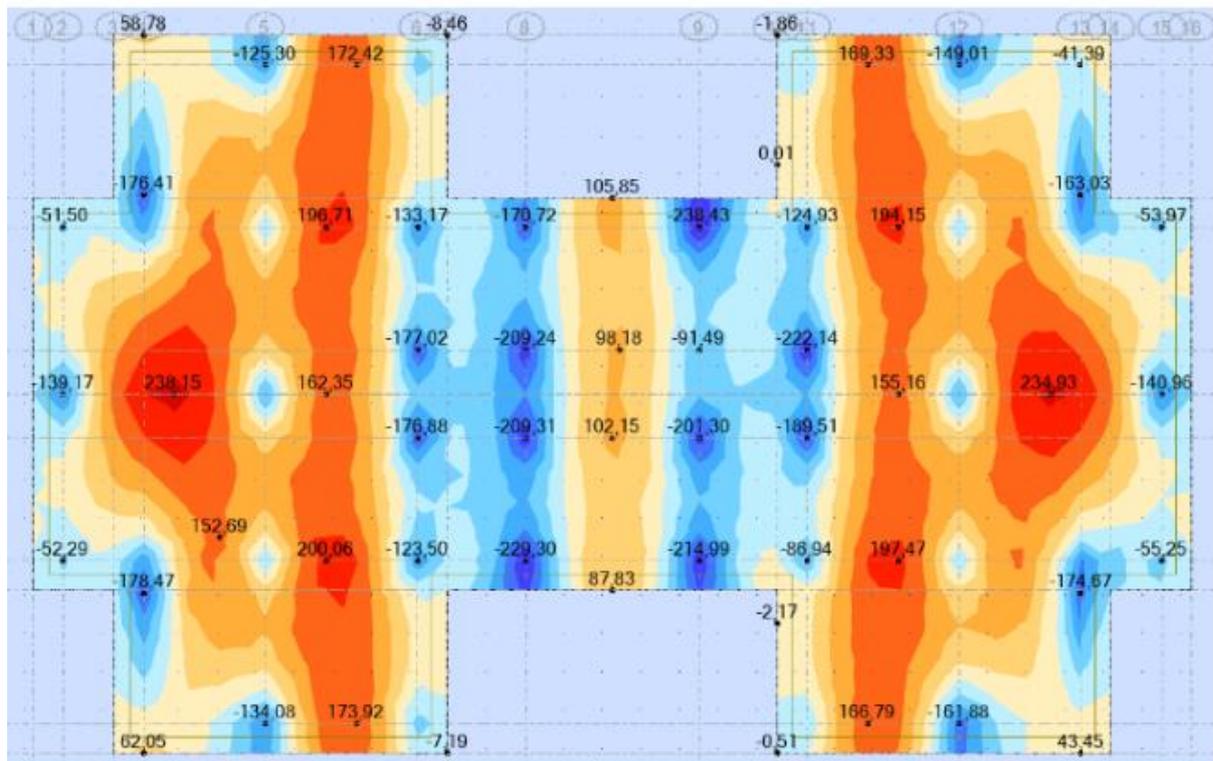


Figure 72 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : **Mxx « ELS »**

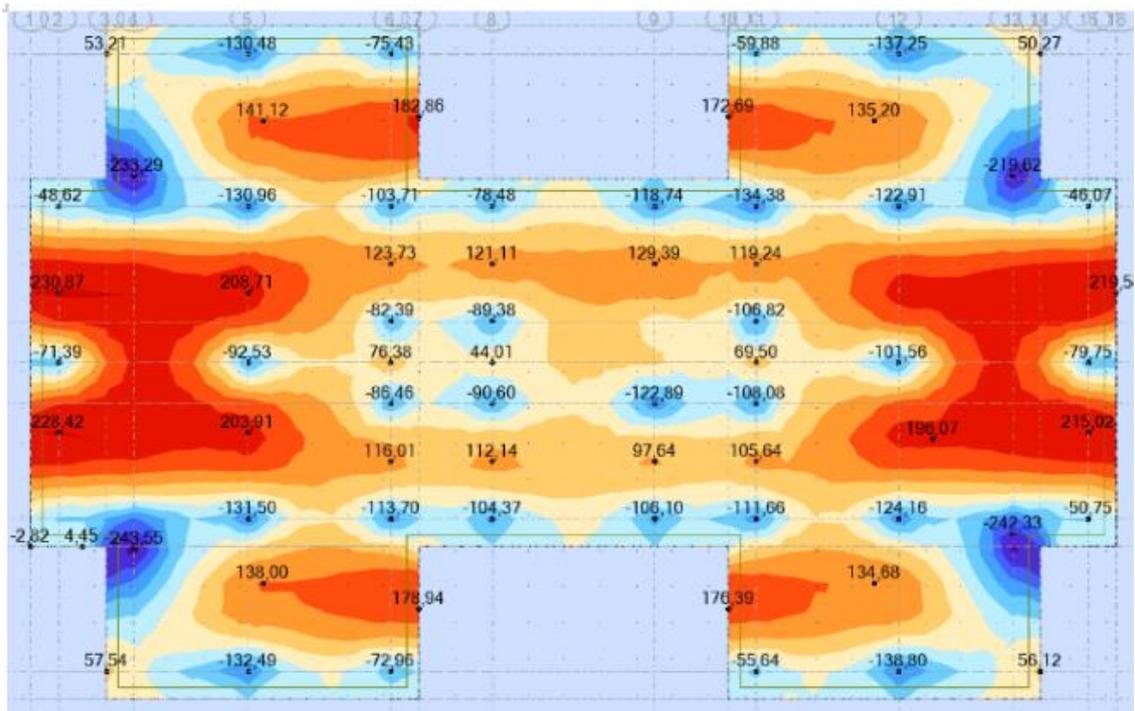


Figure 73 Différentes sollicitations agissantes aux radier Moment : Myy « ELS »

❖ Vérification à ELS : le BAEL 93 [3] :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \quad \Rightarrow \quad \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- En travée Lx :

Tableau 52 Vérification à E.L.S.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$ | Comparaison |
|---------|--------------------------------|------------|--|-------------|
| Travée  | 1.366                          | 0.12       | 0.43   | 0.12 < 0.43 |

- En travée Ly :

Tableau 53 Vérification à E.L.S.

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$ | Comparaison  |
|---------|--------------------------------|------------|--|--------------|
| Appui   | 1.365                          | 0,116      | 0.43   | 0,116 < 0.43 |

**ELU**

► **En appui:**

Par les mêmes étapes, on peut détermine le ferrailage en **appui**, et on trouve :

$A_x \Rightarrow 10HA16 / ml \gg$  de section **20.11 cm<sup>2</sup>/ml**.

$A_y \Rightarrow 10HA16 / ml \gg$  de section **20.11cm<sup>2</sup>/ml**.

► **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 6,64 \text{ cm}^2$$

Donc :  $20.11 + 20.11 = 40.22 \text{ cm}^2 > 6,64 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Vérification à ELS : le BAEL93 [3] :**

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En appui Lx :**

**Tableau 54 Vérification à E.L.S.**

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison |
|---------|--------------------------------|------------|---|-------------|
| Travée  | 1.371                          | 0.12       | 0.435   | 0.12 < 0.43 |

- **En appui Ly :**

**Tableau 55 Vérification à E.L.S.**

| Section | $\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$ | $\alpha_u$ | $\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Comparaison |
|---------|--------------------------------|------------|---|-------------|
| Travée  | 1.364                          | 0.12       | 0.432   | 0,12 < 0.43 |

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{165.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,50} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u1} = \min \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < \tau_{u1} = 2,50 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

-Calcul de l'espacement : D'après le (BAEL91 révisée 99[3]) :

$$St = \min (0,9 \times d ; 40) \text{ cm} = \min (45.5 ; 40) \text{ cm} \longrightarrow St = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$  de armatures longitudinales.

