

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique
Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf de Mila
Institut des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique
Spécialité Génie civil

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

المركز الجامعي عبد الحفيظ بوالصوف – ميلة
معهد العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
فرع الهندسة المدنية



N° Ref :.....

Série :

**Projet de Fin de cycle préparé En vue de l'obtention du diplôme
MASTER ACADEMIQUE
en Génie Civil**

Thème

**Conception et Analyse sismique d'un bâtiment R+10
à usage d'habitation**

Calculé et Vérifié Selon RPA99 VERSION 2003

Préparé par :

BOUANANE Ismail

BOUFENGHOUR Mahamed

Soutenu devant le jury :

Mr. GUETTICHE Abdelheq

Mr. RABEHI Mostefa

Mr. LECHEHEB Mostefa

Président et examinatrice

Examineur

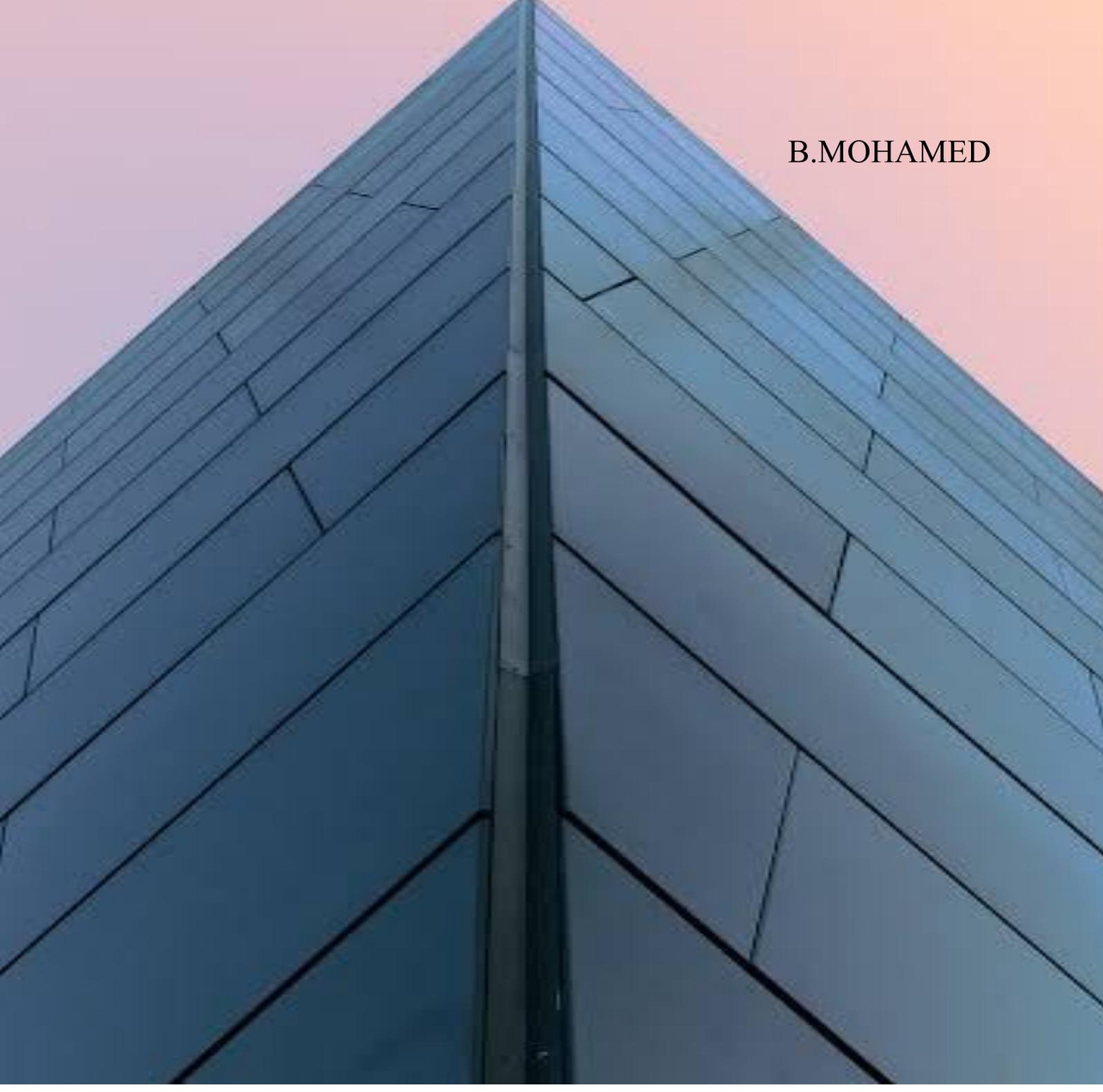
Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

DÉDICACE

Je dédie cet humble travail A mes chers parents pour leur gentillesse, Leur affection et leur soutien tout le temps Mon école professionnelle et mon université. A la mémoire de mes oncles pour toute ma famille à mes frères A mes amis et collègues. Surtout mon ami Youssef.z

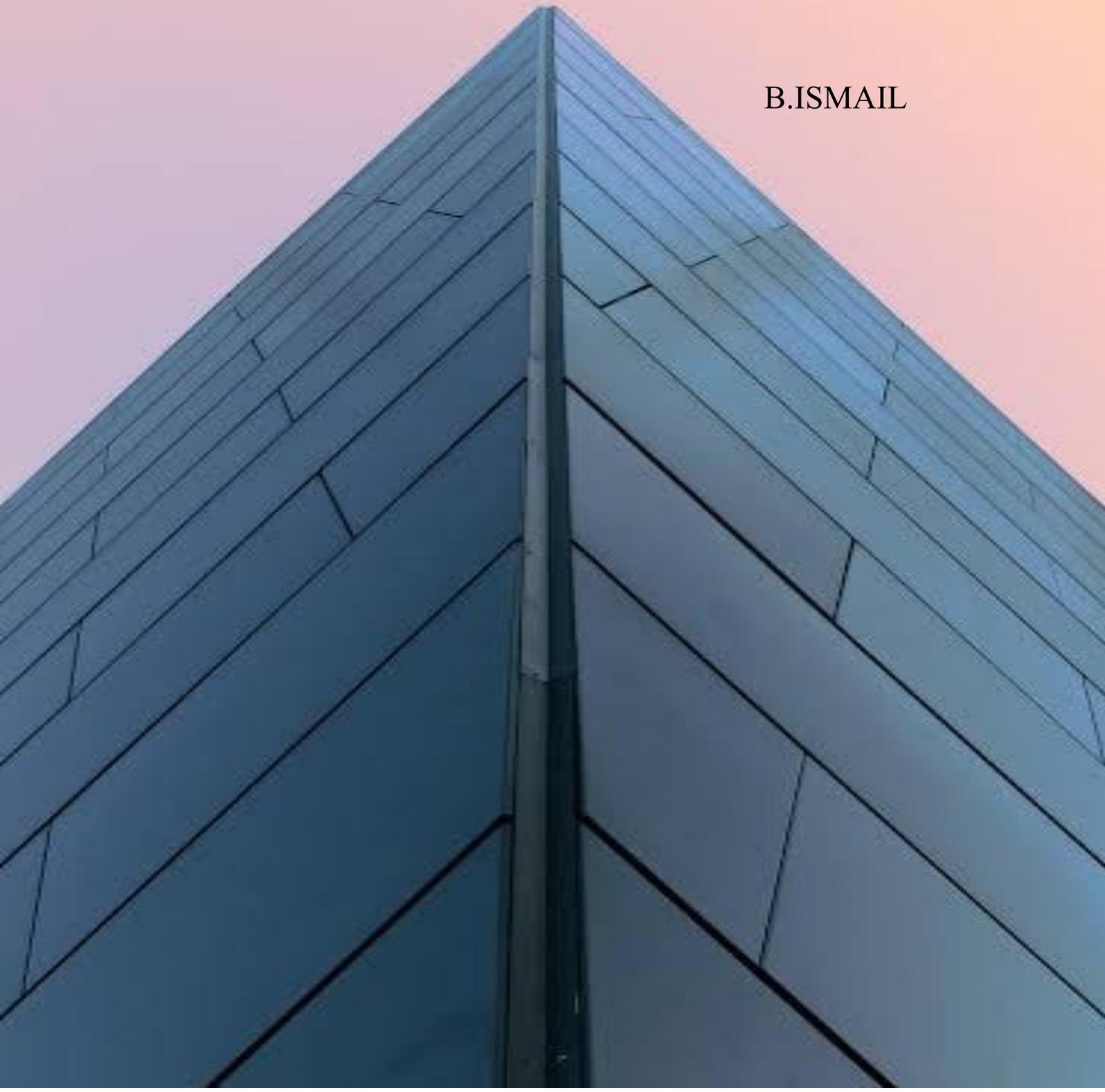
B.MOHAMED



DÉDICACE

Grâce à Dieu qui m'a aidé à terminer ce travail et m'a donné la force d'atteindre ce stade, je suis reconnaissant à tous les professeurs qui m'ont enseigné tout au long de ma carrière, et à tous ceux qui ont cru en moi et m'ont soutenu

B.ISMAIL



Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation..
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.

Liste des symboles

- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c^T : Tassement total.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- Acv : section brute du béton

Liste des symboles

- \emptyset : coefficient de sécurité
- V_u : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul
- V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant
- α_c :coefficient dépendant de l'élanement de mur
- ρ_v : Pourcentages des armatures verticales dans l'âme de mur
- ρ_h : Pourcentages des armatures horizontales dans l'âme du mur
- ρ_n : Pourcentages nominales des armatures dans l'âme de mur
- h_w : hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusqu'au sommet de la structure
- l_w : longueur de mur en plan
- A_g : section transversale du voile
- f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
- B_r : Section réduite
- R : coefficient de comportement global.
- T_1, T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
- W : poids propre de la structure.
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

CHAPITRE I

| | |
|---|----|
| I.1. Introduction | 2 |
| I.2. Caractéristiques géométriques: | 2 |
| Dimensions en élévation..... | 2 |
| I.3. Situation de l'ouvrage: | 2 |
| I.4. Éléments de la structure: | 2 |
| I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux : | 4 |
| Béton : | 4 |
| Acier | 8 |
| I.6. Les actions:..... | 10 |

CHAPITRE II

| | |
|---|----|
| II.1. Introduction : | 13 |
| II.2. Pré dimensionnement des éléments: | 13 |
| II.1. Pré-dimensionnement des dalles : | 13 |
| II.1.1. Dalle en corps creux : | 13 |
| II.1.2. Dimensionnement de la Poutrelle : | 15 |
| II.3. Pré dimensionnement des escaliers : | 16 |
| II. 3.1 Introduction : | 16 |
| II.3.2 Dimensions des escaliers: | 17 |
| II.3.3 Dimensionnement de volée:..... | 17 |
| II.3.4 Epaisseur de la paillasse (e_p): | 18 |
| II.4. Etude et calcul de l'acrotère | 18 |
| II.5. pré dimensionnement d'ascenseur: | 19 |
| II.6. Les poutres:..... | 19 |
| II.7. Pré dimensionnement des voiles : | 21 |
| II.8.pré dimensionnement des Poteaux : | 22 |
| II .9.Evaluation des charges et surcharges : | 23 |
| II. 10. Descente des charges : | 28 |
| II.10.1 Pré dimensionnement des poteaux P1 (poteaux centraux): | 29 |
| II.10.2. Evaluation de la charge permanente : | 30 |
| Conclusion..... | 33 |

CHAPITRE III

| | |
|--|----|
| III.1. Introduction | 35 |
| III.2. Etude et calcul des Planchers..... | 35 |
| III .2.1.Méthode de calcul des poutrelles | 35 |
| III.2.2.Calcul des poutrelles | 37 |
| III.3.1.Le Calcul se fait à L'E.L.U | 38 |
| III.3.2. Le Calcul se fait à L'E.L.S..... | 40 |
| III.4.Plancher terrasse :..... | 43 |
| III.3. Etude et calcul des balcons | 65 |
| III.4. Etude et calcul L'acrotère : | 69 |
| III.4.2 Calcul des sollicitations :..... | 70 |
| III.4.3. Ferrailage de l'acrotère..... | 71 |
| III.4.5. Vérification de l'effort tranchant..... | 74 |
| III.5 La dalle machine :..... | 75 |
| III.5.1. Calcul de sollicitation | 75 |
| III.5.2. Ferrailage de panneau..... | 77 |
| III.5.3 Vérification à L'E.L.U..... | 79 |
| III.5.4. Condition de non poinçonnement | 80 |
| III.5.5 Vérification à l'état limite de service (ELS)..... | 81 |
| III.6 étude et calculer Les escaliers..... | 83 |
| III.6.1 Calcul du moment maximal E.L.U..... | 83 |
| III.6.2.Calcul du moment maximal E.L.S | 85 |
| III.6.3.Le Ferrailage..... | 86 |
| III.6.3.1-Vérifications de volée | 86 |
| III.6.3.2-Vérification des contraintes à l'E.L.S..... | 87 |
| III.6.4. Etude de La poutre palière..... | 87 |
| III.6.4.1 Dimensionnement..... | 87 |
| III.6.4.2 Calcul des sollicitations à l'E.L.U. | 88 |
| III.6.4.3 Le Ferrailage | 88 |
| Conclusion..... | 90 |

CHAPITRE IV

| | |
|--|----|
| IV.1.Introduction : | 93 |
| IV. 2. les méthode de calcul : | 93 |
| IV.2.1 La méthode statique équivalente : | 93 |

| | |
|--|-----|
| IV.2.2 La méthode modale spectrale : | 94 |
| IV.3. Choix de la méthode de calcul : | 95 |
| IV. 3.1 Les Zones de sismiques : | 95 |
| IV. 3.2 La classification des ouvrages : | 95 |
| IV. 4. Période fondamentale théorique : | 99 |
| IV. 5. Calcul de la force sismique totale : | 99 |
| IV. 6 La force sismique $V_{\text{dynamique}}$ a la base : | 103 |
| IV. 8 Calcul de l'excentricité : | 104 |
| IV. 9 L'excentricité accidentelle | 104 |
| IV. 10 Les déplacements : | 105 |
| IV. 11. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble : | 106 |
| IV. 12 . JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ : | 108 |
| IV. 13. Vérification de l'interaction voiles-portiques: | 110 |
| IV. 14 Vérification de l'effort normal réduit : | 112 |
| Conclusion..... | 112 |

CHAPITRE V

| | |
|--|-----|
| V.1. Introduction | 115 |
| V.2 Les Poteaux : | 115 |
| V.1.1 Combinaisons des charges : | 116 |
| V.1.2. Les recommandations du RPA 2003 : | 116 |
| V.1.3. Sollicitations dans les poteaux : | 118 |
| V.1.4. Exemple de calcul : | 119 |
| V.1.5. Ferrailage transversale : | 122 |
| V.3 des poutres : | 125 |
| V.3.1 Recommandations du RPA99/2003: | 125 |
| V.3.2 Calcul de ferrailage : | 126 |
| 2 .Ferrailage des poutres secondaires : | 132 |
| V.4 Les voiles : | 135 |
| V.4.1. Introduction : | 135 |
| V.4.2. Conception : | 135 |
| V.4.4. Exemple de calcul : | 139 |
| Conclusion : | 143 |

CHAPITRE VI

| | |
|---|-----|
| VI.1 Introduction : | 145 |
| VI.2 Combinaisons de calcul : | 145 |
| VI.3. Pré dimensionnement du radier : | 147 |
| VI.4.1. Calcul du radier : | 147 |
| Vérifications nécessaires : | 149 |
| VI.5. Ferrailage du radier : | 154 |
| VI.6 Exemple de calcul : | 155 |
| VI.7 Ferrailage de débord : | 160 |
| VI.8 Ferrailage des nervures : | 162 |
| VI.9 Conclusion | 165 |

CHAPITRE I

| | |
|--|---|
| Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU | 6 |
| Figure I .2 . Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELS..... | 6 |
| Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation d'armature..... | 8 |
| Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier à L'ELU | 9 |

CHAPITRE II

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : dalle courps creux..... | 13 |
| Figure II.2 : Planchers à corps creux | 14 |
| Figure.II.3: Section transversale de poutrelle | 15 |
| Figure II.4 : Coupe vertical descriptive d'un escalier | 16 |
| Figure II.5 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier | 16 |
| Figure II.6. Schéma statique d'escaliers | 17 |
| Figure II.7 . Schéma représentatif de l'acrotère..... | 18 |
| Figure II.8 . Schéma représentatif de l' ascenseur | 19 |
| Figure II.9 : Coupe de voile en plan | 21 |
| Figure II.10 : Schéma détaillé d'voile..... | 21 |
| Figure II.11 Plancher à corps creux de terrasse..... | 23 |
| Figure II.12 . Planchée a corps creux d'étage courant | 24 |
| Figure II.13 surface de poteaux plus sollicité | 29 |
| Figure II.14 schéma statique de descente de charge | 29 |

CHAPITRE III

| | |
|---|----|
| Figure.III.2 : Schémas explicatifs..... | 36 |
| Figure.III.3 : Principe de calcul de l'effort tranchant | 37 |
| Figure.III.4 : Les types des poutrelles | 37 |
| Figure.III.5: Schéma explicatif..... | 43 |
| Figure.III.6: Schéma explicatif..... | 44 |
| Figure.III.7: Schéma explicatif..... | 44 |
| Figure.III.8 : Section de calcul de la poutrelle..... | 51 |
| Figure.III.9 :Dessin de ferrailage des poutrelles étage courant..... | 57 |
| Figure.III.10 :Dessin de ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible..... | 63 |
| Figure III .11: Schéma de ferrailage de la dalle de compression..... | 65 |

| | |
|---|----|
| Figure III.12 : Schéma statique du balcon . | 65 |
| Figure III.13 : Schéma de ferrailage du balcon . | 69 |
| Figure III.14. Schéma de L'acrotère | 70 |
| Figure III.15 : Diagramme des sollicitations à l'ELU | 71 |
| Figure III.15.Schéma de ferrailage L'acrotère | 75 |
| Figure III.16.Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle de l'ascenseur | 82 |
| Figure III.17. Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle de l'ascenseur. | 82 |
| Figure III.18. Schéma statique (ELU). | 83 |
| Figure III.19.Schéma statique (ELU) | 84 |
| Figure III.20 diagramme des efforts | 84 |
| Figure III.21 diagramme des des moments fléchissant | 84 |
| Figure III.22 Schéma statique (ELU) | 85 |
| Figure III.23 diagramme des efforts tranchants | 85 |
| Figure III.24 diagramme des moments fléchissant | 86 |
| Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière l'escalier | 87 |
| Figure III.23 schéma de ferrailage de escalier er poutre palière | 90 |

CHAPITRE IV

| | |
|---|-----|
| Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT | 95 |
| Figure IV.2 : Vue en 3D de la distribution des voiles | 95 |
| Figure IV. 3 : première Mode | 96 |
| Figure IV. 4 : deuxième Mode | 96 |
| Figure IV.5 : troisième Mode | 97 |
| Figure IV.6 : Période et taux de participation. | 97 |
| Figure IV.7 : Les fréquences et les périodes | 98 |
| Figure IV.8 : valeur des charges d'exploitation | 101 |
| Figure IV.9 : valeur des charges permanente | 101 |
| Figure IV.10 : valeur des charges sismique FX/FY | 102 |
| Figure IV.11: les valeur de déplacement selon deux axes UX/UY en cm | 104 |

CHAPITRE V

| | |
|--|-----|
| Figure V.1 : Sollicitations d 'exemple de calcul a ROBOT | 119 |
| Figure V.2 : Section du poteau à ferrailer | 120 |

| | |
|---|-----|
| FigureV.3 : Section du poteau à ferrailer | 121 |
| FigureV.4 : schéma de ferrailage des poteaux..... | 124 |
| FigureV.5 : Ferrailage des poutres principales..... | 128 |
| FigureV.6 : Ferrailage des poutres Secondaire:..... | 134 |
| Figure V.7 Schéma de disposition des voiles..... | 135 |
| Figure V.8 : Sollicitations de viol Vx2..... | 138 |
| Figure V.9 : Sollicitations de viol Vx1..... | 138 |
| Figure V.10: Sollicitations de viole Vy2..... | 138 |
| Figure V.11 : Sollicitations de viol Vx3..... | 138 |
| Figure V.12 : Sollicitation de viole Vy3 | 138 |
| Figure V.13: Sollicitation de viole Vx4 | 138 |
| Figure V.14: Diagramme des contraintes du voile | 139 |
| Figure V.15: Schéma de ferrailage du voile Vx..... | 142 |

CHAPITRE VI

| | |
|--|-----|
| Figure.VI.4.Contraintes sous le radier | 151 |
| Figure.VI. : Schéma de ferrailage du débord..... | 162 |
| Figure.VI.6: Ferrailage des nervures du sens porteur L = 3.50 m..... | 165 |
| Figure.VI.7: Ferrailage des nervures de longueur 7,07m | 165 |

CHAPITRE I

| | |
|--|---|
| Tableau I.1: caractéristiques des Aciers | 8 |
|--|---|

CHAPITRE II

| | |
|--|----|
| Tableau II.1: Charges du plancher terrasse | 23 |
| Tableau. II.2 : Charges du plancher étage courent..... | 24 |
| Tableau II.3 :charge de plancher dalle pleine..... | 24 |
| Tableau. II.4 : Charges du Mur extérieur | 25 |
| Tableau. II.5 : Charges du Mur intérieurs | 25 |
| Tableau.II.6 : Charges du balcon | 25 |
| Tableau.II.7 : Charges du garde corps. | 26 |
| Tableau .II.8 : Charges du palier | 26 |
| Tableau. II.9 : Charges du volée | 26 |
| Tableau. II.10 : Charges de voile..... | 27 |
| Tableau .II.11 : Charges exploitation | 28 |
| Tableau. II.12: Loi de dégression | 28 |
| Tableau. II.13: descente de charge du poteau le plus sollicité | 31 |
| Tableau. II.14: Vérification à la compression simple du du poteau le plus sollicité..... | 33 |
| Tableau. II.15: Vérification au flambement simple du poteau le plus sollicité | 33 |

CHAPITRE III

| | |
|---|----|
| Tableau .III.1 : Moment en appuis..... | 39 |
| Tableau.III.2 : Moment en appuis (Plancher étage courant) | 41 |
| Tableau .III.3: Récapitulatif des résultats obtenus | 43 |
| Tableau .III.4: Récapitulatif des résultats obtenus | 50 |

CHAPITRE IV

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.1 : le comportement des trois premiers modes..... | 98 |
| Tableau IV.2 : valeurs du coefficient C_T | 100 |
| Tableau IV.3: Valeurs de T_1 et T_2 | 100 |
| Tableau IV.4: Valeurs de ξ | 100 |
| Tableau IV.5: Valeurs de pénalités P_q | 101 |
| Tableau IV.6: Valeurs de coefficient de pondération β | 101 |

| | |
|---|-----|
| Tableau IV.8: les coordonne de Centre de masse et centre de torsion..... | 103 |
| Tableau IV. 9: les valeur de L'excentricité..... | 104 |
| Tableau IV. 10: comparaison entre l'excentricité théorique et accidentelle..... | 104 |
| Tableau IV. 11: Le moment stabilisant et Le moment de renversement a le sens X..... | 106 |
| Tableau IV. 12: Le moment stabilisant et Le moment de renversement a le sens Y..... | 107 |
| Tableau IV. 13: poids total de la structure..... | 108 |
| Tableau IV. 14: Vérification de l'interaction sous charges verticales..... | 110 |
| Tableau IV. 15: Vérification de l'interaction sous charges horizontales..... | 111 |

CHAPITRE V

| | |
|--|-----|
| tableau V.1 : Sollicitations de les poteaux a ULE..... | 118 |
| tableau V.2 : Sollicitations de les poteaux a ULS..... | 118 |
| tableau V.3 : Sollicitations de les poteaux a ces accidentelle($G + Q \pm EX$)..... | 118 |
| tableau V.4 : Sollicitations de les poteaux a ces accidentelle($0.8G \pm E$)..... | 118 |
| tableau V.5: résumé les résultat de Sollicitations..... | 119 |
| tableau V.6 : Ferrailage des poteaux..... | 121 |
| tableau V.7 : section de Ferrailage adopté..... | 124 |
| tableaux V.8 : Ferrailage des poutres principales..... | 128 |
| tableau V.9 : Ferrailage des poutres secondaires..... | 132 |
| tableau V.10 : résumé les résultat de Sollicitations..... | 138 |
| tableau V.11 les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles. | 142 |

CHAPITRE VI

| | |
|---|----|
| Tableau.VI.1 :l'effort normal de chaque (poteux ; voile)..... | 3 |
| Tableau.VI.2. Ferrailage des nervures (sens porteur)..... | 20 |
| Tableau.VI.3. Ferrailage des nervures (sens non porteur)..... | 20 |
| Tableau.VI.4. Ferrailage des nervures de longueur 7,07m..... | 20 |
| Tableau.VI.5. Vérification des contraintes..... | 20 |

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية (طابق أرضي + 10طوابق) ستنشأ في ولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 أ حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائرية 99 نسخة معدلة سنة 2003. هذا المشروع محقق بواسطة العارضات - الأعمدة و الجدران من الخرسانة المسلحة، لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية. علما أن قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر ية 99 نسخة معدلة سنة 2003. و مقياس الخرسانة المسلحة (BAEL , 1991). التحليل و حساب القوى الداخلية لعناصر البناية قد أنجز بواسطة برنامج ROBOT .

sommaire

Ce projet est une étude technique pour la réalisation d'un immeuble d'habitation (rez-de-chaussée + 10 étages) à implanter dans l'état de Mila, classé au sein de la zone sismique IIA selon l'échelle algérienne du génie parasismique 99 versions modifiées en 2003. Ce projet est réalisé par des traverses - colonnes et murs en béton armé Pour assurer la stabilité du bâtiment et sa résistance à toutes charges verticales et horizontales. A noter que la mesure et l'armement des différents éléments de base sont conçus selon les normes et lois en vigueur, selon l'échelle algérienne du génie parasismique, 99 version modifiée en 2003. L'échelle en béton armé (BAEL, 1991). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction a été réalisée par le programme ROBOT.

summary

This project is a technical study for the realization of a residential building (ground floor + 10 floors) to be established in the state of Mila, classified within the seismic zone n ° 2A according to the Algerian scale of earthquake engineering 99 versions modified in 2003. This project is carried out by cross members - columns and reinforced concrete walls To ensure the stability of the building and its resistance to all vertical and horizontal loads. It should be noted that the measurement and the armament of the various basic elements are designed according to the standards and laws in force, according to the Algerian scale of earthquake engineering, 99 version modified in 2003. The reinforced concrete scale (BAEL, 1991) . The analysis and calculation of the internal forces of construction elements was carried out by the ROBOT program.