► Longueur de la zone nodale

$$h' = 2 \times 55 = 110 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003 [3] (Fig.7.2)}$$

$$h' = 110$$

cm

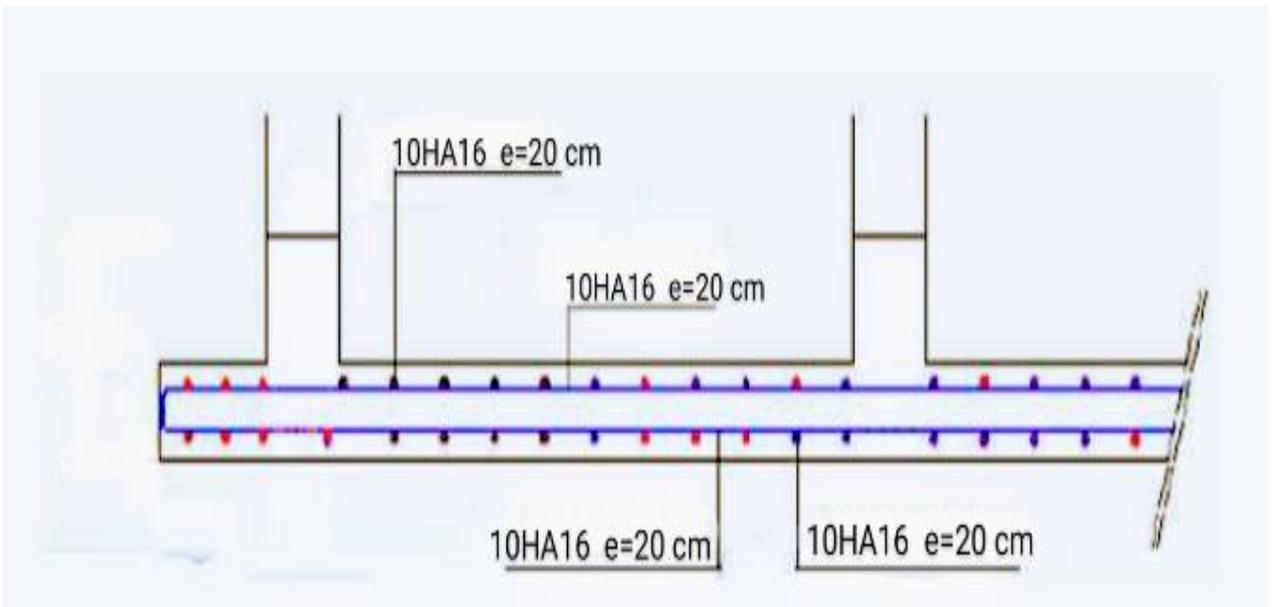


Figure 74 Exemple de coupe de ferrailage de la dalle de radier général

**B) -Calcul de Ferrailage de nervure :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une section en « T », dimensionnée comme indiqué dans la figure suivante. La combinaison de base à considérer est :

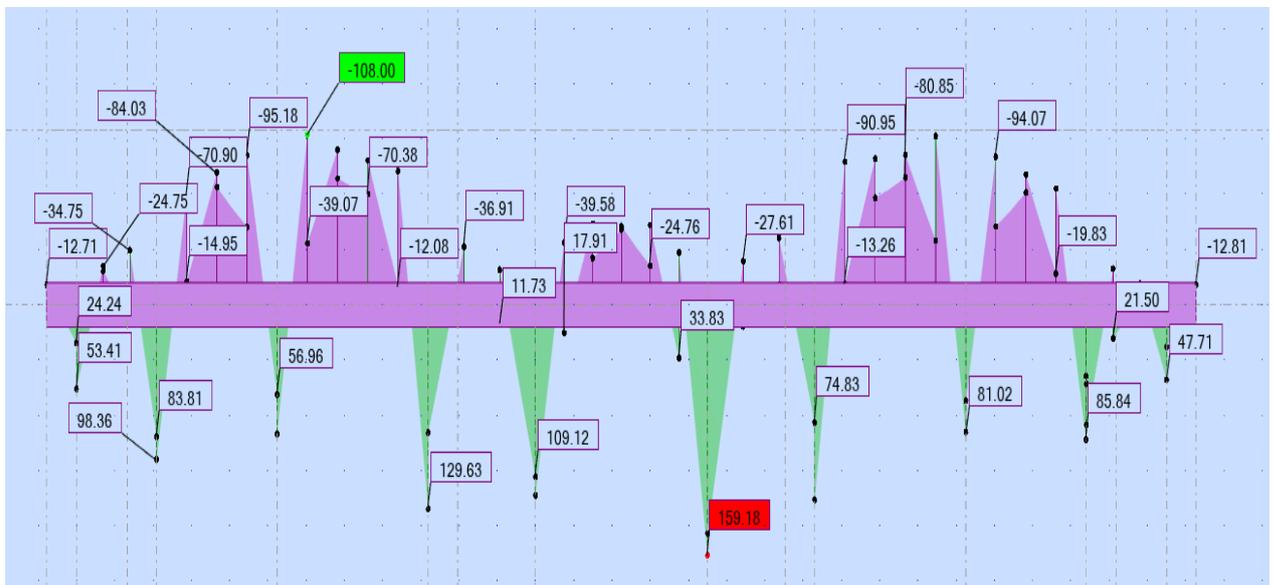
$$1.35G + 1.5Q$$

Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte l'action sismique E, les fondations doivent être dimensionnées selon les combinaisons :

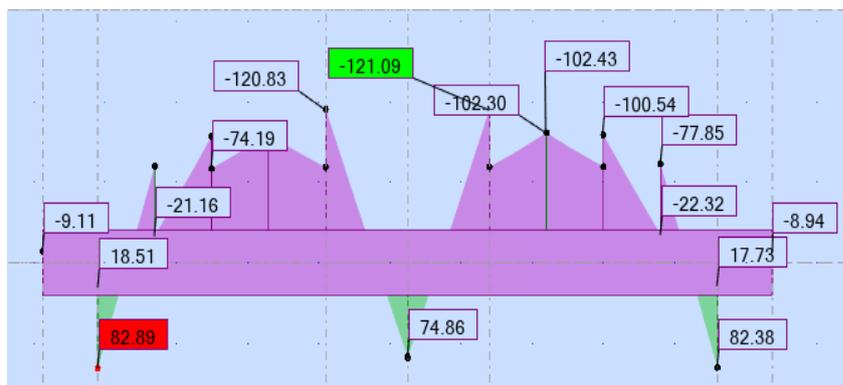
$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Ces vérifications intègrent l'application d'un coefficient de sécurité de 1.5 sur la résistance ultime du sol ( $\sigma_{sol}$ ).



**Figure 75 exemple des diagrammes des moments**



**Figure 76 exemple des diagrammes des moments**

1. Ferrailage longitudinal :

ELU :

► En travée :

Le moment maximum en travée  $M_{tmax} = 108.00 \text{ KN.m.} = 0.108 \text{ MN.m}$

$$- M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

On a:  $b = 0,65 \text{ m}$  ;  $h_0 = 1,00 \text{ m}$  ;  $d = 0,9 \times h = 0,90 \text{ m}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 1,00 \times 14,17 \times (0,90 - \frac{1,00}{2}) = 3.6842 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow M_t > M_u$  : l'axe neutre est dans la table, les calculs faites en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ( $b \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{108 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,90)^2} = 0,014$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014})$$

$$\alpha = 0,0187$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,0187)$$

$$Z = 0,893$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{108}{0,893 \times 348 \times 10^{-1}} = 3,475 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA12** de section **6.79cm<sup>2</sup>/ml.**

► En appui :

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{159.18 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times (0,90)^2} = 0,021$$

$$\mu_u = 0,021 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021})$$

$$\alpha = 0,027$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,90 \times (1 - 0,4 \times 0,027)$$

$$Z = 0,890$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{159,18}{0,890 \times 348 \times 10^{-1}} = 5,139 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6×HA12/ml** de section **6.79cm<sup>2</sup>/ml**.

On adopte aussi **4×HA10** de rôle constructif aux extrémités de nervure (voir coupe de ferrailage des nervures).