Introduction générale:

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux et des structures et des installations d'approvisionnement en eau.

Le génie civil comprend la planification et le professionnel de la conception à la fois dans les secteurs public et privé, des entrepreneurs, des constructeurs, et des chercheurs.

L'ingénieur civil tient à la sécurité, la santé et le bien-être de la capitale public. Les projets de génie civil doivent être conformes aux réglementations gouvernementales et les lois, devraient être construits économiquement pour fonctionner correctement avec un minimum d'entretien et de réparation tout en résistant à l'usage prévu et les conditions météorologiques, et devraient permettre la construction sans danger tout en fournissant sécurité.

On a dit que les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité et la protection .ils faisaient appel pour cela à des méthodes manuelles dans leurs calculs des structures mais après que l'ingénieur civil a été confronté aux exigences des maîtres d'œuvres, la complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, il est alors amené à maîtriser de nombreux programmes rapides, permettant le calcul automatique des diverses structures pour un calcul et la justification précise. Parmi ces logiciels on peut citer : le SAP, ROBOT et l'ETABS qui rendent le calcul plus facile.



CHAPITRE I

Présentation du projet

I.1. Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul des éléments tels que, fondations, Poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement dynamique lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA, 1999) et aux règles de béton armé en vigueur (BAEL, 1991 et CBA, 1993) et moyennant le logiciel de calcul ROBOT. L'objectif de ce chapitre est de présenter les données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la forme géométrique et les propriétés des matériaux

I.2. Caractéristiques géométriques:

Dimensions en élévation

| | |
|---|---------|
| - Hauteur de RDC..... | 3.06 m. |
| - Hauteur des étages courants | 3.06 m. |
| - Hauteur totale (sans l'acrotère)..... | 33.66m. |
| - Hauteur de l'acrotère..... | 0,6 m. |
| - Hauteur totale du bâtiment avec Ascenseur ... | 36.72m. |

Dimensions en plan.

| | |
|--|----------|
| - La Longueur totale suivant (X-X):..... | 30.6m . |
| - La Largeur totale suivant (Y -Y)..... | 34.85m . |

I.3. Situation de l'ouvrage:

Le projet consiste à étudier les éléments d'une structure d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation. Le bâtiment est composé d'un RDC+ 10 étages. Cet ouvrage était implanté à la région « MILA » qui est classée en zone de forte sismicité (zone IIA) selon le RPA (1999)V2003.

Selon le laboratoire CTC MILA qui est chargé par l'étude géotechnique du sol, le terrain d'assise de l'ouvrage est considéré comme un site meuble (S3), ainsi que la contrainte admissible du sol

$$\delta_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars.}$$

I.4. Éléments de la structure:

a- Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (33 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003), donc le choix va se porter voiles porteurs (voiles et portiques). avec interaction

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

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

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

b .Les planches :

Il existe deux types de plancher:

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

c . Escaliers :

Le bâtiment comporte une cage d'escalier du rez-de-chaussée au 10ème étage, l'escalier était constitué de deux volées droites et un palier, donc le type est de (escaliers droits avec paliers), réalisés en béton armé, servent à relier les planchers de tous les étages, afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

d . Ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur de RDC au 10ème étage, serve à faciliter le déplacement vertical des personnes entre les différents niveaux.

e .Voiles :

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur d'épaisseur 15cm.

f .Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs:
 - Brique creuse de 10 cm

g. Revêtement :

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.5. Caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

Béton :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats durs de diverse dimension (sable + gravier), des constituants minéraux actifs sont les liants (le Ciment), d'eau, et éventuellement des adjuvants pour améliorer certaines caractéristiques à l'état frais qu'à l'état durci, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a. Compositions:

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 32.5
- 400 L de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$.
- 800 L de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$.
- 175 L d'eau de gâchage.

Pour sa mise en oeuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

b. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

• Masse Volumique

La masse volumique des bétons armé est 2500 kg/m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la mode de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m^3 .

• Coefficient de dilatation α :

Sa valeur moyenne est sensiblement le même pour les deux matériaux :

- Pour l'acier ($\alpha = 11 \times 10^{-6}$).
- Pour le béton ($\alpha = 10 \times 10^{-6}$).

• Résistance du béton à la compression :

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm^2 de section et une hauteur $h = 32 \text{ cm}$.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et définit suivant le dosage du ciment (Kg/m^3) elle est notée : $f_c 28 = 25 \text{ MPa}$.

$$f_{cj} = \frac{J \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83 \times J} \quad \text{POUR.....} f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \quad \left. \vphantom{f_{cj}} \right\} \text{(BAEL91/A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{J \times f_{c28}}{1,4 \times 0,95 \times J} \quad \text{POUR} f_{c28} \geq 40 \text{ MPA} \quad \left. \vphantom{f_{cj}} \right\}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

• **Résistance du béton à la traction :**

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

- Traction directe.
- Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton a «j» jour est définie conventionnellement par la relation:
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$ (MPA). (BAEL91/A.2.1,12)

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

• **Contraintes limites du béton:**

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées. On distingue deux sortes d'état limite :

-Etat limite ultime ELU correspondant à :

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement).
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture).
- la perte de la stabilité de forme (flambement).

-Etats limite de service ELS :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

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

- contraintes limites à l'état limites ultime (ELU)

La contrainte limite du béton en compression selon le (BAEL ,1991) est donnée par la formule suivant:

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

$\Theta = 1$ la durée > 24 h.

$\Theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\Theta = 0,85$ la durée < 1h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. La contrainte limite ultime est donnée par la (I.1) :

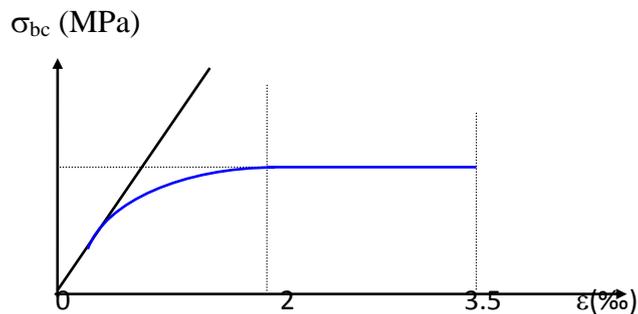


Figure I.1 Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU

-contraintes limites à l'état limites de services (ELS):

La contrainte limite de service est donnée par la (I.2) :

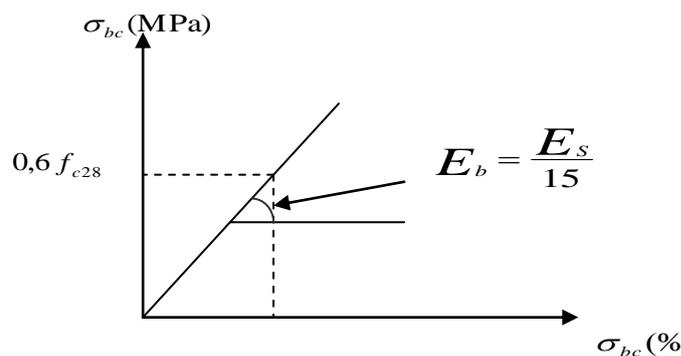


Figure I.2 . Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELS

- La contrainte limite de service est: $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$

Avec :

V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailé.

b_0 = largeur de la section.

d = hauteur utile de la poutre

On vérifie par suite que:

- Si la fissuration est peu nuisible $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$
- Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable $\bar{\tau}_u \leq (0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$

- **Module d'élasticité longitudinal :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module d'élasticité instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de Déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 Art : A.2.1.2.1})$$

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité différée :**

On admet que sous contraintes de longue durée d'application, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91 Art A.2.1.2.1})$$

Dans notre cas $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$

- **Module de cisaillement:**

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

ν : Coefficient de Poisson.

E : module de YOUNG.

• **Coefficient de Poisson :**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0$ si le béton supposé fissuré à ELU.
 - $\nu = 0,2$ si le béton supposé non fissuré à ELS.
- } (Art A2.1.3, BAEL 91)

Acier

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène

Les armatures utilisées sont de types :

- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles

a) d'élasticité de l'acier: La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e cette valeur est donnée par le (**Tableau I.1.**) suivant :

| Type | Désignation | Limite élastique (MPa) | Allongement | Contrainte de Rupture (MPa) |
|-------------------------|----------------------|------------------------|-------------|-----------------------------|
| Barre à haute adhérence | FeE400 | 400 | 14 | 490 |
| Fils très filés lisse | $\varnothing > 6$ mm | 500 | 14 | 580 |

Tableau I.1: caractéristiques des Aciers

b)- Diagramme contrainte déformation :

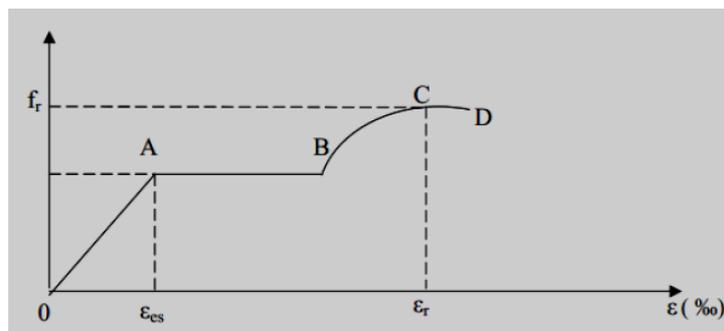


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation d'armature

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction.

c) Module d'élasticité de l'acier:

D'après le (BAEL, 1991) le Module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_S = 2.105 \text{ MPa}$

• Contraintes limites à l'état Limite Ultime (ELU)

On adopte les diagrammes contraintes déformations (Fig .I.4 suivent):

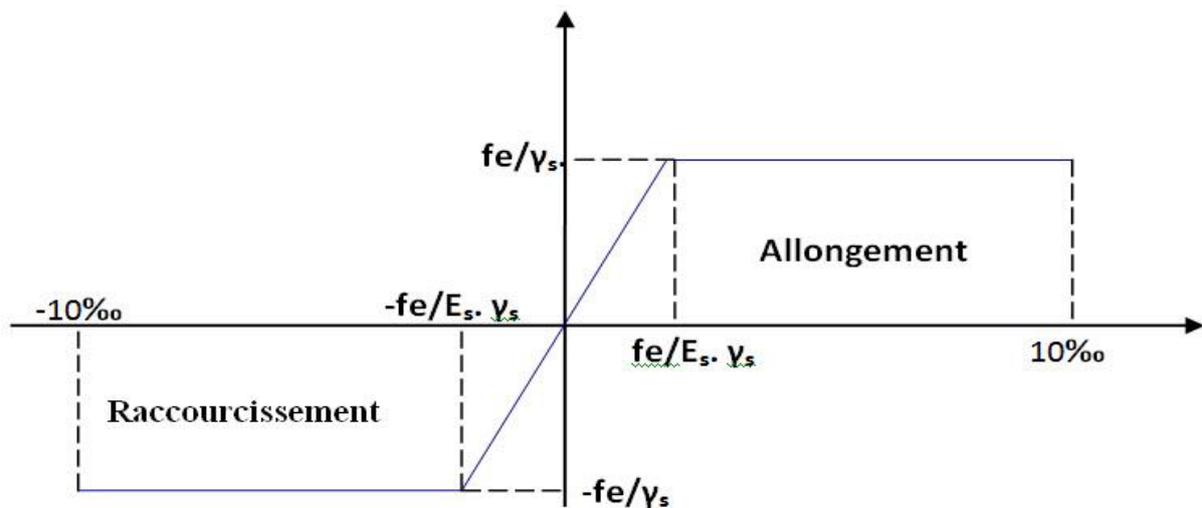


Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformations de l'acier à L'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_c : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

$\gamma_s = 1,15$ cas des situations durables

$\gamma_s = 1,0$ cas des situations accidentelles.

ε_s : allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

• **État Limite service (ELS)** : d'après le (BAEL ,1991)

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min 0,8 \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$

Avec η Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,0$ pour des aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes:

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que.

Pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.6. Les actions:

a)- définitions :

Ce sont des forces appliquées à une construction :

- Soit directement : actions permanentes, actions variables d'exploitation, actions climatiques et actions accidentelles.

- Soit indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassements.

b)- les actions permanentes « G » :

Elles ont une intensité constante ou très variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- Efforts (poids, poussée des eaux et des terres).
- Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait).

c)- les actions variables « Q » :

Elles varient de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

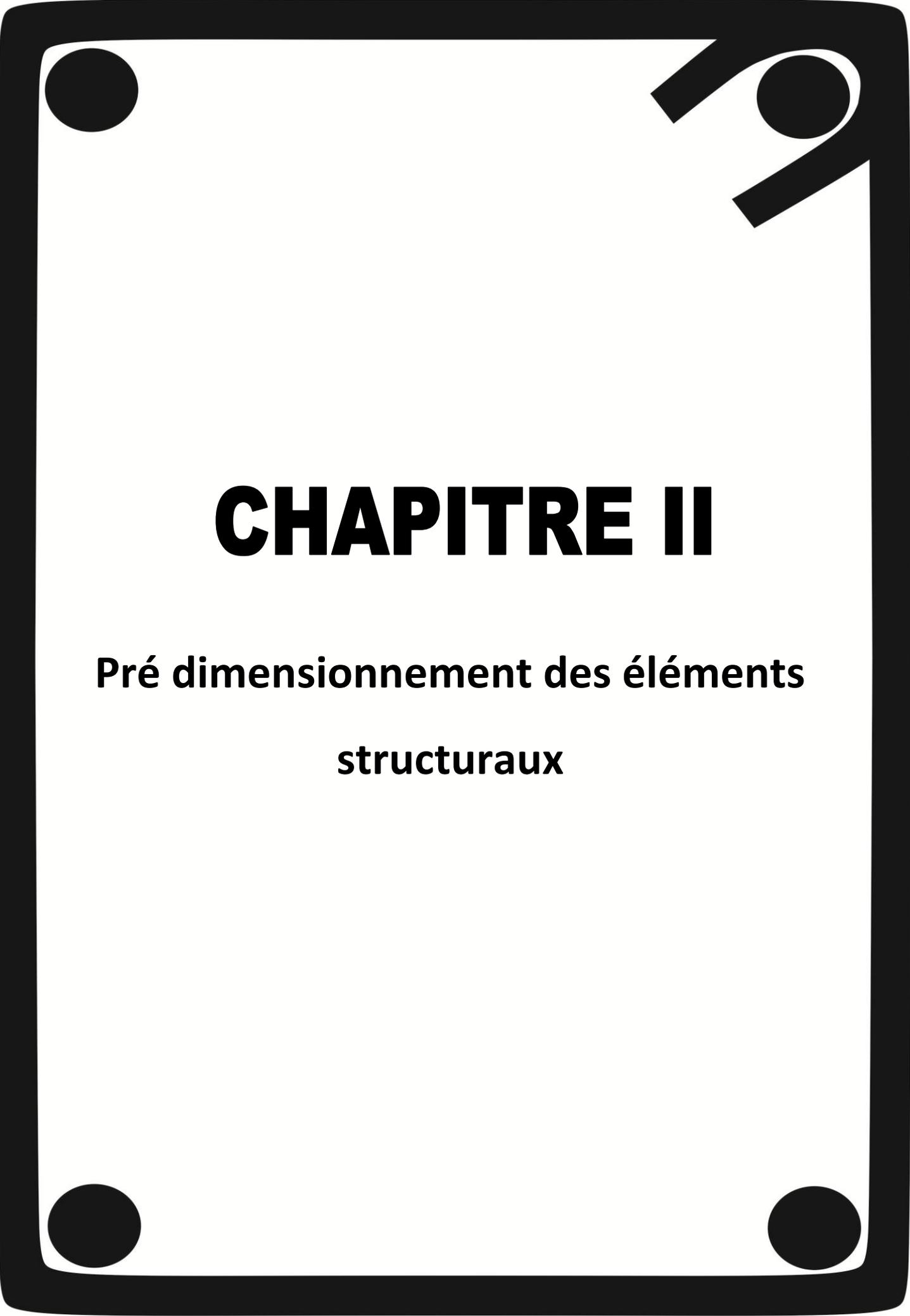
d)- Les actions accidentelles :

Ces actions résultent des phénomènes se produisant rarement et de façon instantanée, tel que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- les vibrations de véhicules, d'engins de ponts roulants.
- Explosion (gaz, bombes,...)
- Séisme.

Conclusion

La structure fait objet d'habitation en R+10 implanté à MILA. Le béton utilisé dans ce projet est de classe C25 et de Module d'élasticité instantanée égale à 32164.20 MPa, L'acier utilisé est de type haut adhérences et de Module d'élasticité égale à 2.105 MPa.



CHAPITRE II

**Pré dimensionnement des éléments
structuraux**

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 et CBA93 . Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

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

II.2. Pré dimensionnement des éléments:

II.1. Pré-dimensionnement des dalles :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

II.1.1. Dalle en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

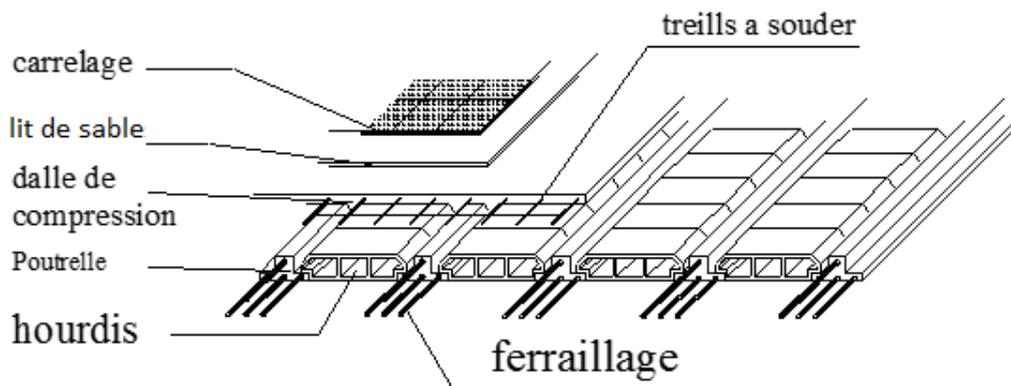


Figure II.1 : dalle corps creux

- **Poutrelle :**

Poutre en T de faible section en béton armé. Les poutrelles qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers (tous les 60-cm environ) et reçoivent l'hourdis.

- **Hourdis (corps creux) :**

Appelé aussi entrevous ou corps creux, élément en béton de gravillons, en terre cuite ou en polystyrène, mis en place entre les poutrelles d'un plancher. Les hourdis servent généralement à répartir les charges.

- **Dalle de compression :**

Appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé et son épaisseur courante est de 4 à 5 cm. Elle recouvre les poutrelles et les hourdis.

- Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donnée par : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$.

L_{max} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$L_{max} = 355$ cm

h_t : épaisseur du plancher.

$$h_t \geq \frac{355}{22.5} = 15.77$$

On adopte un plancher de :

- Hauteur de corps creux = 16
 - Hauteur de la dalle de compression = 4
- $h_t = 20$ cm

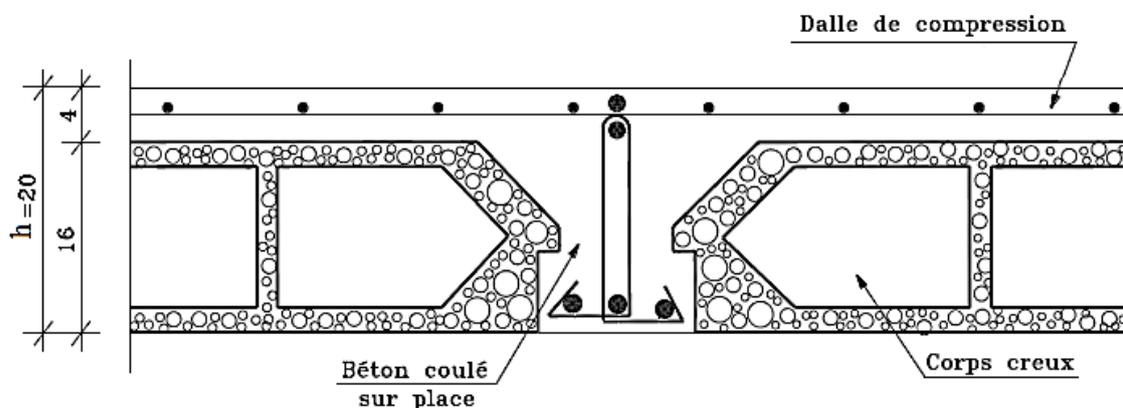


Fig II.2 : Planchers à corps creux

II.1.2. Dimensionnement de la Poutrelle :

La poutrelle sera dimensionnée comme une poutre en T avec une largeur $b_0 = 12\text{ cm}$

Un plancher à corps creux $h_t = 20\text{ cm}$ (16 corps creux + 4 dalle de compression)

Avec: $h_0 = 4\text{ cm}$

$b_0 = 12\text{ cm}$

$h = 20\text{ cm}$

$b = 65\text{ cm}$

$b_1 = 26,5\text{ cm}$

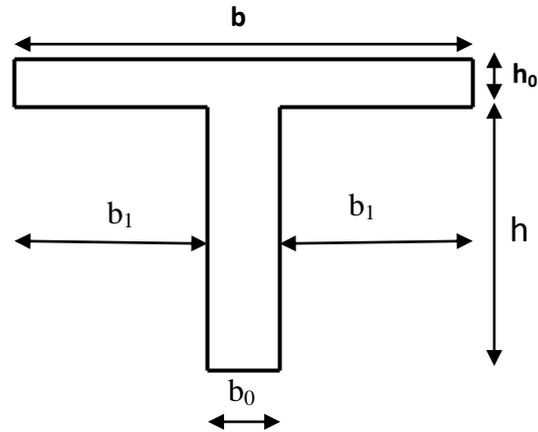


Fig.II.3: Section transversale de poutrelle

- Calcule de la largeur (b_1) de la poutrelle :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 < \frac{l}{10} \\ 6h_0 < b_1 < 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5\text{ cm} \\ b_1 < \frac{295}{10} = 29,5 \\ 6 \times 4 < b_1 < 8 \times 4 \\ 24 < b_1 < 32 \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26,5\text{ cm}$

Pour avoir $b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{ cm}$

II.3. Pré dimensionnement des escaliers :

II. 3.1 Introduction :

L'escalier est une construction formée de marches appelées degres, qui permettent d'accéder a un étage supérieur , Il existe différentes formes, la plus connue étant l'escalier supporte par un mur d'échiffre (mur porteur), mais il existe également des escaliers autoporteurs qui ne necessitent aucun support, et qui sont donc totalement indépendants. Fabrique en différents matériaux, bois, béton ou métal.