► **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,85 \text{ cm}^2$$

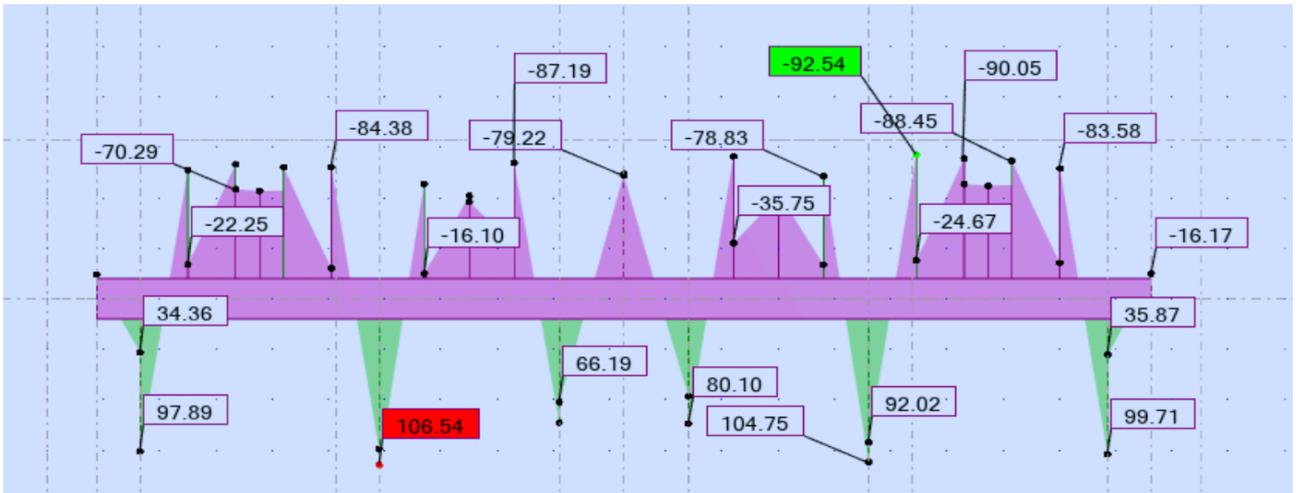
Donc :  $6.79 + 6.79 + 3.14 = 16.72 \text{ cm}^2 > 7,85 \text{ cm}^2$   $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Condition du RPA 99 / version 2003[2]**

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 65 \times 100 = 32,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi :  $6\text{HA}12 + 6\text{HA}12 + 4 \times \text{HA}10 = 16.72 \text{ cm}^2$

► **ELS : BAEL 93 [3] :**



**Figure 77 Exemple des diagrammes des moments**

**Vérification à ELS : le BAEL93 [3] :**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau 56 Vérification à E.L.S

| Section | $\delta = \frac{Mu}{Mser}$ | $A_u$ | $\alpha = \frac{\delta-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ | Comparaison   |
|---------|----------------------------|-------|--|---------------|
| Travée  | 1.16                       | 0.018 | 0.33   | 0.018 < 0.33  |
| Appui   | 1.49                       | 0.027 | 0.495  | 0.027 < 0.495 |