• Est dans notre structure les escaliers sont :

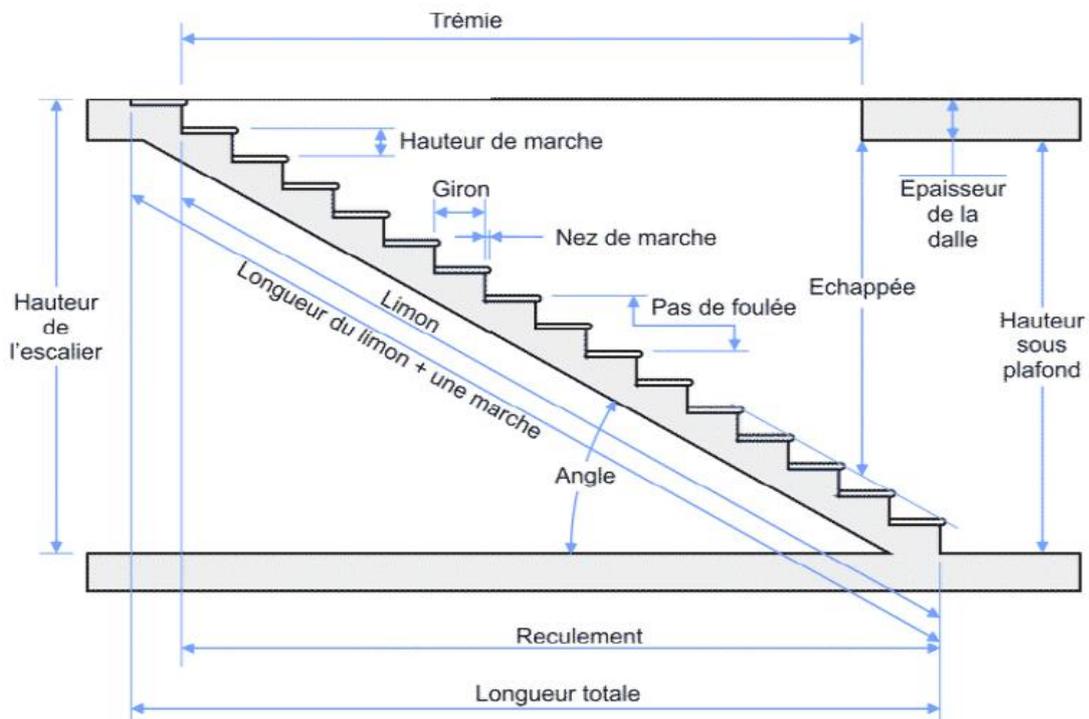


Fig II.4 : Coupe verticale descriptive d'un escalier

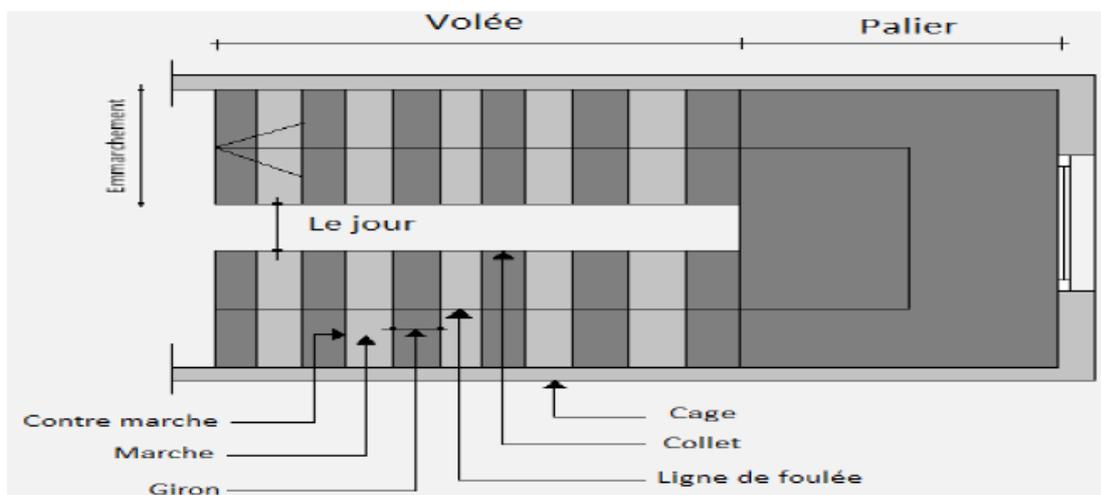


Fig II.5 : Coupe horizontale descriptive d'un escalier

II.3.2 Dimensions des escaliers:

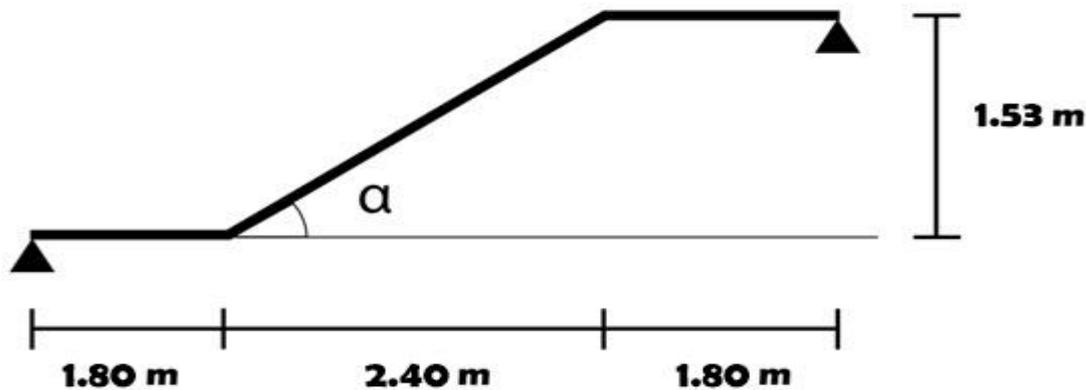


Figure II.6. Schéma statique d'escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de **BLONDEL**:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche,

On prend **2h+g=64cm**

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n \cdot h = h_e/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n - 1)g$

Notre bâtiment dispose d'un seul type d'escalier :

Escalier à 2 volées avec un seul palier se trouve au niveau du RDC jusqu' au dernier étage.

II.3.3 Dimensionnement de volée:

La hauteur = 3,06m.

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}; \text{ on prend : } h = 17 \text{ cm.}$$

Donc: $n = 153/17 = 9$ (nombre de contre marche)

$(n-1) = 9-1 = 8$ marches de chaque volée.

$$\text{D'autre part : } (n-1)g = L \Rightarrow g = L/(n-1) = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de **BLONDEL** on a:

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ et que } 59 \leq 64 \leq 66 \dots \text{ cv}$$

$$\tan \alpha = 0.566 \Rightarrow \alpha = 29.54$$

II.3.4 Epaisseur de la paillasse (e_p):

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$$\frac{L_p}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{2.4}{30 \cos \alpha} \leq e_p \leq \frac{2.4}{20 \cos \alpha}$$

$$9.19 \leq e_p \leq 13.79$$

- On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$
- On opte pour une épaisseur de $e_p = 15 \text{ cm}$ pour la paillasse et le palier.

II.4. Etude et calcul de l'acrotère

L'acrotère est élément décoratif en béton armé coulé en place, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse, du point de vue de calcul,

L'acrotère est assimilée à une console encastree au niveau du plancher terrasse, le calcul sera fait en flexion composée pour une bande de 1 ml. Les dimensions de l'acrotère sont présentées dans la Figure suivante :

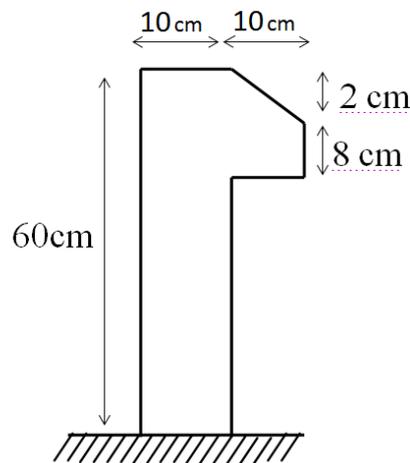


Figure II.7 . Schéma représentatif de l'acrotère

$$S = \sum S$$

$$S = \left[\frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) \right] = 0.0690 \text{ m}^2$$

La surface $S = 0.0690 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_c = S_c \times \rho_c = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

II.5. pré dimensionnement d'ascenseur:

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étage et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,70×2,00) m² appuyée sur ses 3 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (0,8×0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

• Épaisseur de la dalle pleine :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \longrightarrow \frac{200}{30} = 6.6 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur de la dalle pleine
La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est : $e \geq 20 \text{ cm}$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$

- Épaisseur du revêtement : $e=2\text{cm}$

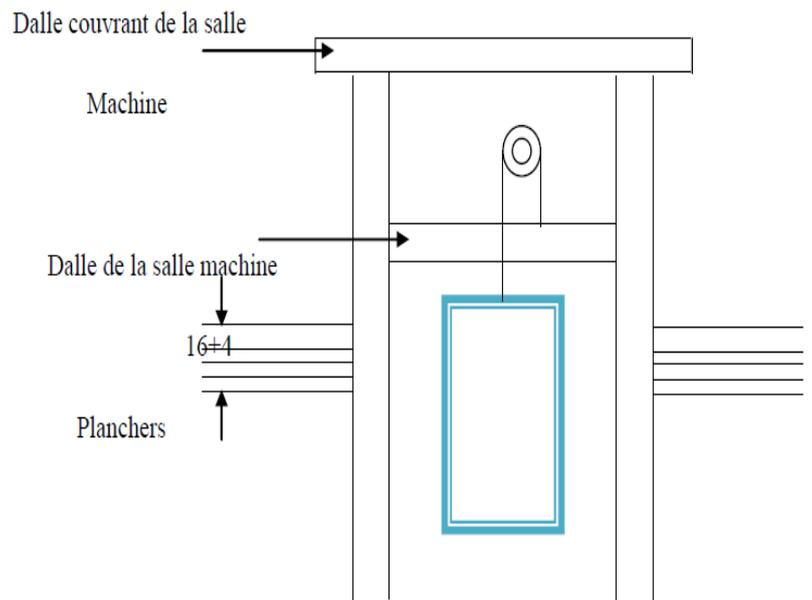


Figure II.8 . Schéma représentatif de l' ascenseur

II.6. Les poutres:

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portée L, telles que :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- h : hauteur de la poutre,

- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Selon « **R.P.A 99 version 2003** » (page 51) les dimensions des poutres deviennent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$ cm

➤ **Poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles ci.

$$L = 600 \text{ cm} \quad \frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

On opte pour : $h = 50$ cm

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

On opte pour : $b = 30$ cm

- Vérification des conditions sur RPA :
 - $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
 - $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
 - $h/b = 1,66 < 4$

Toutes les conditions sont Vérifiées.

➤ **Poutres secondaires :**

Elles sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

$$L = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

On opte pour : $h = 40$ cm

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

On opte pour : $b = 30$ cm

- Vérification des conditions sur RPA :

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 1,33 < 4$$

Toutes les conditions sont Vérifiées.

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du (RPA, 1999). L'épaisseur minimale est de 15 cm. de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités .

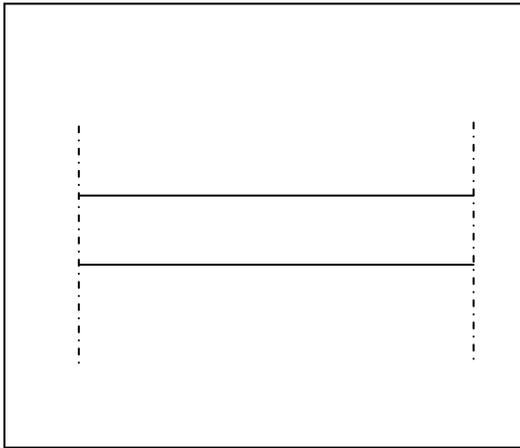


Figure II.9 : Coupe de voile en plan

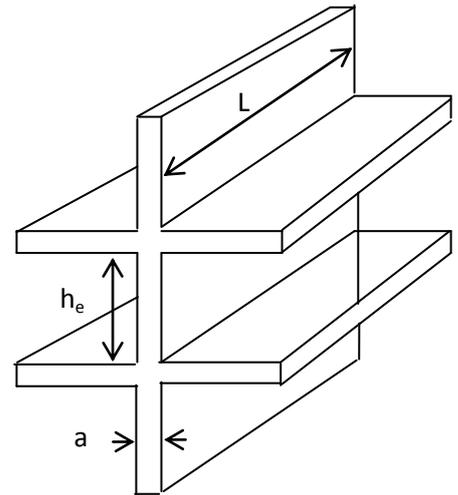


Figure II.10 : Schéma détaillé d'une voile

D'après le (RPA, 1999), les voiles ne sont considérées comme des voiles de contreventements que si la condition suivante est satisfaisante à la condition : $L \geq 4a$

Avec :

L : longueur du voile

a : l'épaisseur du voile (l'épaisseur minimal est de 15 cm) l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . Donnée par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e - h_p}{20} = \frac{306 - 45}{20} = 13.05 \text{ cm}$$

○ On prendra $a = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4a \longrightarrow 600 \geq 60 \text{ cm} \dots \dots \text{cv}$$

Donc on prend l'épaisseur du voile $a = 15 \text{ cm}$.

II.8.pré dimensionnement des Poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au compression et flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

En outre, l'effort normal agissant ultime «Nu » d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante:

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br. f_c 28}{0.9 \gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Etapas de pré dimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau .

On a 4 types de coffrage des poteaux :

- Type 1 : sous-sol, R.D.C. et 1er étage.
- Type 2 : du 2^{ème} étage jusqu'au 4^{ème} étage.
- Type 3 : du 5^{ème} étage jusqu'au 7^{ème} étage.
- Type 4 : du 8^{ème} étage jusqu'au 10^{ème} étage.

II .9.Evaluation des charges et surcharges :

.1. Les planchers :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure (G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges(Q).

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

➤ Les charges permanentes:

a) Plancher terrasse inaccessible :

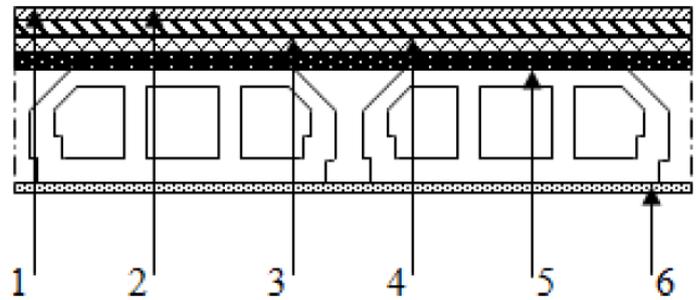


Figure II.11 Plancher à corps creux de terrasse

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | G surfacique (KN/m ²) |
|----------------------------------|--------|--------------------------------------|---|
| 1. Protection en gravillons | 5 | 20 | 1 |
| 2. Etanchéité multicouche | 2 | 6 | 0.12 |
| 3. Forme de pente en béton léger | 5 | 22 | 1.1 |
| 4. Dalle de compression | 2 | 4 | 0.08 |
| 5. corps creux | 16+4 | / | 2.8 |
| 6. Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0.2 |
| G TOTAL | | | G_{tin} = 5.3 KN/m² |

Tableau II.1: Charges du plancher terrasse

b) Plancher étage courant :

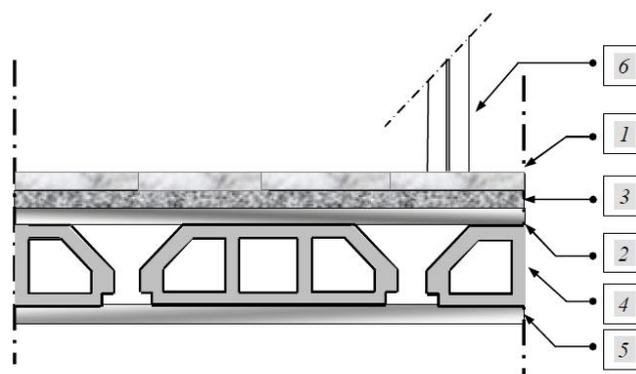


Figure II.12 . Planchée a corps creux d'étage courant

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | G surfacique (KN/m ²) |
|-----------------------|--------|--------------------------------------|---|
| 1.Carrelage | 2 | 20 | 0.4 |
| 2.Mortier de pose | 2 | 20 | 0.4 |
| 3.Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| 4.Corps creux | 16+4 | / | 2.8 |
| 5.Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0.2 |
| 6.Cloisons de briques | / | / | 0.9 |
| G TOTAL | | | G_{tr} = 5.06 KN/m² |

Tableau. II.2 : Charges du plancher étage courant.

c) Plancher dalle pleine :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | G surfacique (KN/m ²) |
|---------------------|--------|--------------------------------------|---|
| Carrelage | 2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| Dalle pleine | 15 | 25 | 3.75 |
| Enduit en plâtre | 2 | 10 | 0.2 |
| Cloisons de briques | / | / | 0.9 |
| G TOTAL | | | G_{dp} = 6.01 KN/m² |

Tableau II.3 :charge de plancher dalle pleine

2. Murs extérieure (doubles parois en briques creuses) :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | surfaccique (KN/m ²) |
|----------------------|--------|--------------------------------------|---|
| Revêtement de ciment | 2 | 0.18 | 0.36 |
| Briques creuses ext | 15 | 9 | 1.35 |
| Lame d'air | 5 | 0 | 0.00 |
| Briques creuses int | 10 | 9 | 0.90 |
| Revêtement de ciment | 1.5 | 0.18 | 0.27 |
| TOTAL | | | G_{mur ex} = 2.88 KN/m² |

Tableau. II.4 : Charges du Mur extérieur .

3. Murs intérieur (parois en briques creuses) :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | surfaccique (KN/m ²) |
|----------------------|--------|--------------------------------------|--|
| Enduit extérieur | 1.5 | 0.18 | 0.27 |
| Briques creuse int | 9 | 0.10 | 0.90 |
| Revêtement de ciment | 1.5 | 0.18 | 0.27 |
| TOTAL | | | G_{m ext} = 1.44 KN/m² |

Tableau. II.5 : Charges du Mur intérieurs .

4. balcon :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | surfaccique (KN/m ²) |
|--------------------------|--------|--------------------------------------|---|
| Carrelage | 2 | 20 | 0.4 |
| Morte de pose | 2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| Revêtement de ciment | 2 | 18 | 0.36 |
| Poids propre de la dalle | 15 | 25 | 3.75 |
| TOTAL | | | G_{balcon} = 5.27 KN/m² |

Tableau.II.6 : Charges du balcon .

5. garde corps :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m3) | surfaccique (KN/m2) |
|-------------------------|-----------|-------------------------|--|
| Murs en briques creuses | 10 | 9 | 0.9 |
| Revêtement de ciment | 2 × 0.022 | 18 | 0.79 |
| TOTAL | | | G_{g corps} = 1.69 KN/m² |

Tableau.II.7 : Charges du garde corps.

6. les escaliers :

• palier :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m3) | surfaccique (KN/m2) |
|------------------------|--------|-------------------------|---|
| Poids propre de palier | 15 | 25 | 3.75 |
| Carrelage | 2 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| Enduit de plâtre | 2 | 0.1 | 0.20 |
| TOTAL | | | G_{palier} = 5.11 KN/m² |

Tableau .II.8 : Charges du palier

• volée :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m3) | surfaccique (KN/m2) |
|---|--------|-------------------------|--|
| carrelage | 2 | 22 | 0.44 |
| Mortier de ciment | 2 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 2 | 17 | 0.34 |
| marche | 17/2 | 25 | 2.13 |
| Poids propre de la paillasse $ep \times 25 \cos \alpha$ | 12 | 25 | 3.45 |
| Enduit en ciment | 2 | 20 | 0.4 |
| TOTAL | | | G_{volée} = 7.17 KN/m² |

Tableau. II.9 : Charges du volée

7. voile :

| Les éléments | e (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | surfacique (KN/m ²) |
|-------------------|--------|--------------------------------------|--|
| Enduit de plâtre | 2 | 10 | 0.2 |
| Mur en béton armé | 20 | 25 | 0.9 |
| Enduit de ciment | 2 | 18 | 0.36 |
| TOTAL | | | G_{g corps} = 5.56 KN/m² |

Tableau. II.10 : Charges de voile

9. d'ascenseur:

$L_X=1.70$ m : Largeur de l'ascenseur.

$L_Y=200$ m : Longueur de l'ascenseur.

$H = 2.20$ m : Hauteur de l'ascenseur.

$F_C= 145$ KN : Charge due à la cuvette.

$D_M= 51$ KN : Charge due à la charge des machines.

$P_M= 15$ KN : Charge due à l'ascenseur.

$P_{PERSONNE}= 6.3$ KN : La charge

$V = 1$ m/s : La vitesse

revêtement : 2cm de épaisseur et 22 de poids volumique

- Poids propre de la salle et de revêtement :

$$G_S = (25 \times 0.20) + (20 \times 0.02) = 5.4 \text{ KN/ m}^2$$

➤ Les charges exploitation :

| Nature des locaux | Surcharge KN/m ² |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1 |
| Plancher à usage d'habitation | 1.5 |
| Balcon | 3.5 |
| Escalier | 2.5 |
| volé | 2.5 |
| acrotères | 1 |
| ascenseur | 1 |
| | |

Tableau .II.11 : Charges exploitation

II. 10. Descente des charges :

a) Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages. Soit Q₀ la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et Q₁, Q₂, Q₃,... . Q_n les surcharges d’exploitation relatives aux planchers 1, 2,... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

- Sous terrasse Q₀
- Sous étage 1 Q₀ + Q₁.
- Sous étage 2 Q₀ + 0,95 (Q₁ + Q₂).
- Sous étage 3 Q₀ + 0,90 (Q₁ + Q₂ + Q₃).
- Sous étage 4 Q₀ + 0,85 (Q₁ + Q₂ + Q₃ + Q₄).
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour ≥ 5

| Niveau | Dégression des charges par niveau | La charge (KN/m ²) |
|-----------------|---|--------------------------------|
| Terrasse | Nq ₀ =1,00 | 1 |
| 10 | Nq ₁ =q ₀ +q ₁ | 2.5 |
| 09 | Nq ₂ =q ₀ +0,95 (q ₁ +q ₂) | 3.85 |
| 08 | Nq ₃ =q ₀ +0,9 (q ₁ +q ₂ +q ₃) | 5.05 |
| 07 | Nq ₄ =q ₀ +0,85 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄) | 6.1 |
| 06 | Nq ₅ =q ₀ +0,8 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅) | 7 |
| 05 | Nq ₆ =q ₀ +0,75 (q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆) | 7.75 |
| 04 | Nq ₇ =q ₀ +0,71(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇) | 8.46 |
| 03 | Nq ₈ =q ₀ +0,69(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇ +q ₈) | 9.28 |
| 02 | Nq ₉ =q ₀ +0,67(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇ +q ₈ +q ₉) | 10.05 |
| 01 | Nq ₁₀ =q ₀ +0,65(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇ +q ₈ +q ₉ +q ₁₀) | 10.75 |
| RDC | Nq ₁₁ =q ₀ +0,64(q ₁ +q ₂ +q ₃ +q ₄ +q ₅ +q ₆ +q ₇ +q ₈ +q ₉ +q ₁₀ +q ₁₁) | 13.80 |

Tableau. II.12: Loi de dégression

b). Pré dimensionnement des poteaux de type 8^{ème} jusqu'au 10 étage):

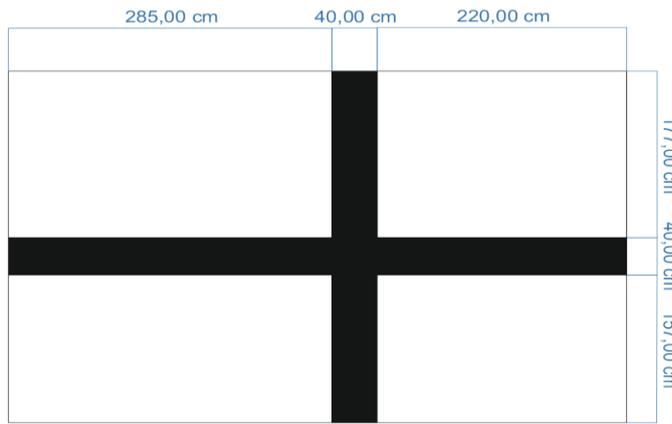


Figure II.13 surface de poteaux plus sollicité

$$S = ((1.57 + 1.77) \times 2.2) + ((2.2 + 2.85) \times 1.57) = 16.27 \text{ m}^2$$

II.10.1 Pré dimensionnement des poteaux P1 (poteaux centraux) :

Calcul de l'effort normal (Nu) sollicitant les poteaux

- Plancher terrasse:

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.3 \times 16.27 = 86.23 \text{ KN} \\ Q=1 \times 16.27 = 16.27 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Plancher 9^{ème} étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.06 \times 16.27 = 82.32 \text{ KN} \\ Q= 1.5 \times 16.27 = 24.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{pp}=3.34 \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 10.02 \text{ KN} \\ G_{ps}=5.05 \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 11.35 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Les poteaux :

$$G_{\text{Pot}} = S \cdot 25 \cdot H_e$$

$$H_e = 3.06$$

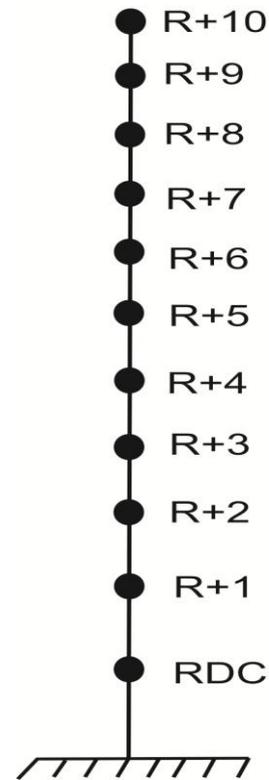


Figure II.14 schéma statique de descente de charge

| Étage | RDC+1ère étage | 2ème étage jusqu'au 4ème étage | 5ème étage jusqu'au 7ème étage | 8ème étage jusqu'au 10ème étage |
|-------|---------------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|
| S | 50x50=0.25 m ² | 45x45=0.2 m ² | 40x40=0.16 m ² | 35x35=0.1225 m ² |
| Gp | 19.125 | 15.3 | 12.24 | 9.37 |

II.10.2. Evaluation de la charge permanente :

| Niveau | Eléments | Poids propres G(KN) | Surcharges Q(KN) |
|---------|-------------------------------------|---------------------|------------------|
| TERRASE | - Plancher terrasse | 86.23 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 116.97KN | 16.27 KN |
| R+9 | - Venant de terrasse | 116.97KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 230.03 KN | 40,7 KN |
| R+8 | - Venant de 10 ^{ème} étage | 230.03 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 343.09 KN | 62,6 KN |
| R+7 | - Venant de 9 ^{ème} étage | 343.09 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 456.15 KN | 82,2 KN |
| R+6 | - Venant de 8 ^{ème} étage | 456.15KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 569.21 KN | 99,2 KN |
| R+5 | - Venant de 7 ^{ème} étage | 569.21 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 682.27 KN | 113,9 KN |
| R+4 | - Venant de 6 ^{ème} étage | 682.27 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 795.33 KN | 137,6KN |

| | | | |
|-----|------------------------------------|-------------------|-----------------|
| R+3 | - Venant de 5 ^{ème} étage | 795.33 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 908.39 KN | 151 KN |
| R+2 | - Venant de 4 ^{ème} étage | 908.39 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 1021.45 KN | 163.5 KN |
| R+1 | - Venant de 3 ^{ème} étage | 1021.45 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 1134.51 KN | 174.9 KN |
| RDC | - Venant de 2 ^{ème} étage | 1134.51 KN | |
| | - Plancher étage courant | 82.32 KN | |
| | - Poutres principal | 10.02 KN | |
| | - Poutres secondaire | 11.35 KN | |
| | - Poids propre du poteau | 9.37 KN | |
| | TOTAL | 1247.57 KN | 224.5 KN |

Tableau. II.13: descente de charger du poteau le plus sollicité

Les vérifications nécessaires :

a) Poteau RDC:

➤ L'effort normal ultime :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1247.57 + 1.5 \times 224.5 = \mathbf{2020.96 \text{ KN}}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_U de **15%** tel que: $N_u = 1.15 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.15 \times 2020.96 = \mathbf{2324.14 \text{ KN}}$

Vérification à la compression :

On doit vérifier la condition suivante : N_U

$$B \geq \frac{N_U}{0.6 \cdot F_{c28}} \Leftrightarrow B \geq \frac{2324.14 \cdot 10^{-3}}{0.6 \cdot 25} = 0.1549 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.25 \text{ m}^2$

$B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.1549 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

verification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b \theta} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

B_r : Section réduite du poteau = (a-0.02) (b-0.02) m² = **0.23 m²**

N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u=1.35G+1.5Q$). = **2731.54 KN**

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend $F_e=400MPa$).