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

**-Vérification au cisaillement**

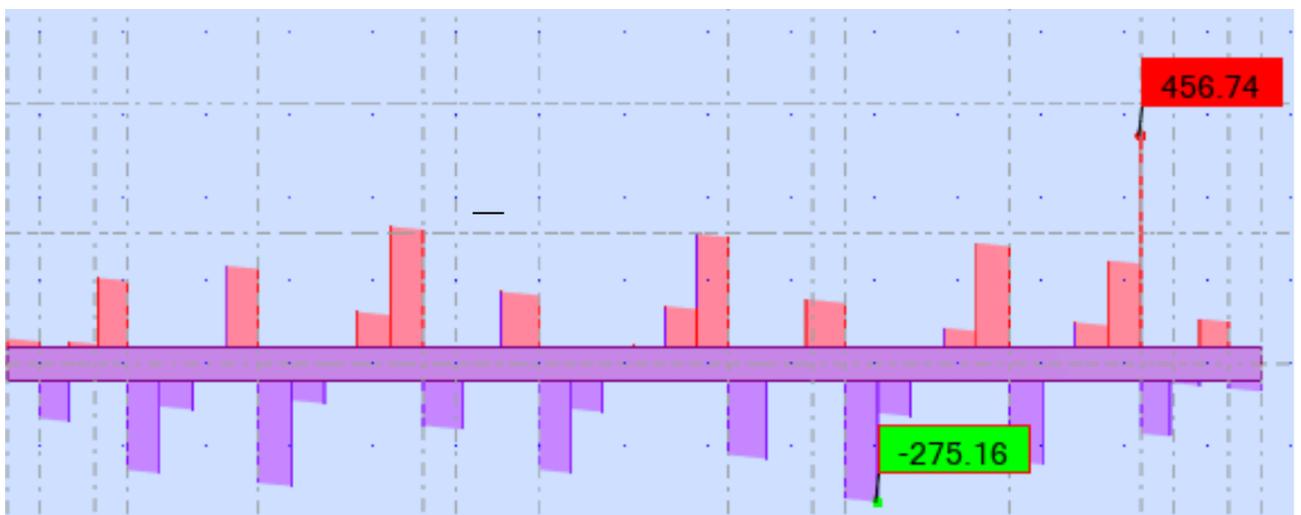


Figure 78 Exemple des diagrammes de l'effort tranchant aux niveaux des nervures sens (xx).



Figure 79 Exemple des diagrammes de l'effort

la vérification au cisaillement sera faite selon le cas le plus défavorable.

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{h \times d}$$

$$\tau_u = \frac{456.74 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.90} = 0.78 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :  $\tau_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_h} ; 5 \text{ MPa} \right)$

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

**Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min} (2.86 ; 1.20 ; 6.50)$$

On prend :  $\phi_t = \Phi 12 \text{ mm}$

**Calcul d'espacement des cadres**

D'après le **RPA 99/version 2003 [2](Art 7.4.2.2)** on a :

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

$$St \leq \min (25 ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm})$$

On prend : **St = 10 cm**

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} ; \text{ On prend : } \mathbf{St = 15 cm}$$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10 $\phi_t$**  minimum.

$$10\phi_t = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm} ; \text{ alors on adopte longueur de } \mathbf{15 \text{ cm}}$$

**► Longueur de la zone nodale :**

$$h' = 2 \times 100 = 200 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA 99/version 2003 [2] (FIG. 7.2)}$$

$$h' = \mathbf{200 \text{ cm}}$$

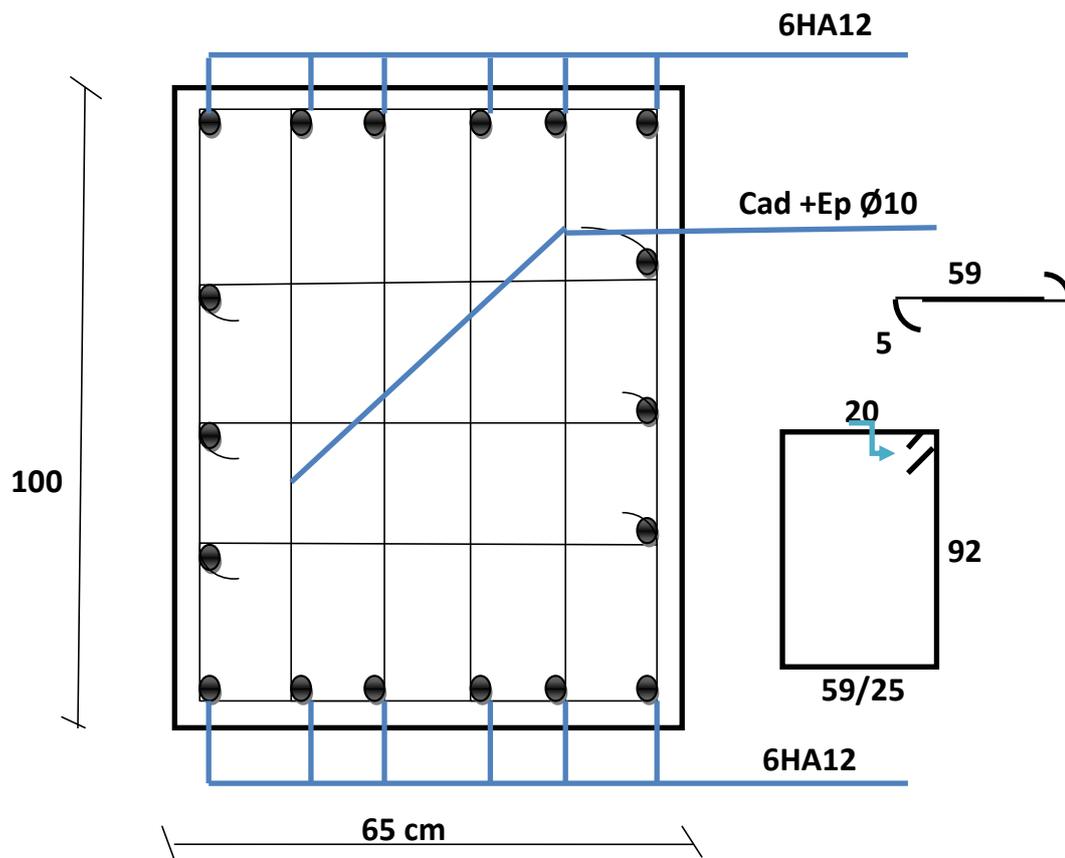


Figure 80 Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux de la travée

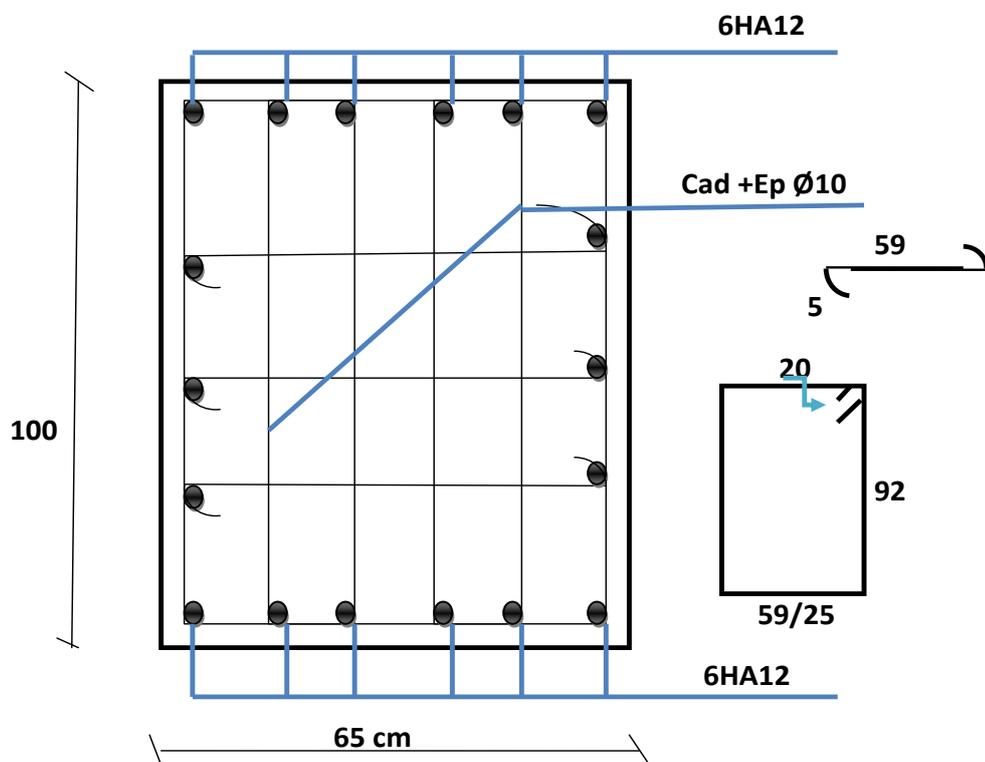


Figure 81 Coupe de ferrailage des nervures aux niveaux des appuis

**Références du sixième chapitre :**

- [1] NF P94-262. *Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7*. Editions AFNOR.
- [2] DTR BC 2.48. *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003*. Alger, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [3] Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992) : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Fascicule 62, titre 1 du CCTG Travaux section 1 : béton armé*

**Logiciels :**

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

# Conclusion générale

### Conclusion générale

Notre expérience dans ce projet a consolidé nos compétences en conception et calcul des structures en béton armé, tout en mettant en pratique les connaissances acquises lors de notre cursus universitaire. Les avancées en analyse numérique, notamment via le logiciel **AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL**, ont transformé les méthodes de calcul, permettant une précision accrue conforme aux normes comme le **RPA 2003** et le **CBA 93**.