A_s : section d'armature dans le poteau. ($A_s=0.8\%$ dans la zone II A)

γ_b : Coefficient de sécurité du béton ($\gamma_b = 1.5$).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier ($\gamma_s = 1.15$).

α : coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

L_f : Longueur de flambement
 i : Rayon de giration
 B : Section des poteaux
 λ : L'élanement du poteau
 I : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par socentre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290 \times a$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,290 \times 50} \Rightarrow 14,772 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{14,772}{35}\right)^2} = 0,81$$

$$B_{r \text{ calcul}} \geq \frac{2324,14 \times 10^{-3}}{0,815 \left(\frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{8 \cdot 400}{1000 \cdot 1,15} \right)} = 0,133 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0,23 \text{ m}^2$$

0.23 m² > 0.133 m² donc le poteau **ne risque pas de flamber**.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$B_{\text{calculer}} = \frac{N_u}{\sigma_{bc}}$$

| Niveau | G(KN) | Q(KN) | N _u (KN) | Sections | B)B calculer | | Observation |
|-------------|---------|--------|---------------------|----------|---------------------|------------|-------------|
| | | | | | B (m ²) | B calculer | |
| RDC | 1247.57 | 224.50 | 2324,11493 | 50 × 50 | 0.25 | 0,164 | Vérifiée |
| 1ère étage | 1134.51 | 174.90 | 2063,02928 | 50 × 50 | 0.25 | 0,146 | Vérifiée |
| 2ère étage | 1021.45 | 163.50 | 1867,83863 | 45 × 45 | 0.20 | 0,132 | Vérifiée |
| 3ère étage | 908,39 | 151.00 | 1670,75048 | 45 × 45 | 0.20 | 0,118 | Vérifiée |
| 4ère étage | 795.33 | 137,60 | 1472,10983 | 45 × 45 | 0.20 | 0,104 | Vérifiée |
| 5ère étage | 682,27 | 113,90 | 1255,70168 | 40 × 40 | 0.16 | 0,089 | Vérifiée |
| 6ère étage | 569.21 | 99,20 | 1054,81853 | 40 × 40 | 0.16 | 0,074 | Vérifiée |
| 7ère étage | 456.15 | 82,20 | 849,967875 | 40 × 40 | 0.16 | 0,060 | Vérifiée |
| 8ère étage | 343.09 | 62,60 | 640,632225 | 35 × 35 | 0.12 | 0,045 | Vérifiée |
| 9ère étage | 230.03 | 40,70 | 427,329075 | 35 × 35 | 0.12 | 0,030 | Vérifiée |
| 10ère étage | 116.97 | 16.27 | 209,661675 | 35 × 35 | 0.12 | 0,015 | Vérifiée |

Tableau. II.14: Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

Ce tableau résume les vérifications au flambement à tous les niveaux :

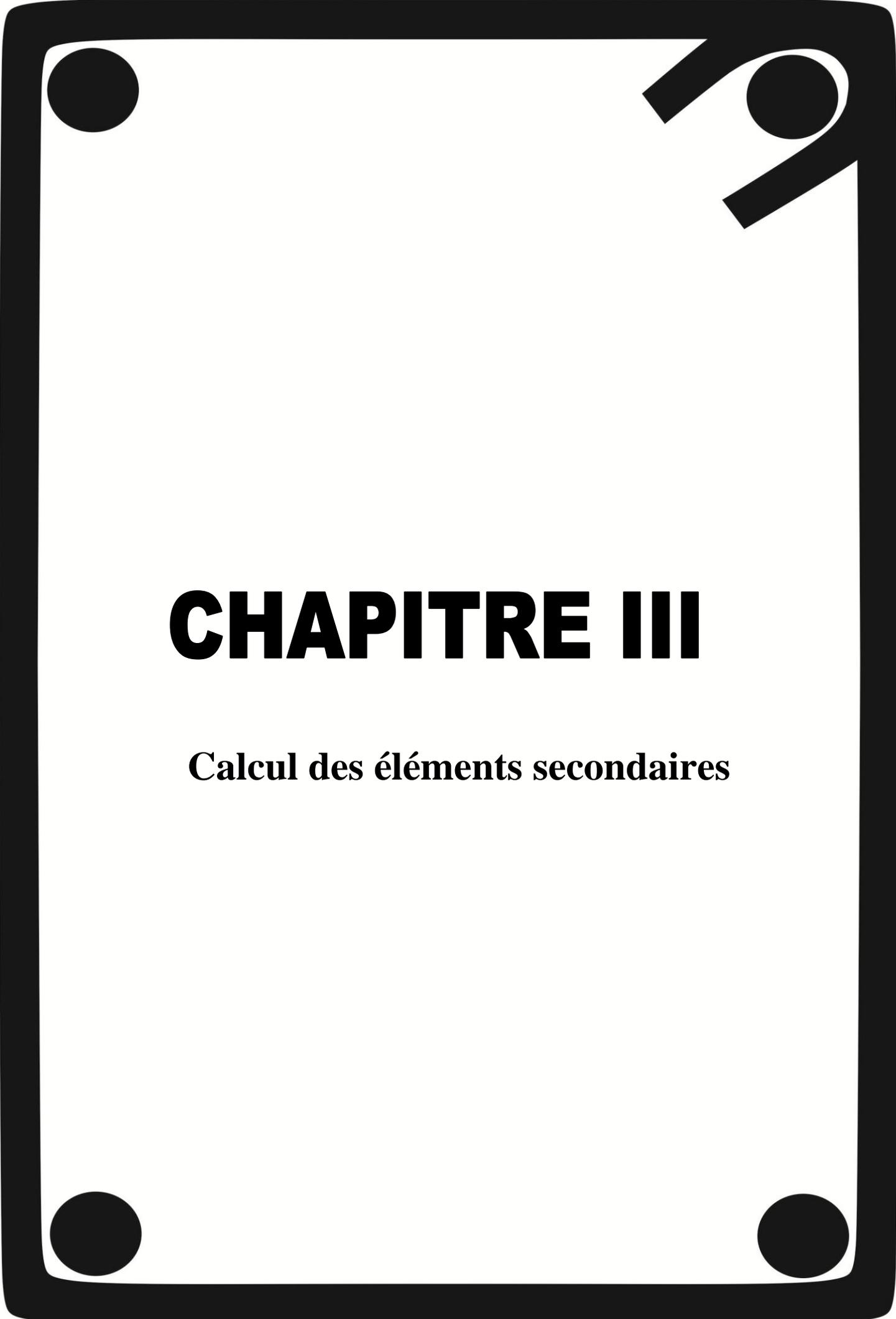
| Niveau | α | λ | i (m ²) | N _u (KN) | Sections | B)B calculer | | Observation |
|-------------|----------|-----------|---------------------|---------------------|----------|---------------------|------------|-------------|
| | | | | | | B (m ²) | B calculer | |
| RDC | 0,820 | 15 | 0.144 | 2020,9695 | 50 × 50 | 0.230 | 0,133 | Vérifiée |
| 1ère étage | 0,820 | 15 | 0.144 | 1793,9385 | 50 × 50 | 0.230 | 0,103 | Vérifiée |
| 2ème étage | 0,814 | 16.5 | 0.130 | 1624,2075 | 45 × 45 | 0.185 | 0,093 | Vérifiée |
| 3ème étage | 0,814 | 16.5 | 0.130 | 1452,8265 | 45 × 45 | 0.185 | 0,083 | Vérifiée |
| 4ème étage | 0,814 | 16.5 | 0.130 | 1280,0955 | 45 × 45 | 0.185 | 0,073 | Vérifiée |
| 5ème étage | 0,805 | 18.5 | 0.116 | 1091,9145 | 40 × 40 | 0.145 | 0,062 | Vérifiée |
| 6ème étage | 0,805 | 18.5 | 0.116 | 917,2335 | 40 × 40 | 0.145 | 0,052 | Vérifiée |
| 7ème étage | 0,805 | 18.5 | 0.116 | 739,1025 | 40 × 40 | 0.145 | 0,042 | Vérifiée |
| 8ème étage | 0,791 | 21.4 | 0.1 | 557,0715 | 35 × 35 | 0.109 | 0,032 | Vérifiée |
| 9ème étage | 0,791 | 21.4 | 0.1 | 371,5905 | 35 × 35 | 0.109 | 0,021 | Vérifiée |
| 10ème étage | 0,791 | 21.4 | 0.1 | 182,3145 | 35 × 35 | 0.109 | 0,010 | Vérifiée |

Tableau. II.15: Vérification au flambement simple du poteau le plus sollicité

Conclusion

Après le calcul dans ce chapitre on a conclu ce qui suit :

La pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape ce fait à partir des règlements tel que le (RPA, 1999), (BAEL, 1999), (CBA, 1993) et le (RDM) pour assurer la sécurité et pour des réseaux économique



CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction

Dans ce chapitre sont calcul des éléments non structurelles en béton armé coulé en place considéré comme secondaires. Les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, Ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc..) ou autres (balcon, acrotères, etc...).

III.2. Etude et calcul des Planchers

Le plancher est une aire horizontales séparant deux niveaux d'un structure, il est réalisé en béton armé (dalle pleine) ou en poutrelles plus corps creux selon l'importance des charges qu'il aura à supporter.

- Il assure les fonctions suivantes.
- Il porte les charges et surcharges.
- Il assure l'isolation thermique et phonique.
- Il participe à la résistance des ossatures aux efforts

Les planchers dans notre structure sont réalisés en corps creux en hourdis avec une dalle de compression. Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) avec une dalle de compression.

III .2.1.Méthode de calcul des poutrelles :

➤ Planchers étages courant :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

a)Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

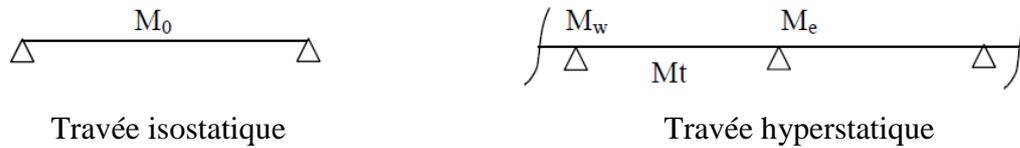
1. La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$$

- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0$. cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ cas d'une travée de rive

M_0 : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l'appui gauche de la travée

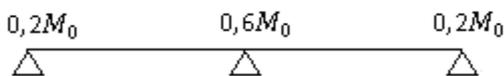
M_e : moment sur l'appui droit de la travée

α : $Q / (G+Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des G et Q.

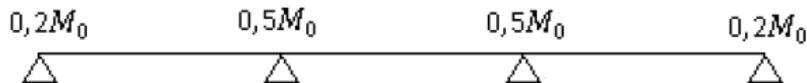
c) Valeurs des moments aux appuis :

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



Fig.III.1 : Schémas explicatifs.

d) Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales
Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié

- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

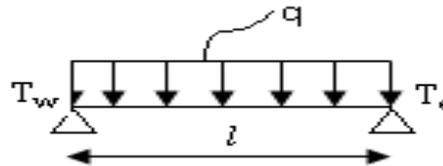


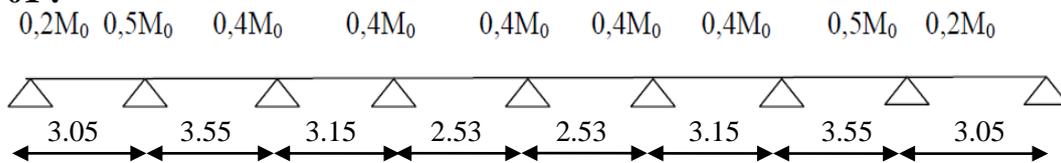
Fig.III.2 : Principe de calcul de l'effort tranchant

III.2.2.Calcul des poutrelles :

2.2.1. Type de poutrelles :

Notre construction comporte deux types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type 01 :



Type 02 :

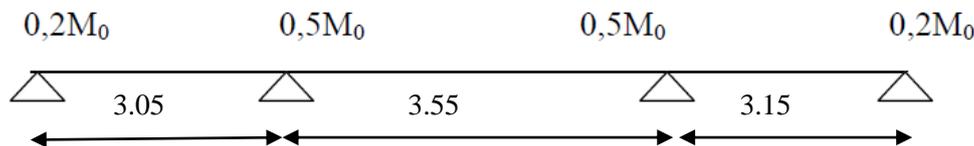


Fig.III.3 : Les types des poutrelles

2.2.2. Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

○ **Plancher 1ère au 10ème étage :**

$G = 5.06 \times 0.65 = 3.29 \text{ KN/ml}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,91 \text{ KN/ml.}$

$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser} = G + Q = 4,27 \text{ KN/ml}$

○ **Plancher terrasse :**

$G = 5,3 \times 0,65 = 3,45 \text{ KN/ml}$

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,63 \text{ KN/ml.}$

$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

$Q_{ser} = G + Q = 4,1 \text{ KN/ml.}$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$

a .Plancher 1ère étage au 10ème étage :

$G = 5,06 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12\text{KN/m}^2$condition vérifiée

b.Plancher terrasse:

$G = 5,3 \text{ KN/m}^2, Q = 1\text{KN/m}^2$

$Q = 1\text{KN/m}^2 < 2G=10,6\text{KN/m}^2$condition vérifiée.

2- Poutrelle à inertie constante (Cet).....condition vérifiée.

3- Fissuration non préjudiciable.

4- $0,8 \leq Li / Li + 1 \leq 1,25$condition vérifiée.

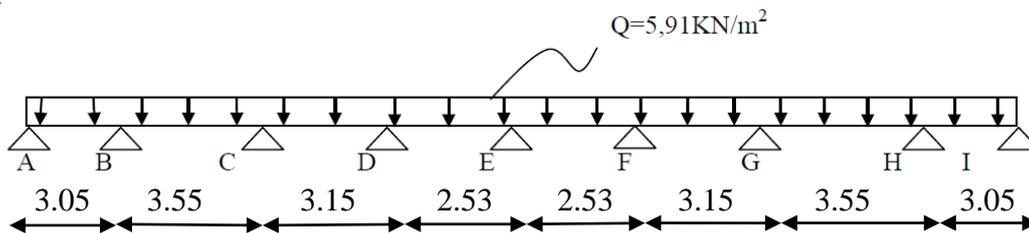
Donc dans le cas du plancher des étages courant, on applique **la méthode forfaitaire.**

2.2.3.Plancher étage courant :

III.3.1.Le Calcul se fait à L'E.L.U

1.1.Exemple de calcul :

Type1 :



-Moment en travée :

○ $M_0 (AB-HI) = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{AB-HI} = 3,05 \text{ m} ; Q_u = 5,91\text{KN/m}$

$M_{0(AB-HI)} = \frac{5,91 \times (3,05)^2}{8} = 6,87\text{KN.m}$

○ $M_0 (BC-GH) = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{BC-GH} = 3,55 ; Q_u = 5,91\text{KN/m}$

$M_{0(BC-GH)} = \frac{5,91 \times (3,55)^2}{8} = 9,31 \text{ KN.m}$

○ $M_0 (CD-FG) = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{CD-FG} = 3,15 ; Q_u = 5,91\text{KN/m}$

$$M_{0(CD-FG)} = \frac{5,91 \times (3,15)^2}{8} = 7,33 \text{ KN.m}$$

○ $M_{0(DE-EF)} = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{DE-EF} = 2,53$; $Q_u = 5,91 \text{ KN/m}$

$$M_{0(DE-EF)} = \frac{5,91 \times (2,53)^2}{8} = 4,73 \text{ KN.m}$$

1.2. Sollicitation à l'E.L.U :

- $\alpha = Q / (G + Q) = 1,5 / (5,06 + 1,5) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,23) = 1,069 > 1,05$
- $(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,635$ (travée de rive).
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,535$ (travée intermédiaire) .

1.a. Moment en appuis :

| appuis | A | B | C | D | E | F | G | H | I |
|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| M_a (KN.m) | 0.2M ₀ | 0.5M ₀ | 0.4M ₀ | 0.5M ₀ | 0.2M ₀ |
| | 1.37 | 4.66 | 3.72 | 2.93 | 1.89 | 2.93 | 3.72 | 4.66 | 1.37 |

Tableau .III.1 : Moment en appuis

1.b. Moment en travée :

- Travée(AB) ;(HI) travée de rive :
 - 1) $M_{t(AB-HI)} \geq [(1,069 \times 4,97) - (0,99 + 3,37) / 2] = 3,13 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(AB-HI)} \geq 0,635 \times M_{0(AB-HI)} = 0,635 \times 4,97 = 3,16 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tAB} = 3,16 \text{ KN.m}$
 - Travée(BC) ;(GH) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(BC-GH)} \geq 1,069 \times 6,73 - (3,37 + 2,69) / 2 = 4,16 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(BC-GH)} \geq 0,535 \times M_{0(BC-GH)} = 0,535 \times 6,73 = 3,60 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tBC} = 4,16 \text{ KN.m}$
 - Travée(CD) ;(FG) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(CD-FG)} \geq (1,069 \times 8,87) - (2,69 + 2,12) / 2 = 3,26 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(CD-FG)} \geq 0,535 \times 5,30 \times M_{0(CD-FG)} = 0,535 \times 5,30 = 2,84 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tCD} = 3,26 \text{ KN.m}$
 - Travée(DE) ;(EF) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(DE-EF)} \geq 1,069 \times 3,42 - (2,12 + 1,37) / 2 = 1,91 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(DE-EF)} \geq 0,535 \times M_{0(DE-EF)} = 0,535 \times 3,42 = 1,83 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tDE} = 1,91 \text{ KN.m}$

1.3. Effort tranchant :

$$T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \times L/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \times L/2$$

○ Travée (AB) :

$$T_w = (1,37 - 4,66)/3,05 + (5,91 \times 3,05)/2 = 7,93 \text{ KN}$$

$$T_e = (1,37 - 4,66)/3,05 - 5,91 \times 3,05/2 = -10,09 \text{ KN}$$

○ Travée (BC) :

$$T_w = (4,66 - 3,72)/3,55 + 5,91 \times 3,55/2 = 10,76 \text{ KN}$$

$$T_e = (4,66 - 3,72)/3,55 - 5,91 \times 3,55/2 = -10,23 \text{ KN}$$

○ Travée (CD) :

$$T_w = (3,72 - 2,93)/3,15 + 5,91 \times 3,15/2 = 9,56 \text{ KN}$$

$$T_e = (3,72 - 2,93)/3,15 - 5,91 \times 3,15/2 = -9,06 \text{ KN}$$

○ Travée (DE) ;(EF) :

$$T_w = (2,93 - 1,89)/2,53 + 5,91 \times 2,53/2 = 7,89 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,93 - 1,89)/2,53 - 5,91 \times 2,53/2 = -7,07 \text{ KN}$$

○ Travée (FG) :

$$T_w = (2,93 - 3,72)/3,15 + 5,91 \times 3,15/2 = 9,06 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,93 - 3,72)/3,15 - 5,91 \times 3,15/2 = -9,56 \text{ KN}$$

○ Travée (GH) :

$$T_w = (3,72 - 4,66)/3,55 + 5,91 \times 3,55/2 = 10,23 \text{ KN}$$

$$T_e = (3,72 - 4,66)/3,55 - 5,91 \times 3,55/2 = -10,76 \text{ KN}$$

○ Travée (HI) :

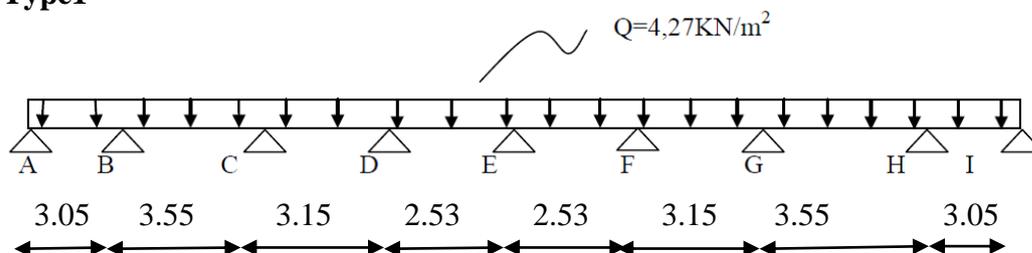
$$T_w = (4,66 - 1,37)/3,05 + 5,91 \times 3,05/2 = 10,09 \text{ KN}$$

$$T_e = (4,66 - 1,37)/3,05 - 5,91 \times 3,05/2 = -7,93 \text{ KN}$$

III.3.2. Le Calcul se fait à L'E.L.S

2.1. Exemple de calcul :

Type1



Moment en travée :

○ $M_0_{(AB-HI)} = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{AB-HI} = 3,05 \text{ m}$; $Q_{ser} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(AB-HI)} = \frac{4,27 \times (3,05)^2}{8} = 4,97 \text{ KN.m}$$

○ $M_{0(BC-GH)} = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{BC-GH} = 3,55$; $Q_{ser} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(BC-GH)} = \frac{4,27 \times (3,55)^2}{8} = 6,73 \text{ KN.m}$$

○ $M_{0(CD-FG)} = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{CD-FG} = 3,15$; $Q_{ser} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(CD-FG)} = \frac{4,27 \times (3,15)^2}{8} = 5,30 \text{ KN.m}$$

○ $M_{0(DE-EF)} = Q \cdot L^2 / 8$

Avec : $L_{DE-EF} = 2,53$; $Q_{ser} = 4,27 \text{ KN/m}$

$$M_{0(DE-EF)} = \frac{4,27 \times (2,53)^2}{8} = 3,42 \text{ KN.m}$$

2.2. Sollicitation à l'E.L.S :

- $\alpha = Q / (G + Q) = 5 / (6,01 + 5) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = (1 + 0,3 \times 0,23) = 1,069 > 1,05$
- $(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,635$ (travée de rive).
- $(1 + 0,3 \alpha) / 2 = 0,535$ (travée intermédiaire) .

2.a. Moment en appuis :

| appuis | A | B | C | D | E | F | G | H | I |
|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| M_a (KN.m) | $0.2M_0$ | $0.5M_0$ | $0.4M_0$ | $0.4M_0$ | $0.4M_0$ | $0.4M_0$ | $0.4M_0$ | $0.5M_0$ | $0.2M_0$ |
| | 0,99 | 3,37 | 2,69 | 2,12 | 1,37 | 2,12 | 2,69 | 3,37 | 0,99 |

Tableau.III.2 : Moment en appuis (Plancher étage courant)

2.b. Moment en travée :

- Travée(AB) ;(HI) travée de rive :
 - 1) $M_{t(AB-HI)} \geq 1,069 \times 4,97 - (0,99 + 3,37) / 2 = 3,13 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(AB-HI)} \geq 0,635 \times M_{0(AB-HI)} = 0,635 \times 4,97 = 3,16 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tAB} = 3,16 \text{ KN.m}$
- Travée(BC) ;(GH) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(BC-GH)} \geq 1,069 \times 6,73 - (3,37 + 2,69) / 2 = 4,16 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(BC-GH)} \geq 0,535 \times M_{0(BC-GH)} = 0,535 \times 6,73 = 3,60 \text{ KN.m}$

- On prend : $M_{tBC} = 4,16 \text{ KN.m}$
 - Travée(CD) ;(FG) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(CD-FG)} \geq 1,069 \times 8,87 - (2,69 + 2,12)/2 = 3,26 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(CD-FG)} \geq 0,535 \times M_{0(CD-FG)} = 0,535 \times 5,30 = 2,84 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tCD} = 3,26 \text{ KN.m}$
 - Travée(DE) ;(EF) travée intermédiaire :
 - 1) $M_{t(DE-EF)} \geq 1,069 \times 3,42 - (2,12 + 1,37)/2 = 1,91 \text{ KN.m}$
 - 2) $M_{t(DE-EF)} \geq 0,535 \times M_{0(DE-EF)} = 0,535 \times 3,42 = 1,83 \text{ KN.m}$
- On prend : $M_{tDE} = 1,91 \text{ KN.m}$

2.3. Effort tranchant :

$$T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u \cdot L/2$$

$$T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u \cdot L/2$$

- **Travée (AB) :**

$$T_w = (0,99 - 3,37)/3,05 + (4,27 \times 3,05)/2 = 5,32 \text{ KN}$$

$$T_e = (0,99 - 3,37)/3,05 - 4,27 \times 3,05/2 = -7,29 \text{ KN}$$
- **Travée (BC) :**

$$T_w = (3,37 - 2,69)/3,55 + 4,27 \times 3,55/2 = 7,77 \text{ KN}$$

$$T_e = (3,37 - 2,69)/3,55 - 4,27 \times 3,55/2 = -7,39 \text{ KN}$$
- **Travée (CD) :**

$$T_w = (2,69 - 2,12)/3,15 + 4,27 \times 3,15/2 = 6,90 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,69 - 2,12)/3,15 - 4,27 \times 3,15/2 = -6,54 \text{ KN}$$
- **Travée (DE) ;(EF) :**

$$T_w = (2,12 - 1,37)/2,53 + 4,27 \times 2,53/2 = 5,70 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,12 - 1,37)/2,53 - 4,27 \times 2,53/2 = -5,10 \text{ KN}$$
- **Travée (FG) :**

$$T_w = (2,12 - 2,69)/3,15 + 4,27 \times 3,15/2 = 6,54 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,12 - 2,69)/3,15 - 4,27 \times 3,15/2 = -6,90 \text{ KN}$$
- **Travée (GH) :**

$$T_w = (2,69 - 3,37)/3,55 + 4,27 \times 3,55/2 = 7,39 \text{ KN}$$

$$T_e = (2,69 - 3,37)/3,55 - 4,27 \times 3,55/2 = -7,77 \text{ KN}$$
- **Travée (HI) :**

$$T_w = (3,37 - 0,99)/3,05 + 4,27 \times 3,05/2 = 7,29 \text{ KN}$$

$$T_e = (3,37 - 0,99)/3,05 - 4,27 \times 3,05/2 = -5,32 \text{ KN}$$

❖ Pour le plancher étage courant les mêmes étapes de calcul définie précédemment sont à suivre pour le deuxième type de poutrelles (E.L.U+E.L.S).

| Type de poutrelle | travées | L (m) | ELU | | | | | ELS | | |
|-------------------|---------|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | | | M _t | M _w | M _e | T _w | T _e | M _t | M _w | M _e |
| 01 | A-B | 3.05 | 4.36 | 1.37 | 4.66 | 7.93 | -10.09 | 3.16 | 0.99 | 3.37 |
| | B-C | 3.55 | 5.76 | 4.66 | 3.72 | 10.76 | -10.23 | 4.16 | 3.37 | 2.69 |
| | C-D | 3.15 | 4.51 | 3.72 | 2.93 | 9.56 | -9.06 | 3.26 | 2.69 | 2.12 |
| | D-E | 2.53 | 2.65 | 2.93 | 1.89 | 7.89 | -7.07 | 1.91 | 2.12 | 1.37 |
| | E-F | 2.53 | 2.65 | 1.89 | 2.93 | 7.89 | -7.07 | 1.91 | 1.37 | 2.12 |
| | F-G | 3.15 | 4.51 | 2.93 | 3.72 | 9.06 | -9.56 | 3.26 | 2.12 | 2.69 |
| | G-H | 3.55 | 5.76 | 3.72 | 4.66 | 10.23 | -10.76 | 4.16 | 2.69 | 3.37 |
| | H-I | 3.05 | 4.36 | 4.66 | 1.37 | 10.09 | -7.93 | 3.16 | 3.37 | 0.99 |
| 02 | A-B | 3.15 | 4.77 | 1.47 | 4.66 | 8.30 | -10.32 | 3.16 | 1.06 | 3.37 |
| | B-C | 3.55 | 4.98 | 4.66 | 4.66 | 10.49 | -10.49 | 3.82 | 3.37 | 3.37 |
| | C-D | 3.05 | 5.70 | 4.66 | 1.37 | 10.09 | -7.93 | 3.15 | 3.37 | 0.99 |

Tableau .III.3: Récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitation de calcul sont (M en KN. m et T en KN) :

E.L.U :

$M_{travée} = 5,76 \text{ KN.m}$

$M_{appui-rive} = 1,37 \text{ KN.m}$

$M_{appui-inter} = 4,66 \text{ KN.m}$

$T_{max} = 10,76 \text{ KN}$

E.L.S :

$M_{travée} = 3,37 \text{ KN.m}$

$M_{appui-rive} = 0,99 \text{ KN.m}$

$M_{appui-inter} = 4,16 \text{ KN}$

III.4. Plancher terrasse :

On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment.