En cas de séisme, les voiles absorbent d'abord les charges latérales grâce à leur rigidité, avant de transférer une partie des sollicitations aux portiques ductiles pour dissiper l'énergie. Une collaboration étroite entre ingénieurs et architectes est cruciale dès la conception pour garantir une structure sécurisée, économique et fonctionnelle.

L'objectif reste de minimiser les risques sismiques et de proposer des solutions optimales qui répondent aux exigences de sécurité, d'économie et d'esthétique architecturale.

**Ce projet souligne l'importance des technologies actuelles et de la collaboration entre disciplines pour élaborer des structures résilientes.**

# Bibliographie

### Bibliographie :

- [1]. Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- [2]. Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Houssen day Alger).
- [3]. Perchat, J et al : (Pratique du BAEL 91). Eyrolles. 1998
- [4]. Davidivici, D : (Formulaire du béton armé, Volume 2). Le moniteur. 1995
- [5]. CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- [6]. D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.
- [7]. Jean-Marie Paillé : (calcul des structures en béton).
- [8]. Fascicule N° 62 - Titre V : REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES FONDATIONS DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL.
- [9]. LCPC SETRA : FOND. 72 (FASCULE 5 : DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS).
- [10]. Philippe Reiffsteck : Cours Fondation des ouvrages.
- [11]. CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME. Règles B. A. E. L

- **Réglements**

- CBA93:calcul des ouvrages en béton armé;

- D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation;

- Document technique réglementaire (D.T.R.C2-47) Règlement neige et vent "R.N.V.1999" ;

- Règle de conception et de calcul des parois et murs en béton banché B.C.2.42;

- Règlement parasismique algérien RPA99/2003.

- **Logiciel :**

- ✓ AUTOCAD 2016..... Dessin ;
- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010..... Calcul ;
- ✓ **Logiciel de ferrillage EXPERT 2010**..... Calcul ;
- ✓ **Ward 2010**..... Écrivain.

- **Cour :**

- ✓ Cours béton armé **3<sup>ème</sup> année licence génie civil** (Dr. Madi Rafik 2021) ;
- ✓ Projet fin de cycle **3<sup>ème</sup> année licence génie civil** (Dr. Nigrie ghania 2022) ;
- ✓ Cours béton armé **1<sup>ère</sup> année Master** (Dr. Yacine Cherait 2023) ;
- ✓ Projet fin étude **2<sup>ème</sup> année Master** (Dr. Lafifi Brahim 2024) ;
- ✓ Étude parasismique **2<sup>ème</sup> année Master** (Dr. Boudjedra Fatiha 2024).

## Bibliographie

---

- **Thèse :**

- ✓ Etude d'un tour en béton armé (RDC+ 18 étages + 2s/sol) ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+10 / Contreventement mixte Situé à Biskra ; par : NOUICHI Yamina PROMOTION: 2017/2018 ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+15 Situé à Guelma ; par : GUERGOURIA miret AMADOU OUMAROU Chapiou En juin 2017 ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+7 Situé à Blida ; par : Aït Abderrahim Rafik PROMOTION: 2022/2023;
  - ✓ Etude d'un tour R+14 en béton armé fondée sur pieux Situé à Guelma ; par : KHELAFIA Akram et MEGHMOULI Abdelbaki En septembre 2020 ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 Situé à Guelma ; par HIMRI Yousra et KHELAFIA Soulef En octobre 2020 ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment R+5 Situé à Guelma ; par HOUAOUSSA Mohammed Amin et BOUROUMANA Issam En juin 2019 ;
  - ✓ Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation Situé à Guelma ; par DJELFI Khemis et MAGHRANI Houssam PROMOTION: 2017/2018.
- Etude d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 Situé à Guelma ; par : KHOUALED Abderrazak En juin 2023.