4.1. Méthode de calcul:

Vu que la 3ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c'est-à-dire la fissuration est préjudiciable (cas du plancher terrasse) on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

4.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

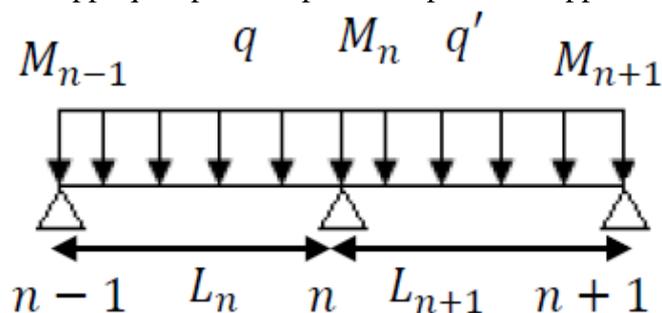


Fig.III.4: Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

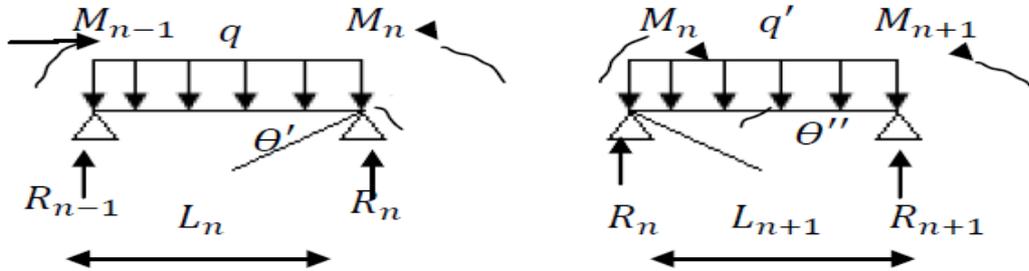


Fig.III.5: Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1} , M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues.

q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1} , M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

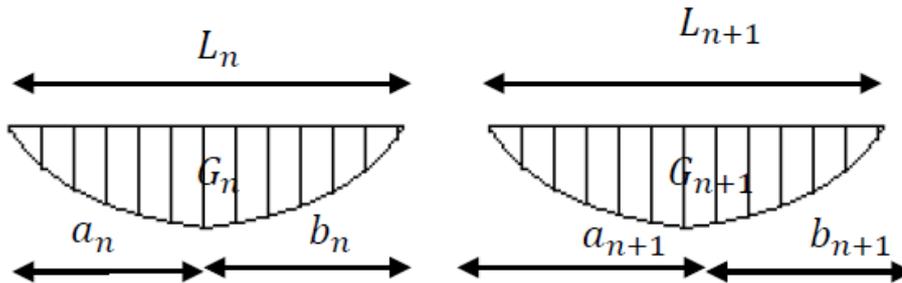


Fig.III.6: Schéma explicatif.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n , b_n , a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n , S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'_{(q)}$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\theta' = \theta'' \implies (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

4.3. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

3.a. Les types de poutrelles :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$G = 5,3 \text{ KN/m}^2$$

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

E.L.U :

$$Q_U = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 0,65$$

$$Q_U = 5,63 \text{ KN/ml}$$

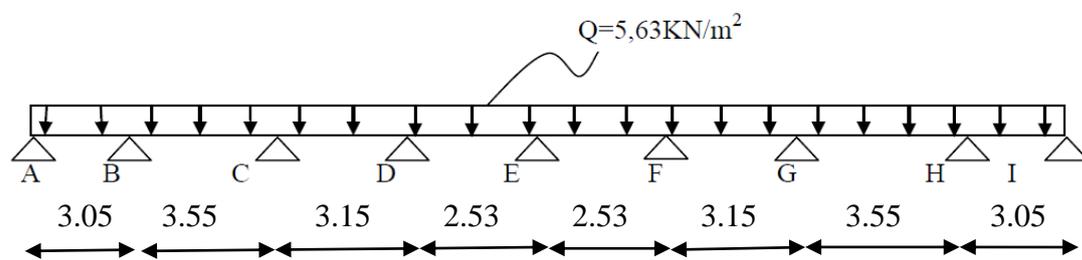
E.L.S :

$$Q_S = (G + Q) \times 0,65$$

$$Q_S = 4,09 \text{ KN/ml}$$

Notre plancher terrasse comporte 2 types de poutrelles :

Type1 :



La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :

1. Partie AB, HI :

$$M_{0AB} = M_{HI} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,05)^2}{8} = 6,55 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,05}{2} = 1,53 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} [L_n \times M_{0AB}] = \frac{2}{3} [3,05 \times 6,55] = 13,31 \text{ m}^2$$

2. Partie BC, GH :

$$M_{0BC} = M_{GH} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,55)^2}{8} = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,77 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}[L_n \times M_{0BC}] = \frac{2}{3}[3,55 \times 8,88] = 21,01 \text{ m}^2$$

3. Partie CD, GF :

$$M_{0CD=GF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,15)^2}{8} = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}[L_n \times M_{0CD}] = \frac{2}{3}[3,55 \times 6,98] = 14,65 \text{ m}^2$$

4. Partie DE, EF :

$$M_{0DE=EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (2,53)^2}{8} = 4,51 \text{ KN.m}$$

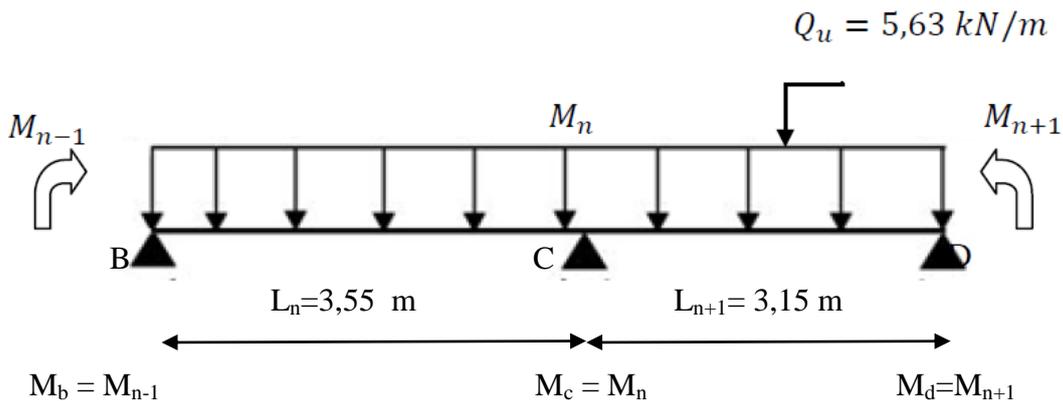
$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,53}{2} = 1,26 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}[L_{n+1} \times M_{0DE}] = \frac{2}{3}[2,53 \times 4,51] = 7,60 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_a = -0,2 \times M_{0AB} = -0,2 \times 6,55 = -1,31 \text{ KN.m}$$

On isole les deux premières travées adjacentes BC et CD



1. Partie BC :

$$M_{0BC=GH} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,55)^2}{8} = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,55}{2} = 1,77 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}[L_n \times M_{0BC}] = \frac{2}{3}[3,55 \times 8,88] = 21,01 \text{ m}^2$$

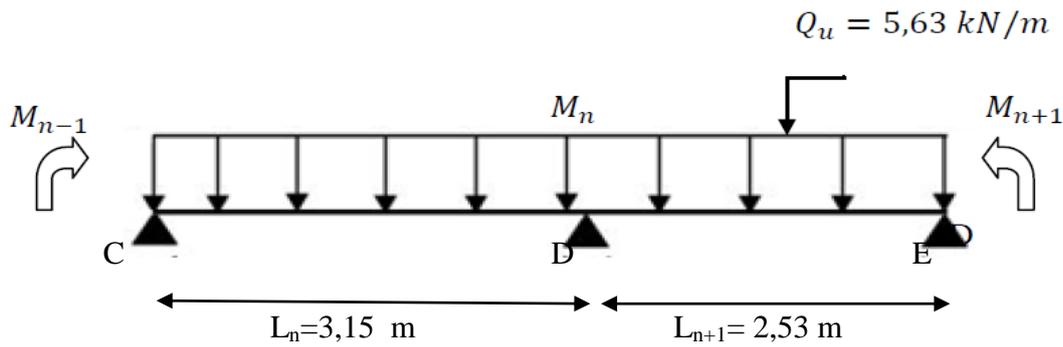
2. Partie CD :

$$M_{0CD=GF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,15)^2}{8} = 6,98 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}[L_n \times M_{0CD}] = \frac{2}{3}[3,55 \times 6,98] = 14,65 \text{ m}^2$$

On isole les deux premières travées adjacentes CD et DE :



$$M_c = M_{n-1}$$

$$M_d = M_n$$

$$M_e = M_{n+1}$$

1. Partie CD :

$$M_{0\ CD = GF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (3,15)^2}{8} = 6,68 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{3,15}{2} = 1,57 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} [L_n \times M_{0\ CD}] = \frac{2}{3} [3,15 \times 6,68] = 14,65 \text{ m}^2$$

2. Partie DE :

$$M_{0\ DE = EF} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{5,63 \times (2,53)^2}{8} = 4,51 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{2,53}{2} = 1,26 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} [L_{n+1} \times M_{0\ DE}] = \frac{2}{3} [2,53 \times 4,51] = 7,60 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_e = -0,4 \times M_{0\ CD = FG} = -2,65 \text{ KN.m}$$

3.b. Détermination des moments aux appuis et en travées :

1. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution des trois équations trouvées précédemment :

$$\begin{cases} 3,15 M_c + 11,36 M_d = -60,08 \\ 3,55 M_b + 13,4 M_c + 3,15 M_d = -107,03 \\ 12,4 M_b + 3,15 M_c = -83,82 \end{cases}$$

Et donc on a :

$$M_a = -1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -5,38 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -5,69 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -2,65 \text{ KN.m}$$

$$M_f = -3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_G = -5,69 \text{ KN.m}$$

$$M_H = -5,38 \text{ KN.m}$$

$$M_I = -1,31 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{I_{AB=HI}} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0_{AB}} = \frac{-1,31 - 5,38}{2} + 6,55 = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{I_{BC=GH}} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0_{BC}} = \frac{-5,38 - 5,69}{2} + 8,88 = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{I_{CD=FG}} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0_{CD}} = \frac{-5,69 - 3,71}{2} + 6,68 = 2,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{I_{DE=EF}} = \frac{M_d + M_e}{2} + M_{0_{DE}} = \frac{-3,71 - 2,65}{2} + 4,51 = 1,38 \text{ KN.m}$$

3.c. Calcul des efforts tranchant :

- **Travée AB :**

$$T_w = \frac{M_a - M_b}{l} + Qu \frac{l}{2} = \frac{-1,31 + 5,38}{3,05} + (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = 9,92 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{M_a - M_b}{l} - Qu \frac{l}{2} = \frac{-1,31 + 5,38}{3,05} - (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = -7,25 \text{ KN}$$

- **Travée BC :**

$$T_w = \frac{-5,38 + 5,69}{3,55} + (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = 10,08 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-5,38 + 5,69}{3,55} - (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = -9,91 \text{ KN}$$

- **Travée CD :**

$$T_w = \frac{-5,69+3,71}{3,15} + (5,63 \times \frac{3,15}{2}) = 8,24 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-5,69+3,71}{3,15} - (5,63 \times \frac{3,15}{2}) = -9,50 \text{ KN}$$

- **Travée DE :**

$$T_w = \frac{-3,71+2,65}{2,53} + (5,63 \times \frac{2,53}{2}) = 6,70 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-3,71+2,65}{2,53} - (5,63 \times \frac{2,53}{2}) = -7,54 \text{ KN}$$

- **TravéeEF :**

$$T_w = \frac{-2,65+3,71}{2,53} + (5,63 \times \frac{2,53}{2}) = 7,54 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-2,65+3,71}{2,53} - (5,63 \times \frac{2,53}{2}) = -6,70 \text{ KN}$$

- **TravéeFG :**

$$T_w = \frac{-3,71+5,69}{3,15} + (5,63 \times \frac{3,15}{2}) = 9,50 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-3,71+5,69}{3,15} - (5,63 \times \frac{3,15}{2}) = -8,24 \text{ KN}$$

- **TravéeGH :**

$$T_w = \frac{-5,69+5,38}{3,55} + (5,63 \times \frac{3,55}{2}) = 9,91 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-5,69+5,38}{3,55} - (5,63 \times \frac{3,55}{2}) = -10,08 \text{ KN}$$

- **TravéeHI :**

$$T_w = \frac{-5,38+1,31}{3,05} + (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = 7,25 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{-5,38+1,31}{3,05} - (5,63 \times \frac{3,05}{2}) = -9,92 \text{ KN}$$

- ❖ Pour le plancher Terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour le deuxième type de poutrelles (E.L.U+E.L.S).

| Type de poutrelle | travées | L (m) | ELU | | | | | ELS | | |
|-------------------|---------|-------|-------|----------|----------|-------|--------|-------|----------|----------|
| | | | M_t | $M_w(-)$ | $M_e(-)$ | T_w | T_e | M_t | $M_w(-)$ | $M_e(-)$ |
| 01 | A-B | 3.05 | 3.21 | 1.31 | 5.38 | 9.92 | -7.25 | 2.34 | 0.95 | 3.91 |
| | B-C | 3.55 | 3.35 | 5.38 | 5.69 | 10.08 | -9.91 | 2.44 | 3.91 | 4.14 |
| | C-D | 3.15 | 2.28 | 5.69 | 3.71 | 8.24 | -9.50 | 1.67 | 4.14 | 2.70 |
| | D-E | 2.53 | 1.38 | 3.71 | 2.65 | 6.70 | -7.54 | 0.97 | 2.70 | 1.93 |
| | E-F | 2.53 | 1.38 | 2.65 | 3.71 | 7.54 | -6.70 | 0.97 | 1.93 | 2.70 |
| | F-G | 3.15 | 2.28 | 3.71 | 5.69 | 9.50 | -8.24 | 1.67 | 2.70 | 4.14 |
| | G-H | 3.55 | 3.35 | 5.69 | 5.38 | 9.91 | -10.08 | 2.44 | 4.14 | 3.91 |
| | H-I | 3.05 | 3.21 | 5.38 | 1.31 | 7.25 | -9.92 | 2.34 | 3.91 | 0.95 |
| 02 | A-B | 3.15 | 3.13 | 1.4 | 6.31 | 10.43 | -7.31 | 2.36 | 1.02 | 4.45 |
| | B-C | 3.55 | 2.76 | 6.31 | 5.89 | 9.87 | -10.11 | 2.11 | 4.45 | 4.26 |
| | C-D | 3.05 | 3.05 | 5.89 | 1.4 | 7.08 | -10.08 | 2.16 | 4.26 | 0.95 |

Tableau .III.4: Récapitulatif des résultats obtenus

Sollicitations maximales de calcul sont (M en KN. m et T en KN) :

E.L.U :

$$M_{\text{travée}} = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,08 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{\text{travée}} = 2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,14 \text{ KN.m}$$

6. Calcul du ferrailage des poutrelles L'ELU :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :

65 cm

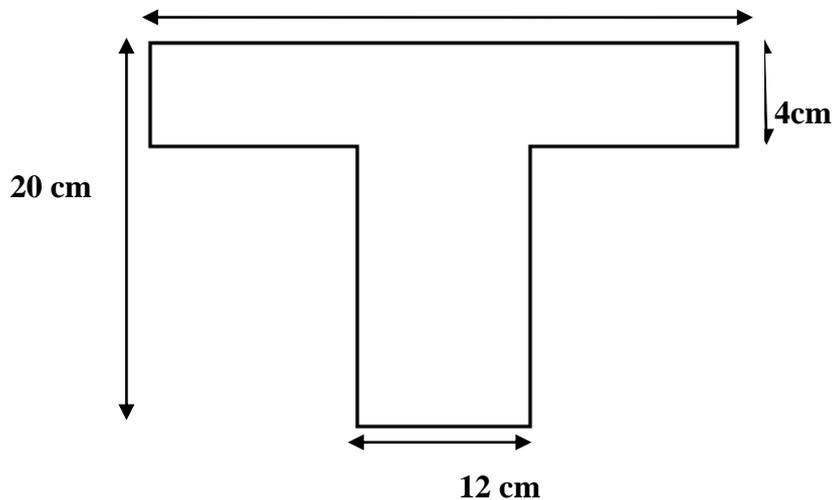


Fig.III.7 : Section de calcul de la poutrelle.

Données :

Largeur de la section en $b = 65$ cm.

Largeur de la $b_0 = 12$ cm.

Hauteur de la section $h_t = 20$ cm.

Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.

Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18$ cm.

Et on a :

Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa.

Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.

Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Fissuration non préjudiciable.

6.1. Plancher étage courant (1ère étage-10ème étage):

Sollicitation de calcul :

E.L.U :

$$M_{\text{travée}} = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 1,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,76 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{\text{travée}} = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,16 \text{ KN}$$

1.a. Calcul des armatures longitudinales à(L'E.L.U):**➤ En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times F_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17$$

$$M_{tu} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^3 = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 5,76 < 58,95$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire :

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_{t(\max)} = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{t(\max)}}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \frac{5,76 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,019 < 0,186 \quad \xrightarrow{\text{Pivot A}} \quad A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,019}) = 0,047$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,047) = 17,66$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t(\max)}}{z \times \sigma_s} = \frac{5,76 \times 10^3}{17,66 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1,41; 0,93)$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\diamond \text{ Choix : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis(armatures supérieures) intermédiaire :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{\text{appui-inter}} = 4,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \mu = \frac{4,66 \times 103}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,085 < 0,186 \xrightarrow{\text{Pivot A}} A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,085}) = 0,111$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,111) = 17,208$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{z \times \sigma_s} = \frac{4,66 \times 103}{17,208 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0,26; 0,78)$$

$$A_s = 0,78 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 2T10 = 1,58 cm²

➤ **Sur appuis (armature de rive):**

$$M_{\text{appui-rive}} = 1,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \mu = \frac{1,37 \times 103}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,024 < 0,186 \xrightarrow{\text{Pivot A}} A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,030) = 17,784$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{z \times \sigma_s} = \frac{1,37 \times 103}{17,784 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\min} ; A_{\text{calcul}}) = \max(0,26 ; 0,22)$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 1T10 = 0,79 cm²

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 10,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10,76 \times 10^3}{0,12 \times 0,18} = 0,498 \text{ MPa}$$

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

choix des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}] ; \frac{b_0}{10} [\text{mm}] ; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} [\text{mm}] ; \frac{120}{10} [\text{mm}] ; 10 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (5,71 ; 12 ; 10) = 6 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **choix :** 2T8 = 1,01 cm²

Espacement entre cadre (St) :

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$$St_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = (16,4 ; 40 \text{ cm})$$

$$St_2 \leq \frac{At fe}{0,4 \times b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 12} = 84 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 At fe}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 1,01 \times 400}{12(0,49 - 0,3 \times 2,1)} = 11,7 \text{ cm}$$

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 16,4 \text{ cm}$$

❖ **choix :** St = 15 cm

• **Vérification des armatures longitudinales A_1 vis-à-vis de l'effort tranchant:**

➤ **Appuis de rive :**

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times Tu$$

$$A_1 = (A_{travée} + A_{rive}) = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_1 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,79 \times 10^3) = 30,93 \text{ mm}^2$$

$$A_1 = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(Tu + \frac{Ma_{intr}}{0,9d} \right)$$

$$A_1 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,79 \times 10^3) - \frac{4,66 \times 106}{0,9 \times 180} = 27,98 \text{ mm}^2$$

$A_1 > 0,27 \text{ cm}^2$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle :**

ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2Tu}{ab_0} \end{array} \right.$$

$$Tu \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = \min (0,9d ; 40 - 4) = 16,2 \text{ cm}$$

$$Tu \leq (0,267 \times 162 \times 120 \times 25) 10^3 = 129,76 \text{ KN}$$

$$Tu = 10,76 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

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

$$\tau_u = \frac{(10,76 \times 103) \times 265}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- **Vérifications à l'ELS :**

- ✓ **Vérification des contraintes :**

- **En travée :**

$$M_t = 3,37 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)As = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15(18-y) \times 2,36 = 0$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y = 3,91$$

moment d'inertie :

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

$$= \frac{1}{3} \times 65 \times (3,91)^3 + 15(18-3,91)^2 \times 2,36 = 9100,97 \text{ cm}^4$$

$$I = 9100,86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{3,37 \times 106 \times 39,1}{9100,97 \times 10^4} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ sur appuis intermédiaires :

$M_a = 4,16 \text{ KN.m}$

Calcul Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)A_s = 0 \quad A's = 0$$

$$= \frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 (18-y) \times 1,58 = 0$$

$32,5 y^2 + 23,7y - 426,6 = 0$

$Y = 3,27 \text{ cm}$

moment d' inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 \times A_s + \eta(d-y) A's$$

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times (3,27)^3 + 15 (18-3,27) \times 1,58 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

$I = 5867,30 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{4,16 \times 106 \times 32,7}{5867,30 \times 10^4} = 1,68 \text{ MPa}$$

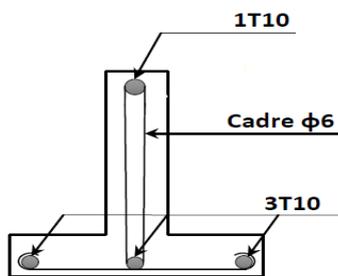
$\sigma_{bc} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• vérification de la flèche :

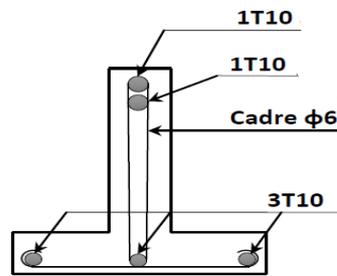
les condition suivantes doivent vérifiées

D'après les règles de BAEL91.(AB68.4.24)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \longrightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0_{ser}}} \longrightarrow 0,0563 \geq \frac{4,16}{15 \times 6,73} = 0,041 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{355}{f_e} \longrightarrow \frac{1,58}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{355}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$



Appuis de rive



Appuis intermédiaire

Fig.III.8 :Dessin de ferrailage des poutrelles étage courant.

7.Plancher terrasse inaccessible :**E.L.U :**

$$M_{\text{travée}} = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 10,08 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$M_{\text{travée}} = 2,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-rive}} = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis-inter}} = 4,14 \text{ KN.m}$$

1.a. Calcul des armatures longitudinales à(L'E.L.U):➤ **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{\text{tu}} = b \times h_0 \times F_{\text{bu}} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$F_{\text{bu}} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17$$

$$M_{\text{tu}} = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^3 = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t(max)}} = 3,35 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire :

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{t(max)}} = 3,35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{t(max)}}}{b \times d^2 \times F_{\text{bu}}} = \frac{3,35 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,011 < 0,186 \xrightarrow{\text{Pivot A}} A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,025) = 17,82$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{t(max)}}}{z \times \sigma_s} = \frac{3,35 \times 10^3}{17,82 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\text{min}} ; A_{\text{calcul}}) = \max(1,41 ; 0,54)$$

$$A_s = 1,41 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 3T10 = 2,36 cm²

➤ **Sur appuis (armatures supérieures) intermédiaire :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc la section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b₀ x h) = (12x20) cm²

$$M_{\text{appui-inter}} = 5,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \mu = \frac{5,69 \times 103}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,1 < 0,392 \longrightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,1408$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,1408) = 16,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{5,69 \times 103}{16,98 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(0,26; 0,96)$$

$$A_s = 0,96 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 2T10 = 1,58 cm²

➤ **Sur appuis (armature de rive):**

$$M_{\text{appui-rive}} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \mu = \frac{1,31 \times 103}{12 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,024 < 0,186 \xrightarrow{\text{Pivot A}} A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,024}) = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,030) = 17,784$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{1,31 \times 103}{17,784 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\min} ; A_{\text{calcul}}) = \max(0,26 ; 0,21)$$

$$A_s = 0,26 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 1T10 = 0,79 cm²

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = 10,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10,08 \times 10^3}{0,12 \times 0,18} = 0,466 \text{ MPa}$$

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

choix des armatures transversales

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}] ; \frac{b_0}{10} [\text{mm}] ; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} [\text{mm}] ; \frac{120}{10} [\text{mm}] ; 10 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (5,71 ; 12 ; 10) = 6 \text{ mm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **choix** : 2T8 = 1,01 cm²

• **Espacement entre cadre (St) :**

$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$ **CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

$$\left\{ \begin{aligned} St_1 &\leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = (16,4 ; 40 \text{ cm}) \\ St_2 &\leq \frac{At fe}{0,4 \times b_0} = \frac{1,01 \times 400}{0,4 \times 12} = 84 \text{ cm} \\ St_3 &\leq \frac{0,8 At fe}{b_0(\tau_u - 0,3 \times ft28)} = \frac{0,8 \times 1,01 \times 400}{12(0,47 - 0,3 \times 2,1)} = 11,86 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 16,4 \text{ cm}$

❖ **choix :** St = 15 cm

• **Vérification des armatures longitudinales A₁ vis-à-vis de l'effort tranchant:**

➤ **Appuis de rive :**

$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times Tu$

$A_1 = (A_{travée} + A_{rive}) = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$

$A_1 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,79 \times 10^3) = 30,93 \text{ mm}^2$

$A_1 = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,30 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

➤ **Appuis intermédiaires :**

$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (Tu + \frac{Ma intr}{0,9d})$

$A_1 \geq \frac{1,15}{400} \times (10,08 \times 10^3) - \frac{5,69 \times 106}{0,9 \times 180} = 25,86 \text{ mm}^2$

$A_1 > 0,25 \text{ cm}^2$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

• **Vérification de la bielle**

ce qui donne :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &\leq \frac{0,85 f_c 28}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} &= \frac{2Tu}{ab_0} \end{aligned} \right.$$

$Tu \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c 28$

$a = \min (0,9d ; 40 - 4) = 16,2 \text{ cm}$

$Tu \leq (0,267 \times 162 \times 120 \times 25) 10^3 = 129,76 \text{ KN}$

$Tu = 10,08 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN}$ Condition vérifiée

• **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

avec : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$

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

$$\tau_u = \frac{(10,08 \times 103) \times 265}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

• **Vérifications à l'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes :**

➤ **En travée :**

$$M_t = 2,44 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)As = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 65 \times y^2 - 15(18-y) \times 2,36 = 0$$

$$32,5y^2 + 35,4y - 637,2 = 0$$

$$y = 3,91$$

moment d' inertie :

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

$$= \frac{1}{3} \times 65 \times (3,91)^3 + 15 (18-3,91)^2 \times 2,36 = 9100,97 \text{ cm}^4$$

$$I = 9100,86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{2,44 \times 106 \times 39,1}{9100,97 \times 104} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = 4,14 \text{ KN.m}$$

Calcul Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)As = 0 \quad A's = 0$$

$$= \frac{1}{2} \times 65 y^2 - 15 (18-y) \times 1,58 = 0$$

$$32,5 y^2 + 23,7y - 426,6 = 0$$

$$Y = 3,27 \text{ cm}$$

moment d' inertie :

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

$$I = \frac{1}{3} \times 65 \times (3,27)^3 + 15 (18-3,27) \times 1,58 = 5867,30 \text{ cm}^4$$

$$I = 5867,30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{4,14 \times 106 \times 32,7}{5867,30 \times 10^4} = 2,30 \text{ MPa}$$

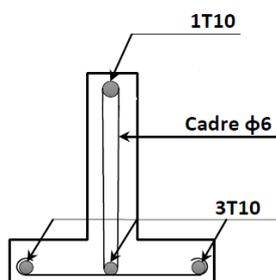
$\sigma_{bc} = 2,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

• **vérification de la flèche :**

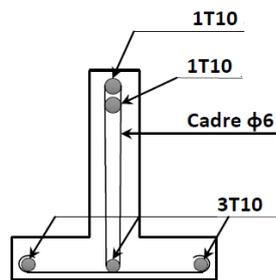
les condition suivantes doivent vérifiées

D'après les règles de BAEL91.(AB68.4.24)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \longrightarrow \frac{20}{355} = 0,0563 \geq 0,045 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \longrightarrow 0,0563 \geq \frac{4,14}{15 \times 6,46} = 0,025 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{355}{f_e} \longrightarrow \frac{1,58}{12 \times 18} = 0,007 < \frac{355}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$



Appuis de rive



Appuis intermédiaire

Fig.III.9 :Dessin de ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible.

8. Etude de la dalle de compression : CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

Selon le CBA93 article(B.6.8.4.2.3) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$50 \text{ cm} \leq \text{entre axes des poutrelles } b_0 = 65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4I_0}{f_e}$$

$$I_0 = 65 \text{ cm}$$

$f_e = 500 \text{ MPa}$: car c'est du treillis soudé (rond lisse)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\perp} = 0,52 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Avec :

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,52}{2} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Avec :

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

- ❖ On choisit : un treillis soudés $\emptyset_5(150 \times 150) \text{ mm}^2$

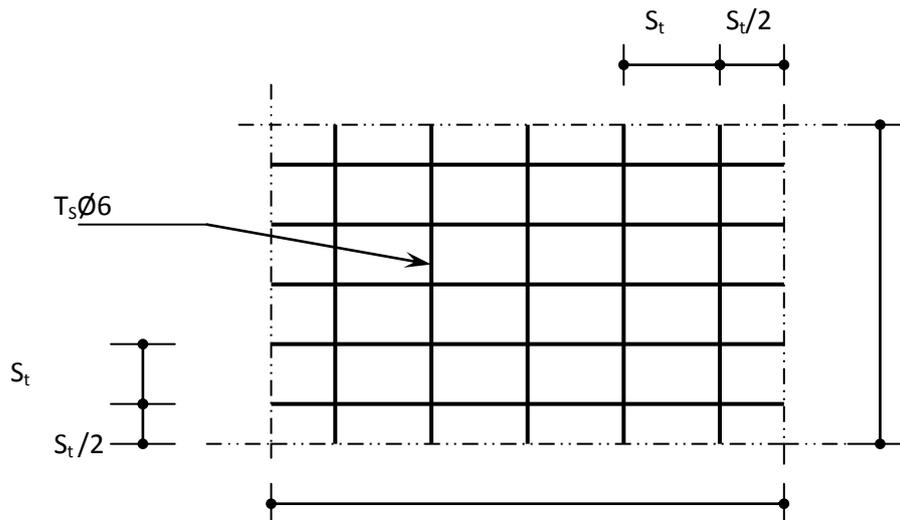


Figure III .10: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude et calcul des balcons

Dans les bâtiments à usage d'habitation, Les balcons sont des éléments décoratifs, il est en porte à faux, et se calcule comme une console court de dalle pleine encastré à une extrémité (ancrés dans les poutres) et libre à l'autre, soumise à :

- ◆ Son poids propre
- ◆ la surcharge d'exploitation
- ◆ charge concentrée à son extrémité (garde-corps)

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

- **Type : Dalle sur deux appuis (1^{ère} à 9^{ème} étages) :**

$$L_x = 1,40 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 3,55 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{3,55} = 0,39$$

$\rho = 0,39 < 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

Evaluation des charges :

$$G = 5,27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,69 \text{ KN}$$

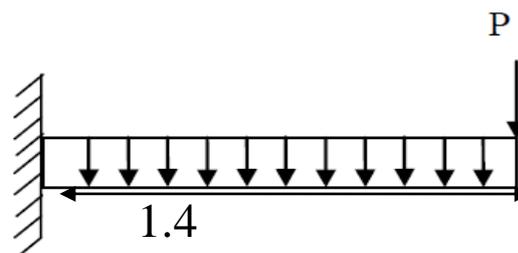


Figure III.11 : Schéma statique du balcon .

Combinaison des charges :➤ **ELU**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \text{ 1 m}$$

$$q_u = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 3,5) \times 1$$

$$q_u = 12,36 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 P$$

$$P_u = 1,35 \times 1,69$$

$$P_u = 2,28 \text{ KN}$$

➤ **ELS**

$$q_s = (G + Q) \text{ 1 m}$$

$$q_s = (5,27 + 3,5) \times 1$$

$$q_s = 8,77 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P$$

$$P_s = 1,69 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitation➤ **ELU**

$$M_u = \frac{q_u L_x^2}{2} + P_u \times L_x$$

$$M_u = \frac{12,36 \times (1,4)^2}{2} + 2,28 \times 1,4$$

$$M_u = 15,30 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L_x + P_u$$

$$T_u = 12,36 \times 1,4 + 2,28$$

$$T_u = 19,58 \text{ KN}$$

➤ **ELS**

$$M_s = \frac{q_s L_x^2}{2} + P_s \times L_x$$

$$M_s = \frac{8,77 \times (1,4)^2}{2} + 1,69 \times 1,4$$

$$M_s = 10,96 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$M_u = 15,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \quad b = 100 \text{ ; } h = 15$$

$$d = 0,9h = 13,5$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} = \frac{15,30 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,17} = 0,059$$

$$\mu_{bu} = 0,059 \leq \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,059 \leq \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,059}) = 0,087$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 18(1 - 0,4 \times 0,087) = 130,30$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{15,30 \times 10^6}{130,30 \times 348} = 337,41 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1,63; 3,37)$$

$$A_s = 3,37 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 4T12 = 4,52 cm²

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 4T8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 19,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19,58 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,14 \text{ MPa}$$

Fissuration est préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérifications à l'ELS :**
La contrainte dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

position de l'axe neutre

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)A_s = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(13,5-y) \times 4,52 = 0$$

$$50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 \times A_s + \eta(d-y)A's$$

$$= \frac{1}{3} \times 100 \times (3,65)^3 + 15(13,5 - 3,65)^2 \times 4,52 = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{10,96 \times 10^6 \times 36,5}{8199,03 \times 10^4} = 4,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} (d-y)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 10,96 \times 10^6 \times (135 - 36,5)}{8199,03 \times 10^4} = 197,50 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197,50 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M}{10M_0} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{1,40} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \\ 0,107 \geq \frac{15,30}{10 \times 15,30} = 0,1 \\ \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right.$$

✓ Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

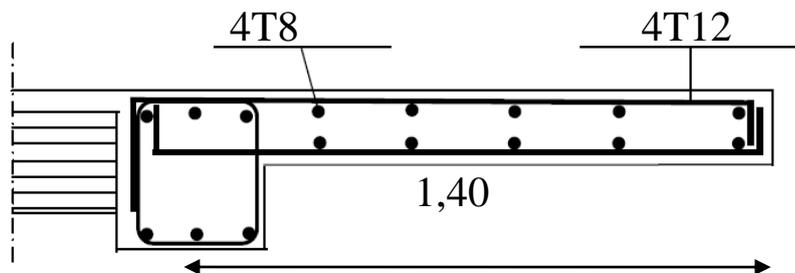


Figure III.12 : Schéma de ferrailage du balcon .

III.4. Etude et calcul L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme un paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

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

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

4.1 Dimensions :

La hauteur **h = 60cm**

L'épaisseur **ep = 10cm**

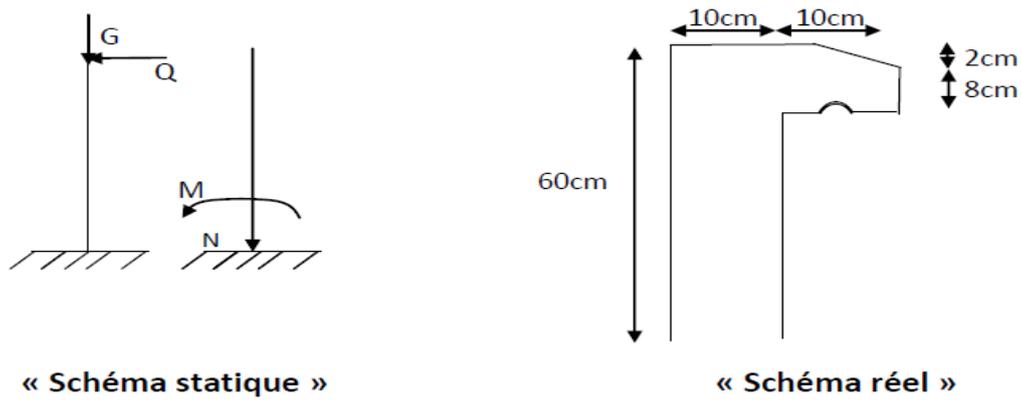


Figure III.13. Schéma de L'acrotère

4.2 Calcul des sollicitations :

- poids propre :

$$S = \frac{0.02 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.6) + (0.08 \times 0.1) = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0690 \times 25 = 1,725 \text{ KN /ml.}$$

$$G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

- Surcharges :

Une surcharge due à l'application d'une main courante **Q=1,00KN/ml** (DTR B.C.2.2)

$$Nu = 1,35 G = 1,35 \times 1,725 = 2,329 \text{ KN/ml}$$

$$Mu = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$Tu = 1,5 \cdot Q \cdot L = 1,5 \times 1,0 \times 1 = 1,50 \text{ KN}$$

D'après la combinaison de la charge à l'ELU, les résultats présentés dans la (Fig. III.3)

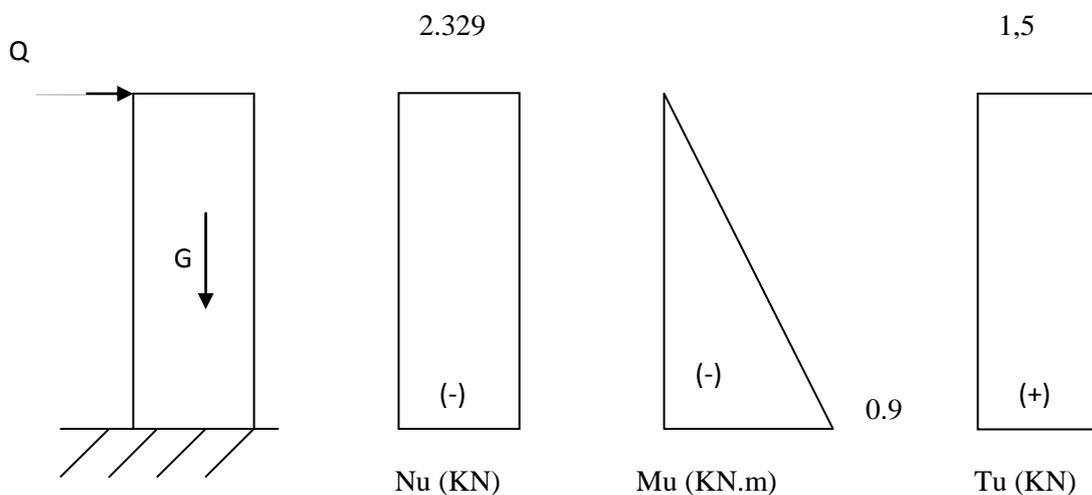


Figure III.14 : Diagramme des sollicitations à l'ELU

III.4.3. Ferrailage de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$H=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $d=8\text{cm}$

La contrainte limite du béton en compression selon le (BAEL ,1991) est donnée par la

formule suivante : $\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17\text{MPa}$

Calcul de l'excentricité selon le (BAEL ,1991) avec la formule :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,943} = 0,31\text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$\longrightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$ section partiellement comprimée

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f , puis on déduit la section d'armature réelle en flexion composée (on adopte un ferrailage symétrique).

Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 0,9 + 2,943 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,908\text{ KN/ml}$$

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,908 \times 10^{-3}}{(14,17) \cdot 1 \cdot (0,08^2)} = 0,010$$

$\mu = 0,010 < 0,392 \rightarrow A^s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,010}) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,08(1 - 0,4 \times 0,013) = 0,080\text{m} = 8,00\text{cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z \sigma_s} = \frac{0,908 \times 10^{-3}}{0,080 \times 348} = 3,26 \times 10^{-5}\text{m}^2 = 0,33\text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 3,26 \times 10^{-5} - \frac{2,943 \times 10^{-3}}{348} = 2,41 \times 10^{-5}\text{m}^2 = 0,24\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{min} = \max\left(\frac{100 \times 10}{1000}; \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = \max(1; 0.966) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures principaux

$$S_h \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_h = 25\text{cm}$$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des Armature de répartition

$$S_r \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{On prend } S_h = 33 \text{ cm}$$

Vérification à L'ELS

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.60 \times 10^2}{2.18} = 27.52 \text{ cm}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} \text{ section partiellement comprimée}$$

Et comme la section est partiellement comprimée, il faut vérifiée

- ✓ Que la contrainte maximale de compression du béton ne dépasse pas la limite admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

- ✓ Si la fissuration est préjudiciable come dans notre cas,il faut vérifiée que la contrainte dans les aciers tendus ne doit pas dépasse la limite admissible :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \text{Max}(0.5f_e; 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$$

Le calcul est relativement complexe et s'effectue comme suit :

$$C = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 27.52 = -22.52 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - 6n(c - c') \frac{A'_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} \end{cases} \quad \begin{cases} p = -3(-22.52)^2 - 6 \times 15(8 + 22.52) \frac{2.01}{100} = -15' \\ q = -2(-22.52)^3 - 6 \times 15(8 + 22.52)^2 \frac{2.01}{100} = 211 \end{cases}$$

On résout l'équation du troisième degré : $Z^3 + pZ + q = 0$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -133024912.4$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \cos \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = \cos^{-1}(-0.889) \rightarrow \varphi = 152.33^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 45.85$$

- Les trois solutions sont

$$Z_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 28.99 \text{ cm}$$

$$Z_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -45.26 \text{ cm}$$

$$Z_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 16.26 \text{ cm}$$

On calcule la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section Y_{ser} : $Y_{ser} = Z_c + C$

$$\begin{cases} y_{ser1} = 28.99 + (-22.52) = 6.47 \text{ cm} \\ y_{ser2} = -45.26 + (-22.52) = -67.78 \text{ cm} \\ y_{ser3} = 16.26 + (-22.52) = -6.26 \text{ cm} \end{cases}$$

Comme le calcul est effectué dans le cas $\Delta < 0$, on choisit parmi les trois solutions Z_1 , Z_2 et Z_3 celle qui donne $0 \leq y_{ser} \leq d$. Alors $y_{ser} = 6.47 \text{ cm}$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite

$$I = \frac{b}{3} Y_{ser}^3 + n[As(d - y_{ser})^2 + A's(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \times 6.47^3 + 15[2.01(8 - 6.47)^2] = 9098.58 \text{ cm}^4$$

- On vérifiée que les contraintes du béton ne dépasse pas les limites admissibles

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{I} \cdot Z_c \cdot Y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{2.18 \times 28.99}{9098.58} \times 6.47 \times 10 = 0.45 MPa \dots \dots CV$$

- On vérifiée que les contraintes des aciers tendues ne dépasse pas les limites admissibles

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max}(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{15 \times 2.1})\right) = 266 MPa$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} Z_c \right) (d - Y_{ser}) = 15 \left(\frac{2.18 \times 10}{9098.58} \times 28.99 \right) (8 - 6.47) = 1.59MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots CV$$

III.4.5. Vérification de l’effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4 MPa)$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.188 MPa \text{ selon le (BAEL ,1991).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 \times 25 ; 4 MPa) = 2.50 MPa$$

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

Vérification de l’effet de séisme

L’acrotère doit être vérifié sous l’action d’un effort sismique F_p appliqué à sa partie supérieure. Si $F_p > 1.5Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures.

On a $F_p = 4AC_pW_p$ selon le (RPA ,1999).

Avec

- F_p : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.
- A : coefficient d’accélération pour la zone IIb, groupe 2, A=0.20
- C_p : facteur des forces horizontales ($C_p=0.8$) élément console

- W_p : poids de l'acrotère $W_p=2.18$ KN.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.18 = 1.395 \text{ KN/ml} < 1.5Q$$

$$F_p < 1.5Q \dots\dots\dots CV$$

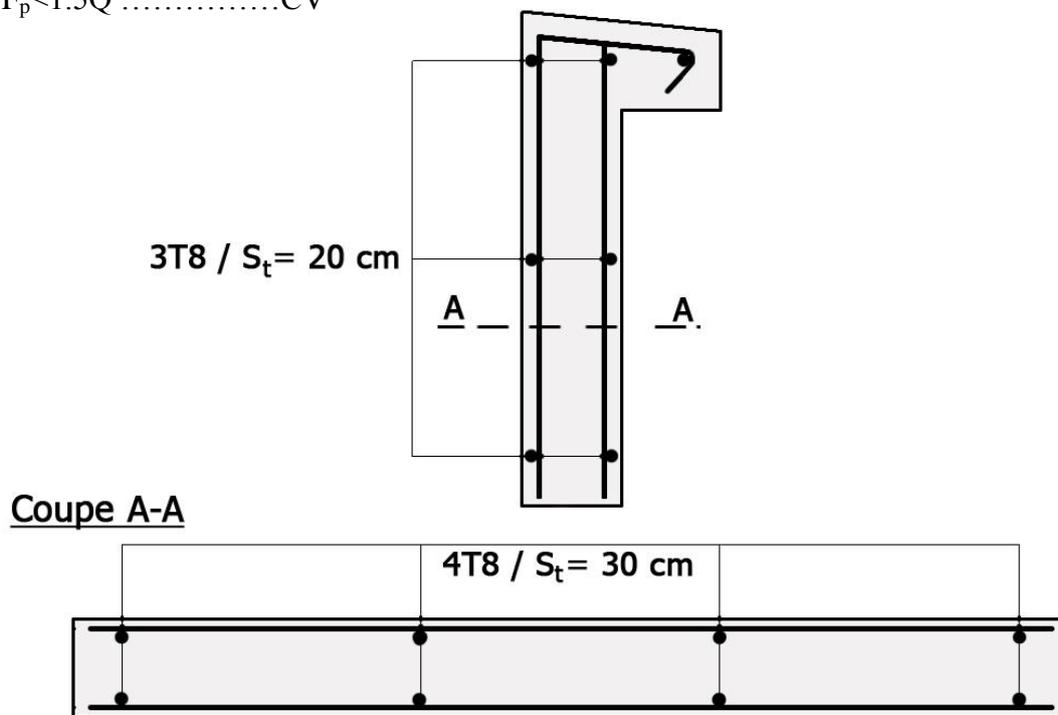


Figure III.15. Schéma de ferrailage L'acrotère

III.5 La dalle machine :

Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

$$L_x = 1,7 \text{ m.}$$

$$L_y = 2\text{m.}, \quad e = 20 \text{ cm.}$$

5.1. Calcul de sollicitation :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,85 \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \Rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnée en fonction du rapport et du coefficient de poisson ν

Avec :

$$v = 0,0 \text{ à l'ELU}$$

$$v = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

q : charge uniformément répartie sur tout la dalle.

A / État limite ultime (ELU) : $v = 0,0$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0,20 + 20 \times 0,02) \Rightarrow \mathbf{G = 5,40 \text{ KN/ml}}$$

Surcharge exploitation : $Q = 1,0 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 1 = \mathbf{8,79 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ux1} = 0.0509 \times 8,79 \times 1,7^2 = 1,293 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy1} = 0,685 \times 1,293 = 0,886 \text{ KN.m}$$

B / État limite de service (ELS) $v = 0,2$:

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$q_s = 5,40 + 1 = \mathbf{6,4 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{sx1} = 0,0579 \times 6,40 \times 1,70^2 = 1,071 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy1} = 0,778 \times 1,071 = 0,833 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments dues à la charge localisée :**

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD, qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau.

$$M_x = P(M_1 + v M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + v M_1)$$

M_1 et M_2 sont des coefficients données par les abaques en fonction de ρ_x et le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}$$

U et V cotées des rectangle sur les quels la charges q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\xi e + h/2) \Rightarrow U_0 + 2\xi e + h$$

$$V = V_0 + 2(\xi e + h/2) \Rightarrow V_0 + 2\xi e + h$$

Avec :

h : hauteur de la dalle (20cm)

e : revêtement de la dalle ($e=0$ cm).

ξ : dépend de la nature de revêtement dans notre cas la dalle est compose de bétonarmé, égale 1,0.

$$U = 80 + 2(1 \times 0 + 10) = 100 \text{ cm}$$

$$U = V = 100 \text{ cm}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{100}{1,70} = 0,58$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{100}{200} = 0,5 \quad \text{Avec } \rho = 0,85$$

Après interpolation on aura : **M1 = 0,112 ; M2 = 0,081**

A / état limite ultime (ELU) v = 0,0 :

$$G = 9 \text{ tonne} = 90 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,112 = 13,608 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,081 = 9,842 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B / état limite service (ELS) v = 0,2 :

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v M_2) = 90 \times (0,112 + 0,2 \times 0,081) = 11,538 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (v M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,112 + 0,081) = 9,306 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Superposition des moments :**

A / E.L.U:

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1,293 + 13,608 = 14,901 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,886 + 9,842 = 10,728 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

B / E.L.S:

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1,071 + 11,538 = 12,609 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,833 + 9,306 = 10,14 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75) et en appuis le coefficient (0,5) pour tenir compte de la continuité des voiles.

▪ **En travée :**

$$M_x^t = 0,75 M_x = 0,75 \times 14,901 = 11,176 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 0,75 \times 10,728 = 8,046 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 14,901 = 7,454 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 10,728 = 5,364 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

5.2. Ferrailage de panneau:

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($d_x = 18 \text{ cm}$, $d_y = 17 \text{ cm}$)

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

Sens x-x :

▪ En travée :

-Calcul des moments réduits:

$$d = h_0 - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11,176 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,024$$

$$\text{On } \mu_{bu} = 0,024 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow Z = 17,78$$

$$A_s = \frac{M_{xt}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,176 \cdot 10^3}{17,78 \cdot 348} = 1,806 \text{ cm}^2$$

On opte pour: $A_s = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ Aux appuis :

-Calcul des moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,454 \cdot 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0162$$

$$\text{On } \mu_b = 0,0162 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0162 \Rightarrow Z = 17,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{xt}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,454 \cdot 10^3}{17,70 \cdot 348} = 1,199 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: $A_a = 4T10/ml = 3,93 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :

▪ En travée :

- Calcul des moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,046 \cdot 10^3}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0,0196$$

$$\text{On } \mu_b = 0,0162 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0196 \Rightarrow Z = 17,9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{yt}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,046 \cdot 10^3}{17,98 \cdot 348} = 1,374 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: $A_a = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,364 \cdot 10^3}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0,013$$

$$\text{On } \mu_b = 0,013 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow Z = 17,88 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{yt}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,364 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 17 \cdot 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: $A_a = 4T10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Conclusion:

La dalle est soumise à des charges concentrées toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale de panneau seront prolongées aux appuis et ancrées au-delà de contour de la dalle.

5.3 Vérification à L'E.L.U :

➤ **Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99] :**

$$A_x = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h$$

$$A_y = \rho_0 b h$$

Avec :

$$\rho_0 = 0.08\% \text{ pour les barre à haute adhérence (FeE400)}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85$$

$$A_x = 0,0008 \times \frac{(3-0,85)}{2} 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens x-x :**

Sur appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

▪ **Sens y-y :**

Sur appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > 1,72 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens

➤ **Diamètre minimale des barres :** (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que

$$\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des armatures :**

Direction principale :

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$S_t = 20 \text{ cm} < (40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm})$

Direction secondaire :

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

$S_t = 20 \text{ cm} < (60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$

- **Vérification de la contrainte tangentielle** art A.5.2.2 /BAEL91(modifiées99) :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b d} < 0,007 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{121,5}{3 \times 0,95} = 32,63 \text{KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (V + U)} = \frac{121,5}{3 \times (0,95 + 0,95)} = 31,97 \text{KN}$$

- **Au milieu de U (la plus grande valeur):**

$$\tau = \frac{32,63 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$0,007 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,237 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau < 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

5.4. Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement **Qu** est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec}$$

Qu : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

Uc : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (0,95 + 0,95) = 3,8 \text{m}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = \mathbf{121,5 \text{ KN}} \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,20 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = \mathbf{150 \text{ KN}}$$

Condition vérifier (Aucune armature transversale n'est nécessaire)

5.5 Vérification à l'état limite de service (ELS):

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 0,75 en travée et de 0,50 en appuis.

▪ **En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 10.691 = 8,018 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 8,393 = 6,295 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_x^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 10.691 = 5,481 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 8,393 = 4,167 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_t} \geq \frac{M_x}{20 M_x} \quad \left| \quad \frac{2}{f_e} \geq \frac{A_x}{b d}$$

$$\frac{h_t}{l_t} = \frac{20}{170} = 0,118 \geq \frac{8,018}{20 \times 8,018} = 0,05 \quad \left| \quad \frac{2}{f_e} = \frac{3,92}{100 \times 18} = 0,0022 \leq \frac{2}{400} = 0,005$$

Condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_x}$$

Sens (X-X) :

▪ **En travée :** ($\mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_x} = \frac{11,176}{8,018} = 1,394$$

$$\frac{1,394 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,447 > 0,0304 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

▪ **Aux Appuis :** ($\mu = 0,0162 \rightarrow \alpha = 0,0201$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_x} = \frac{7,454}{5,481} = 1,360$$

$$\frac{1,360 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,430 > 0,0201 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens (Y-Y) :

- En travée : ($\mu = 0,0196 \rightarrow \alpha = 0,0252$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_u} = \frac{8,046}{6,295} = 1,278$$

$$\frac{1,278 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,389 > 0,0252 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Aux Appuis : ($\mu = 0,0162 \rightarrow \alpha = 0,0201$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_u} = \frac{5,364}{4,1671} = 1,287$$

$$\frac{1,287 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,574 > 0,0201 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) :

En travée : **4T10/ml** avec un espacement de **25cm**.

Aux appuis : **4T10/ml** avec un espacement de **25cm**

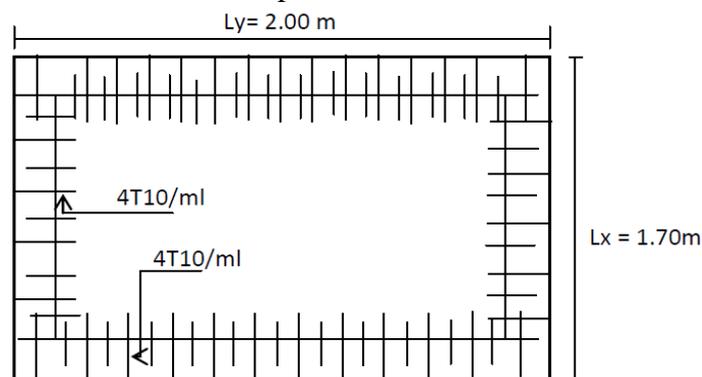


Figure III.16.Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle de l'ascenseur

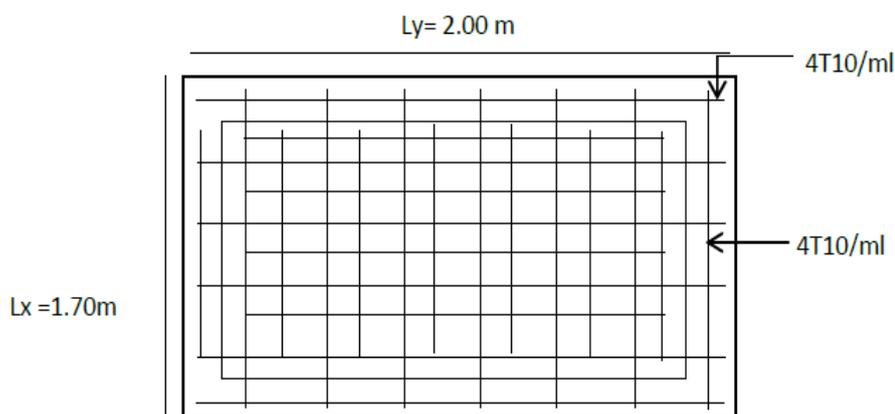


Figure III.17. Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle de l'ascenseur.

III.6 étude et calculer Les escaliers

- Paillasse :

$G_{\text{Paillasse}} = 7,17 \text{KN/m}^2$; $Q_{\text{Paillasse}} = 2,5 \text{KN/m}^2$
 $q_{U1} = (1,35 G_{\text{Paillasse}} + 1,5 Q_{\text{Paillasse}}) \cdot 1 \text{m} = 13,43 \text{KN/ml}$
 $q_s = (G_{\text{Paillasse}} + Q_{\text{Paillasse}}) \cdot 1 \text{m} = 9,67 \text{KN/ml}$

- Palier :

$G_{\text{Palier}} = 5,11 \text{KN/m}^2$; $Q_{\text{Palier}} = 2,5 \text{KN/m}^2$
 $q_{U2} = (1,35 G_{\text{Palier}} + 1,5 Q_{\text{Palier}}) \cdot 1 \text{m} = 10,65 \text{KN/ml}$
 $q_s = (G_{\text{Palier}} + Q_{\text{Palier}}) \cdot 1 \text{m} = 7,61 \text{KN/ml}$

Schéma statique :

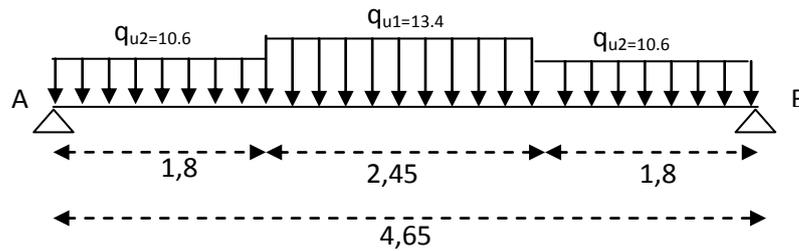


Figure III.18. Schéma statique

6.1 Calcul du moment maximal E.L.U :

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 13.43 + (2 \times 10.65) = 70,58 \text{ KN}$
 $\sum M/A = 0 \Rightarrow 6R_B - (10,65 \times 1,8 \times 5,1) - (13,43 \times 2,45 \times 3,025) - (10,65 \times 1,8 \times 0,9)$
 $R_A = R_B = 35,29 \text{ KN}$

| Distance | Distance Schéma | statique Effort tranchant (T) | Moment fléchissant |
|-----------------------|-----------------|--|---|
| $0 \leq x \leq 1,8$ | | $T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$ $x=0 \Rightarrow T(x) = 35,29 \text{ KN}$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 16,12 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 46,27 \text{ KN.m}$ |
| $1,8 \leq x \leq 4,2$ | | $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_{u2} - q_{u1}(x-1,8)$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 16,12 \text{ KN}$ $x=4,2 \Rightarrow T = -16,12 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A x - q_{u2} \cdot 1,8(x-0,9) - q_{u1}(0,9)^2$ $M(1,8) = 46,12 \text{ KN.m}$ $M(4,2) = 55,94 \text{ KN.m}$ |
| $4,2 \leq x \leq 6$ | | $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_1 - q_2 \cdot 2,4 - 10,65(x-4,2)$ $x=4,2 \Rightarrow T(x) = -16,11 \text{ KN}$ $x=6 \Rightarrow T = -35,28 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot 1,8(x-0,9) - q_{u1}(2,4)(x-3) - q_{u1}(x-4,2/2)^2$ $M(4,2) = 46,28 \text{ KN.m}$ $M(6) = 0,024 \text{ KN.m}$ |

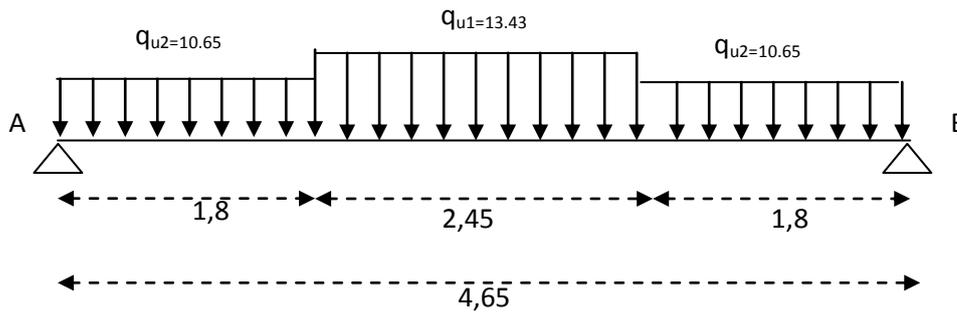


Figure III.19. Schéma statique (ELU).

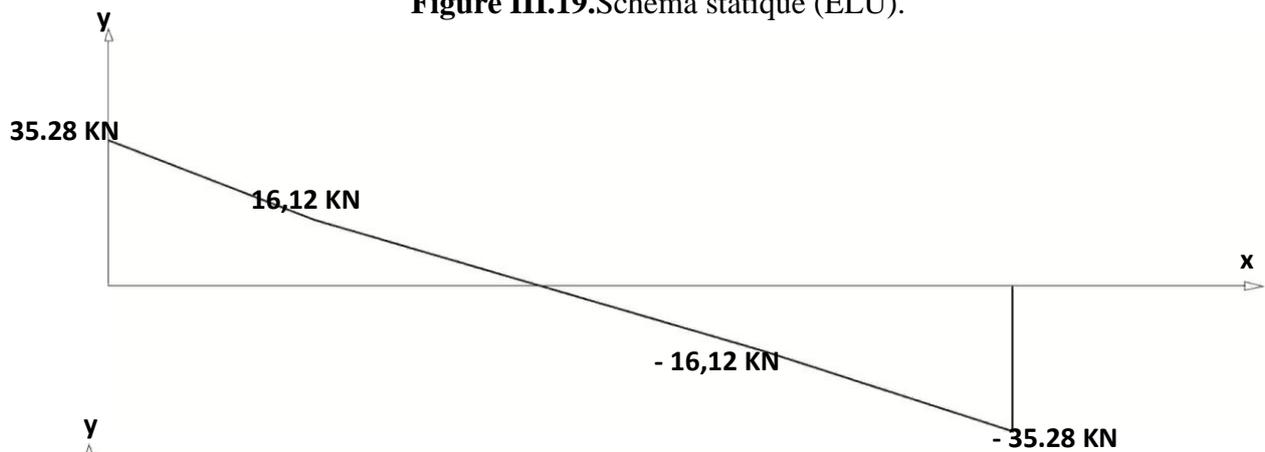


Figure III.20 diagramme des efforts

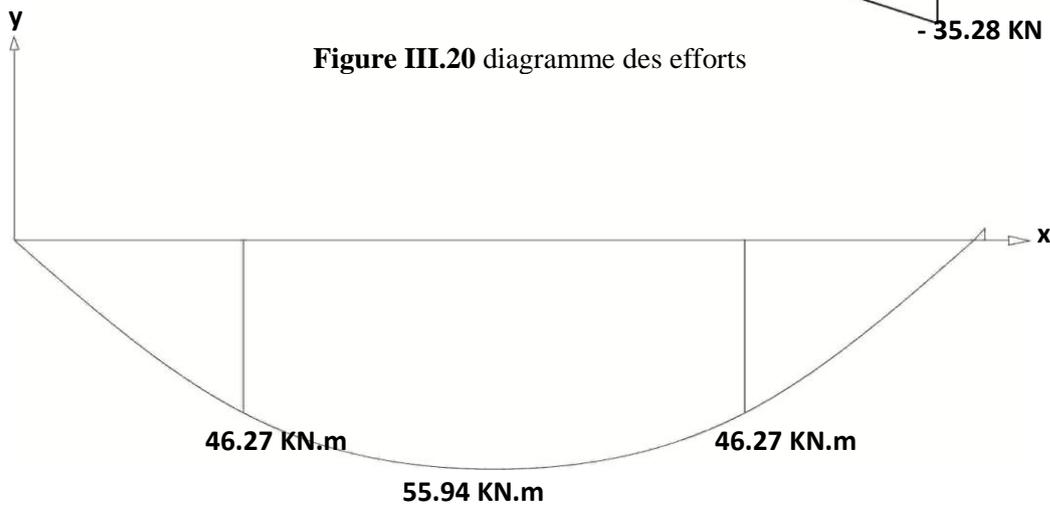


Figure III.21 diagramme des des moments fléchissant

$$M_{\max} = 55,94 \text{ kN.m}$$

$$D'où : M_T = 0,85 \times 55,94 = 47,55 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times 55,94 = 22,38 \text{ kN.m}$$

| Distance | Distance Schéma | statique Effort tranchant (T) | Moment fléchissant |
|-----------------------|-----------------|---|---|
| $0 \leq x \leq 1,8$ | | $T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x$ $x=0 \Rightarrow T(x) = 25,30 \text{ KN}$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 11,60 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} x^2 / 2$ $M(0) = 0$ $M(1,8) = 33,21 \text{ KN.m}$ |
| $1,8 \leq x \leq 4,2$ | | $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_{u2} - q_{u1}(x-1,8)$ $x=1,8 \Rightarrow T(x) = 11,60 \text{ KN}$ $x=4,2 \Rightarrow T = -11,60 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A x - q_{u2} \cdot 1,8(x-0,9) - q_{u1}(0,9)^2$ $M(1,8) = 3,21 \text{ KN.m}$ $M(4,2) = 3,21 \text{ KN.m}$ |
| $4,2 \leq x \leq 6$ | | $T(x) = R_A - 1,8 \cdot q_1 - q_2 \cdot 2,4 - 10,65(-x-4,2)$ $x=4,2 \Rightarrow T(x) = -11,61 \text{ KN}$ $x=6 \Rightarrow T = -25,31 \text{ KN}$ | $M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \cdot 1,8(x-0,9) - q_{u1}(2,4)(x-3) - q_{u1}(x-4,2/2)^2$ $M(4,2) = 33,21 \text{ KN.m}$ $M(6) = 0 \text{ KN.m}$ |

6.2. Calcul du moment maximal E.L.S :

$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = 70,59 \text{ KN}$

$\sum M = 0 \Rightarrow R_A \cdot 6 - (10,65 \times 1,8 \times 5,1) - (13,43 \times 2,4 \times 3) - (10,65 \times 1,8 \times 0,9)$

$R_A = R_B = 35,29 \text{ KN}$

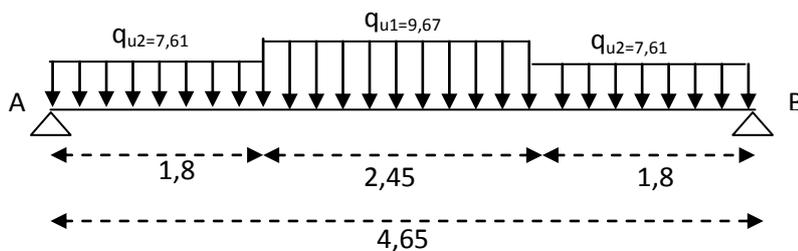


Figure III.22 Schéma statique

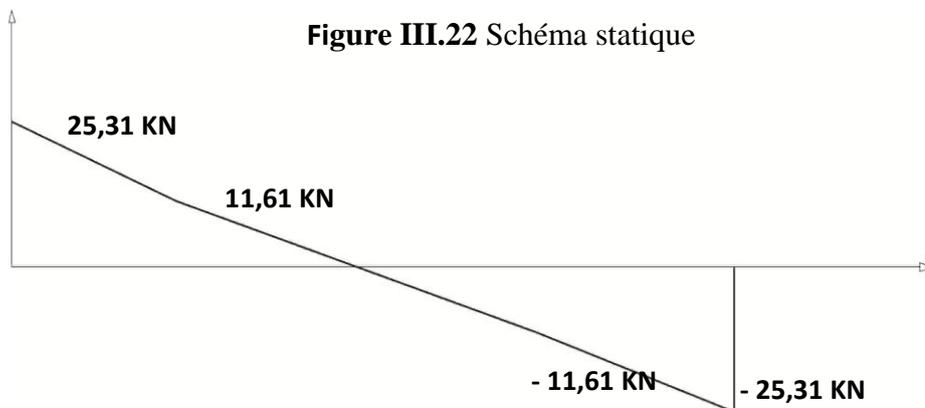


Figure III.23 diagramme des efforts

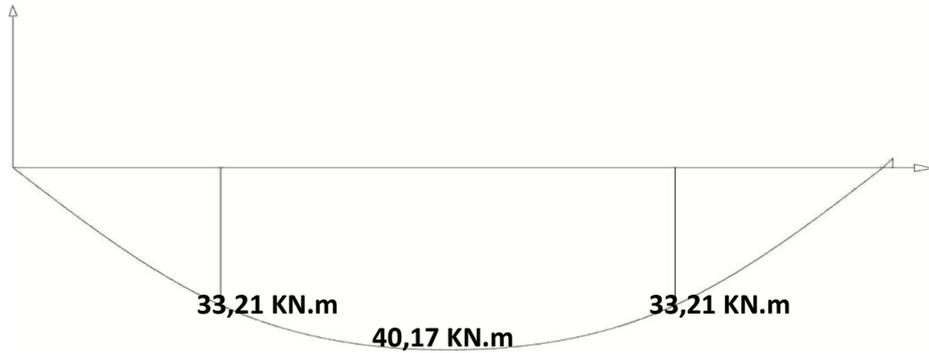


Figure III.24 diagramme des moments

$$M_{\max} = 55,94 \text{ KN.m}$$

$$D'o\grave{u} : M_T = 0,85 \times 55,94 = 40,17 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times 55,94 = 22,38 \text{ KN.m}$$

6.3. Le Ferrailage:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

| Caractéristique | h:travée=12cm h:appui=15cm | b=100cm | Fe=400 | $\sigma_s=348\text{Mpa}$ | $d_{\text{travée}}=0,9.h=10,8\text{cm}$ $d_{\text{appui}}=0,9.h=13,5\text{cm}$ | | |
|-----------------|-------------------------------|---------|--------|-------------------------------|---|--|--|
| // | M(KN.m) | μ | Z | $A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{ad}}(\text{cm})$ | $A_r(\text{répartition})=A_{\text{ad}}/4(\text{cm})$ | |
| Travée | 47,55 | 0,288 | 8,91 | 15,35 | 8T16/ml =16.08cm ² $S_t=15\text{cm}$ | 4,02 | 4T12/ml =4,52cm ² $S_t=25\text{cm}$ |
| Appuis | 22,38 | 0,086 | 12,89 | 4,98 | 7T10/ml =5.5cm ² $S_t=15\text{cm}$ | 1,38 | 4T12/ml =4,52cm ² $S_t=25\text{cm}$ |

6.4.1- Vérifications de volée :

| Condition | Vérification | |
|---|---|---|
| Condition de non fragilité | En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=1,30\text{cm}^2$ | $A=16,08\text{cm}^2$ $A > A_{\min}$ Vérifiée |
| Justification vis à vis de l'effort tranchant | $\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{35,29 \times 10}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,33\text{MPa}$ $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{1,5}, 5\text{Mpa}\right) = 3,25\text{Mpa}$ | $\tau_u < \bar{\tau}$ Vérifiée |

6.4.2-Vérification des contraintes à l'E.L.S:

| | M (KN.m) | As cm ² /ml | Position de l'axe neutre Y (cm) | moment d'inertie I (cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ _{bc} (MPa) | verification |
|-----------|----------|------------------------|---|---|--|---|---|
| En travée | 34,14 | 10 | $\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$ $50y^2 + 15,42y - 1665,36 = 0$ $y = 8,86\text{cm}$ | $\frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 =$ $I = 23763,90\text{cm}^2$ | $\frac{M_{tser}}{I} \times Y =$ $\frac{34,14 \times 10^3}{23763,90} \times 8,86$ $\sigma = 2,73\text{MPa}$ | $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ $\bar{\sigma} = 15\text{Mpa}$ | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée |
| En appui | 16,07 | 3,53 | $\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$ $50y^2 + 52,95y - 144,82 = 0$ $y = 3,29\text{cm}$ | $\frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 =$ $I = 6706,77\text{cm}^2$ | $\frac{M_{aser}}{I} \times Y =$ $\frac{16,07 \times 10^3}{6706,77} \times 8,86$ $\sigma = 7,88\text{MPa}$ | $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$ $\bar{\sigma} = 15\text{Mpa}$ | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée |

7.4. Etude de La poutre palière :

7.4.1 Dimensionnement:

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{253}{15} < h < \frac{253}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm} \\ 0,3h < b < 0,7h \Rightarrow 0,3 \times 27 < b < 0,7 \times 27 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{array} \right.$$

- o Vérification des conditions sur RPA :
 - h = 30 cm ≥ 30 cm
 - b = 30 cm ≥ 20 cm
 - h/b = 1 < 4

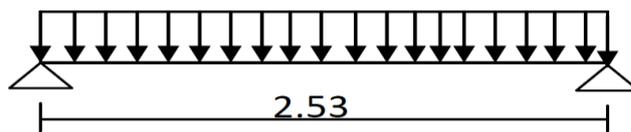


Figure III.25. Schéma statique de la poutre palière l'escalier

Charge supportée par la poutre:

Poids propre de la poutre:

- G = 0,3 × 0,3 × 25 = 2,25 KN/m
- Q = 2,5 × 0,3 = 0,75

2,5 = surcharge de escalier .

$q_u = 1,35(2,25) + 1,5(0,75) + 10,65 = 14,81\text{KN/ml}$

$q_{ser} = 2,25 + 0,75 + 7,61 = 10,61\text{KN/ml}$

10,65 : les efforts transmis par palier à ELU

7,61: les efforts transmis par palier à ELS

6.4.2 Calcul des sollicitations à l'E.L.U:

| | Effort tranchant (T) | Moment fléchissant (M) | Moment en travée | Moment en appui |
|-------|---|--|----------------------------|-------------------------|
| E.L.U | $T = \frac{q_u \times l}{2}$ = 18,73KN | $M = \frac{q_u \times l^2}{8}$ = 11,84 KN.m | Mt = 0,85.M0 =10,06KN.m | Ma=0,5.M0 =5,92KN.m. |
| E.L.U | $T = \frac{q_u \times l}{2}$ = 13,42KN | $M = \frac{q_u \times l^2}{8}$ = 8,48KN.m | Mt = 0,85.M0 =7,20KN.m | Ma=0,5.M0 =4,24KN.m. |

6.4.3 Le Ferrailage:

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ;$$

-Vérifications:

➤ Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL91modifiés 99) :

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,23 \times b \times d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \\ f_{ed} = 400 \text{Mpa} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 0.23 (30 \times 27) \times 2.1 / 400 = 0.97 \text{ cm}^2$$

En travée: 1,08 > 0,97cm²

En appuis: 0,51 < 0,97cm²Condition vérifiée

Vérification de la contrainte de compression du béton:

| | | | | | |
|-----------------|----------|----------|-----------------|-------------|-------------------------|
| Caractéristique | h = 30cm | b = 30cm | d = 0,9h = 27cm | Fe = 400Mpa | σ _s = 348Mpa |
|-----------------|----------|----------|-----------------|-------------|-------------------------|

| | M (KN.m) | μ | Z | A _{cal} (cm ²) | A _{adopté} (cm ²) |
|-----------|----------|-------|-------|-------------------------------------|--|
| En travée | 10,06 | 0,032 | 26,56 | 1,08 | 1,13 soit 3T12 |
| En appui | 5,92 | 0,019 | 26,74 | 0,51 | soit 3T12 |

- Vérification de La flèche :

| | | | |
|-----------------|--|----------------------|---|
| Caractéristique | $A_{stravée}=1,08^2$ $A_{sappui}=0,51\text{cm}^2$ | $d=0,9h=27\text{cm}$ | $M_{stravée}=7,20\text{KN.M}$ $M_{sappui}=4,24\text{KN.m}$ |
|-----------------|--|----------------------|---|

| | Position de l'axe neutre | moment d'inertie | σ_{bc} | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Vérification |
|-----------|---|--|--|--|---|
| En travée | $\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$ $15y^2 + 16,2y = 0$ $Y=4,89\text{ cm}$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15(As(d - y)^2)$ $= 9081,54\text{cm}^4$ | $\frac{M_{ser}}{I} \times y =$ $\frac{7,20 \times 10^3}{9081,54} \times 4,89$ $= 3,87\text{Mpa}$ | $0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$ $= 15\text{MPa}$ | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ c.v |
| En appui | $\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d - y) = 0$ $15y^2 + 7,65y = 0$ $Y=4,89\text{ cm}$ | $I = \frac{b}{3}y^3 + 15(As(d - y)^2)$ $= 9081,54\text{cm}^4$ | $\frac{M_{ser}}{I} \times y =$ $\frac{4,24 \times 10^3}{9081,54} \times 4,89$ $= 2,28\text{Mpa}$ | $0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$ $= 15\text{MPa}$ | $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ c.v |

-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d}$$

$$T_U = \frac{q \cdot L}{2} = 81,07\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{81,07 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,17\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2f_{c28}/1,5 ; 5\text{Mpa}) = 3,33\text{ MPa} \Leftrightarrow \bar{\tau}_u > \tau \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

-Armatures transversales At:

| Diamètre des armatures At | Espacement St | Ancrage des armatures tendues |
|--|---|--|
| $\phi_t < \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l)$ $= \text{Min}(8,57 ; 30 ; 10)$ $\phi_t = 8\text{mm}$ | $S_t < \min(0,9d ; 40\text{ cm})$ $= (24,3 ; 40)$ D'après le R.P.A 99 (version 2003) <ul style="list-style-type: none"> Zone nodale $S_t < \min(15\text{cm}, 10\phi)$ On prend $S_t = 10\text{cm}$ Zone courante $S_t \leq 15\phi$ On prend $S_t = 10\text{cm}$ | $\tau_s = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}$ $= 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$ <ul style="list-style-type: none"> La longueur de scellement droit l_s: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{ cm}$ On prévoit une courbe égale à $r = 5,5\phi = 6,6\text{cm}$ $L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0,6 \times 6,6) = 16,8\text{cm}$ $L_1 = \frac{L_s - 2,19r}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8r}{1,87} = 5,92\text{cm}$ |

- Conclusion de ferrailage :

| | | As(mL°) | S _t (cm) |
|-------------------------|--------|---------|---------------------|
| Armature longitudinal | travée | 8T16 | 15 |
| | appuie | 7T10 | 15 |
| Armature de répartition | travée | 4T10 | 25 |
| | appuie | 4T12 | 25 |

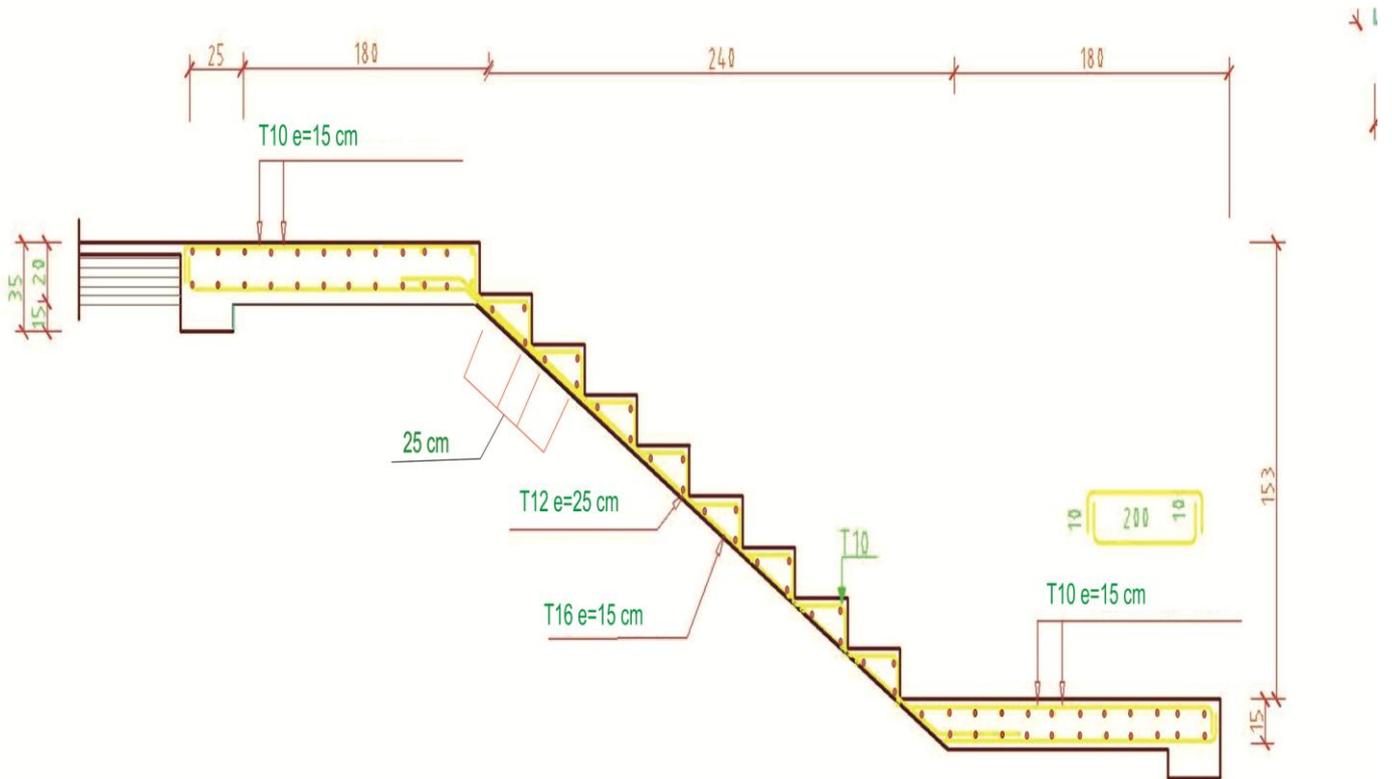
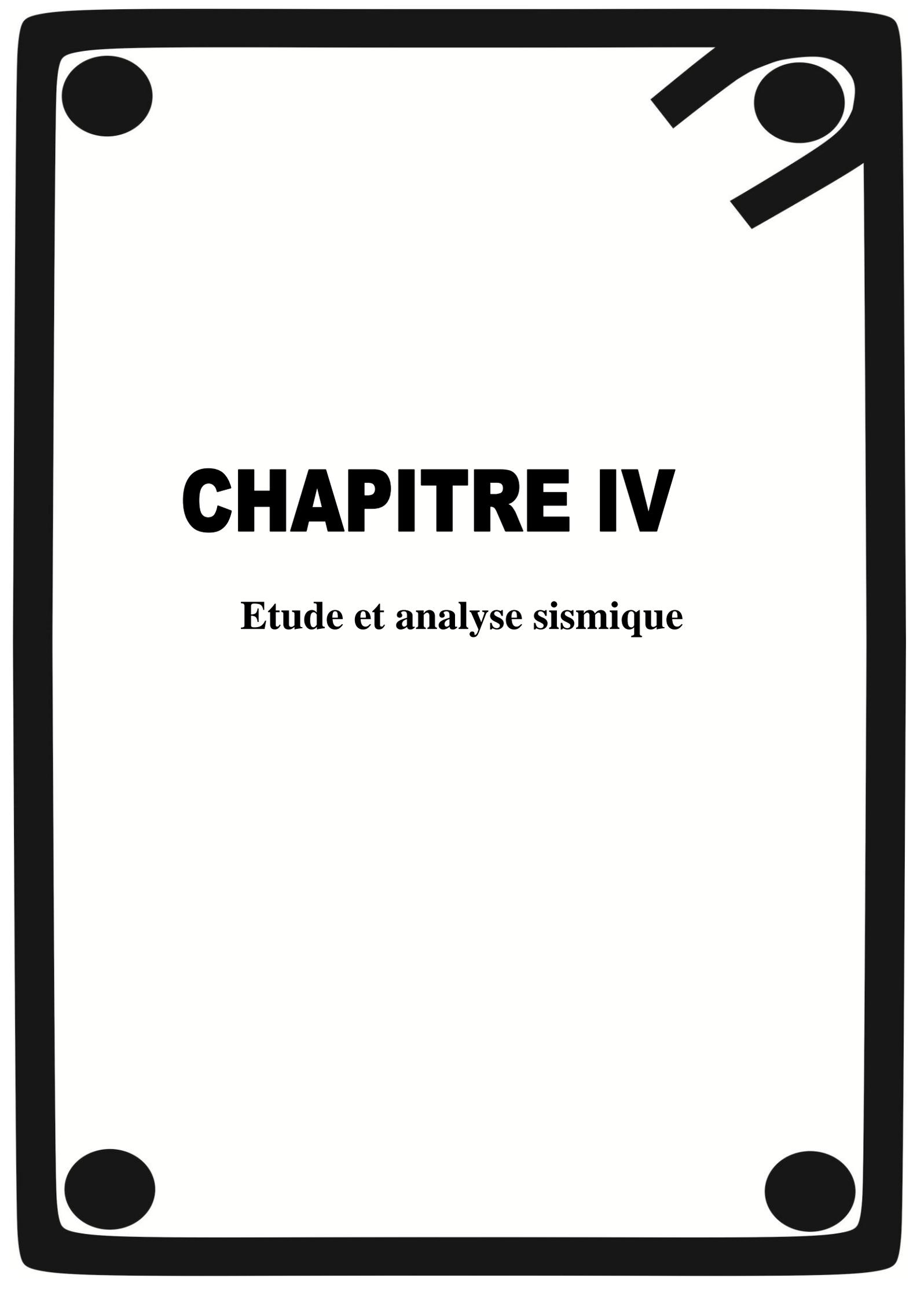


Figure III.23 schéma de ferrailage de escalier et poutre palière

Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le ferrailage minimal des éléments non structuraux (acrotère, balcon, escalier) à partir des règles connues



CHAPITRE IV

Etude et analyse sismique

IV.1.Introduction :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

IV. 2. les méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le (RPA ,1999). Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1 La méthode statique équivalente :

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Conditions d'applications :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone I : Tous groupes
 - Zone II : Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.2.2 La méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

a) Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- 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 repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \geq 0.20 \text{ sec}$$

où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode K.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1 Les Zones de sismiques :

Afin de pouvoir établir un dimensionnement suivant les probabilités d'occurrence sismique, il a été établi par la réglementation parasismique un zonage de sismicité classifiant les différentes zones de l'Algérie où les règles parasismiques RPA sont applicables

ZONE 0 : sismicité négligeable.

ZONE I : sismicité faible.

ZONE II_a : sismicité moyenne.

ZONE II_b : sismicité moyenne

ZONE III : sismicité élevée.

IV. 3.2 La classification des ouvrages :

se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance.

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur est 33.66 m(ne dépasse pas 48m).

- (Groupe d'usage 2)
- zone sismique II_a (MILA)
- le site de sole S3

Le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale** du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99.

Présentation de logiciel ROBOT :

Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux noeuds ayant six degrés de liberté par noeud.
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre noeuds.
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Présentation de la structure en 3D :

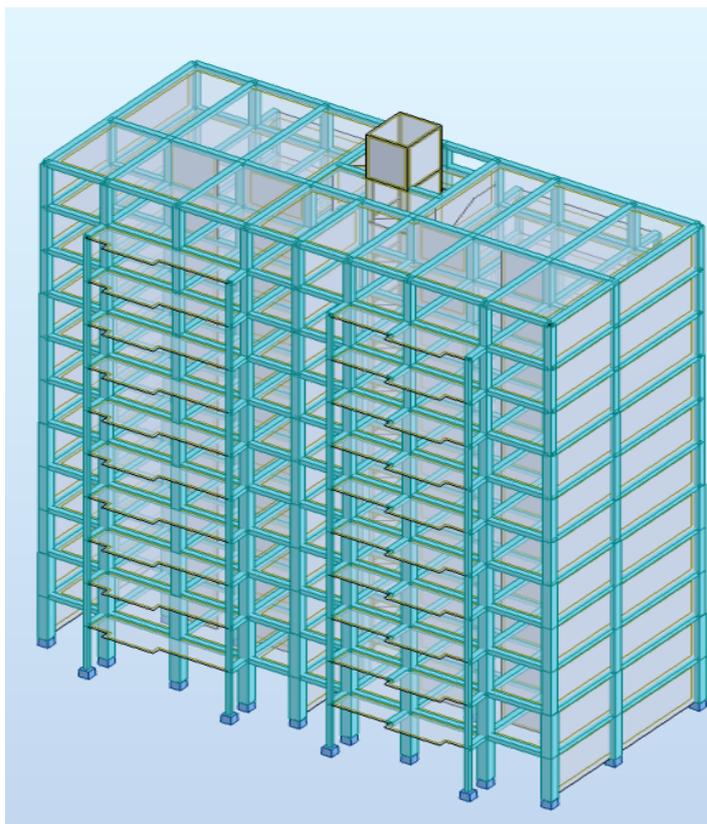


Figure IV.1 : Vue en 3D de la modélisation de la structure avec le logiciel ROBOT

La disposition des voiles :

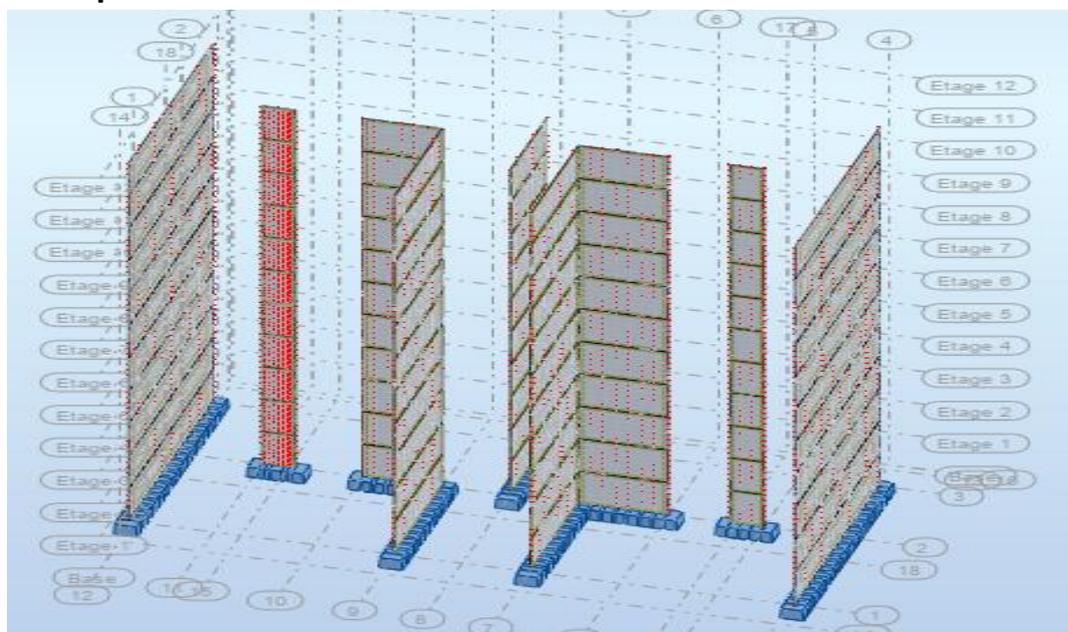


Figure IV.2 : Vue en 3D de la distribution des voiles

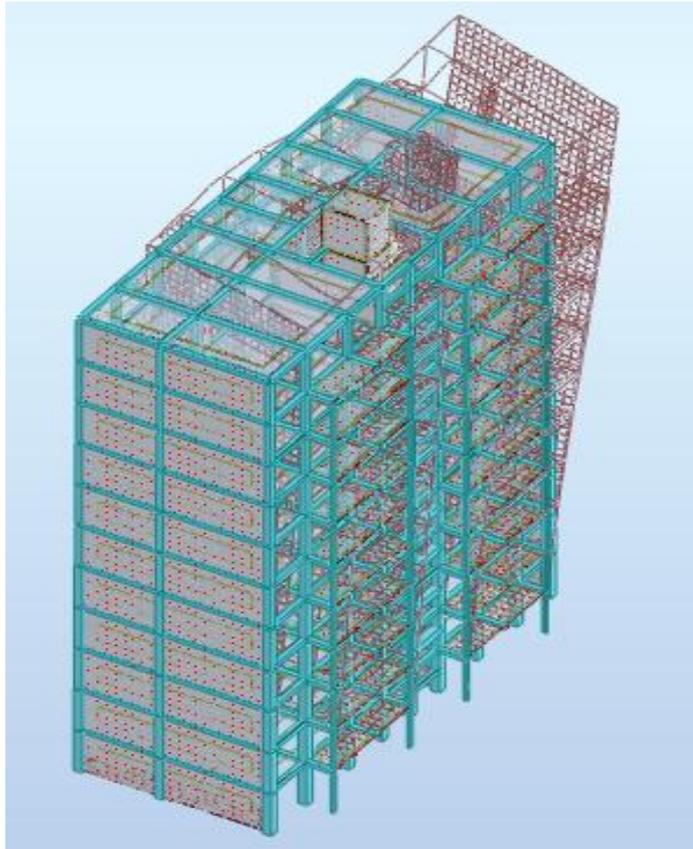


Figure IV.3 : première Mode

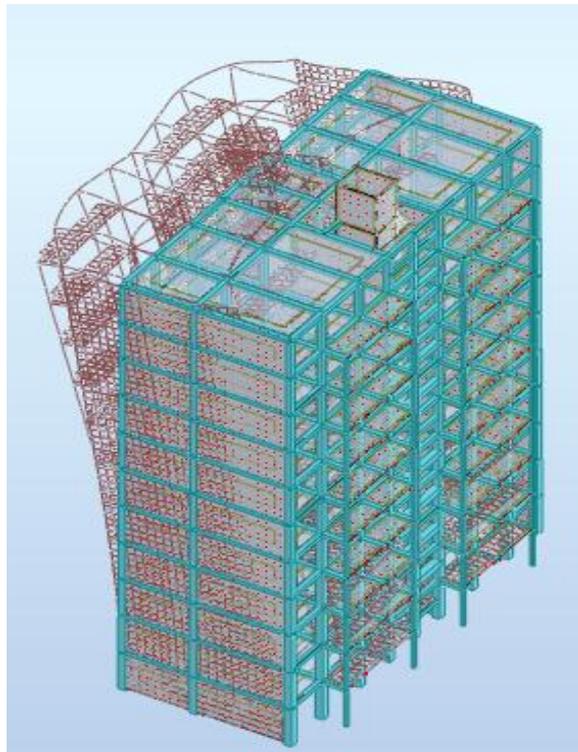


Figure IV.4 : deuxième Mode

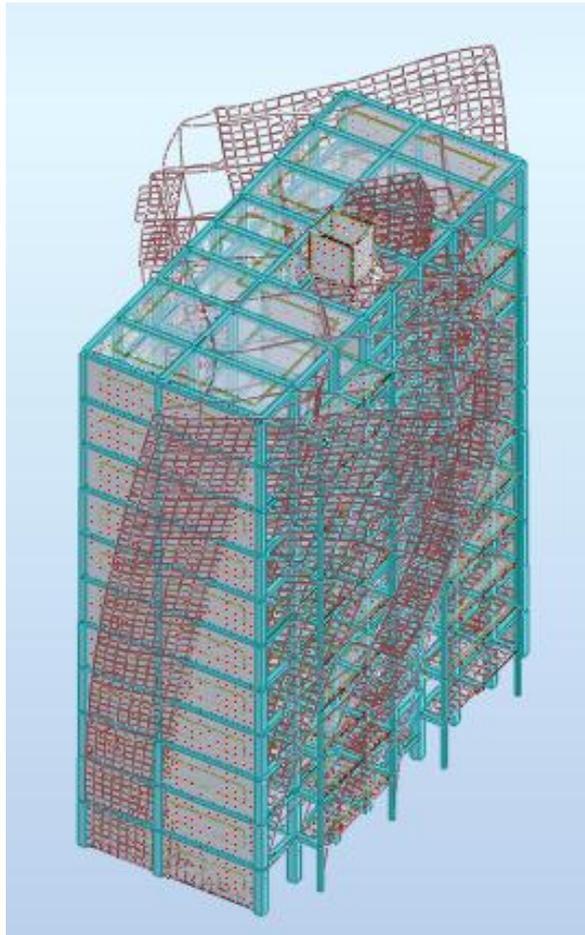


Figure IV.5 : troisième Mode

| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
|---------------|---------------|------------|
| Translation x | Translation y | Rotation z |

Tableau IV.1 : le comportement des trois premiers modes

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1 | 1,17 | 0,86 | 66,88 | 0,00 | 0,00 | 66,88 | 0,00 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 2 | 1,74 | 0,57 | 66,91 | 63,06 | 0,00 | 0,02 | 63,06 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 3 | 1,87 | 0,54 | 69,75 | 63,41 | 0,00 | 2,84 | 0,35 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 4 | 2,82 | 0,35 | 73,68 | 63,42 | 0,00 | 3,94 | 0,01 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 5 | 3,02 | 0,33 | 76,59 | 63,49 | 0,00 | 2,91 | 0,07 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 6 | 3,11 | 0,32 | 76,77 | 64,17 | 0,00 | 0,17 | 0,68 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 7 | 3,68 | 0,27 | 77,15 | 66,18 | 0,00 | 0,39 | 2,01 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 8 | 3,79 | 0,26 | 77,27 | 75,09 | 0,00 | 0,12 | 8,91 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 9 | 3,97 | 0,25 | 77,32 | 75,09 | 0,00 | 0,05 | 0,00 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |
| 3/ 10 | 4,17 | 0,24 | 77,72 | 75,09 | 0,00 | 0,40 | 0,00 | 0,00 | 3844581,58 | 3844581,58 | 1842452,60 |

Figure IV.6 : Période et taux de participation.

IV. 4. Période fondamentale théorique :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- une période fondamentale T numérique = 0.86 s
- une période empirique T empirique = 0.698 s.

D'après **RPA99 (Art 4.2.4.4)**, il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

$$1.3 \times 0.689 = 0.9 \text{ s} > T \text{ numérique (dynamique)} = 0.86 \text{ s CV}$$

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] |
|----------|----------------|---------------|
| 3/ 1 | 1,17 | 0,86 |
| 3/ 2 | 1,74 | 0,57 |
| 3/ 3 | 1,87 | 0,54 |
| 3/ 4 | 2,82 | 0,35 |
| 3/ 5 | 3,02 | 0,33 |
| 3/ 6 | 3,11 | 0,32 |
| 3/ 7 | 3,68 | 0,27 |
| 3/ 8 | 3,79 | 0,26 |
| 3/ 9 | 3,97 | 0,25 |
| 3/ 10 | 4,17 | 0,24 |

Figure IV.7 : Les fréquences et les périodes

IV. 5. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\text{Zone sismique IIa et groupe d'usage 2} \rightarrow A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4.6)}$$

$$T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{RPA99 (Formule 4.7)}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant.

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|-------|
| 1 | Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau IV.2 : valeurs du coefficient C_T

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

| Site | S_1 | S_2 | S_3 | S_4 |
|--------------|-------|-------|-------|-------|
| $T_{1(sec)}$ | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 |
| $T_{2(sec)}$ | 0,30 | 0,40 | 0,50 | 0,70 |

Tableau IV.3: Valeurs de T_1 et T_2

$$T_1 = 0.15 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ sec} \leq T = \mathbf{0.7 \text{ sec}} \leq 3 \text{ sec}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,76 \geq 0.7$

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

| Remplissage | Portiques | | Voiles ou murs |
|-------------|------------|-------|-----------------------|
| | Béton armé | Acier | Béton armé/maçonnerie |
| Léger | 6 | 4 | 10 |
| Dense | 7 | 5 | |

Tableau IV.4: Valeurs de ξ

$$\xi = 10 \% \rightarrow \eta = 0.76$$

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du **RPA99/Version 2003** en fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on a un système contreventé par des voiles.

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Q : facteur de qualité = $1 + \sum_1^5 P_q$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4

| Critère q » | P _q | |
|--|----------------|-----------|
| | Observé | N/observé |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,10 |

Tableau IV.5: Valeurs de pénalités P_q

Q = 1.20

W : poids total de la structure :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

E : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

| Cas | Type d'ouvrage | β |
|-----|---|------|
| 1 | Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés | 0,20 |
| 2 | Bâtiments recevant du public temporairement : | |
| | - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. | 0,30 |
| | - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises | 0,40 |
| 3 | Entrepôts, hangars | 0,50 |
| 4 | Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés | 1,00 |
| 5 | Autres locaux non visés ci-dessus | 0,60 |

β = 0.20

Tableau IV.6: Valeurs de coefficient de pondération β

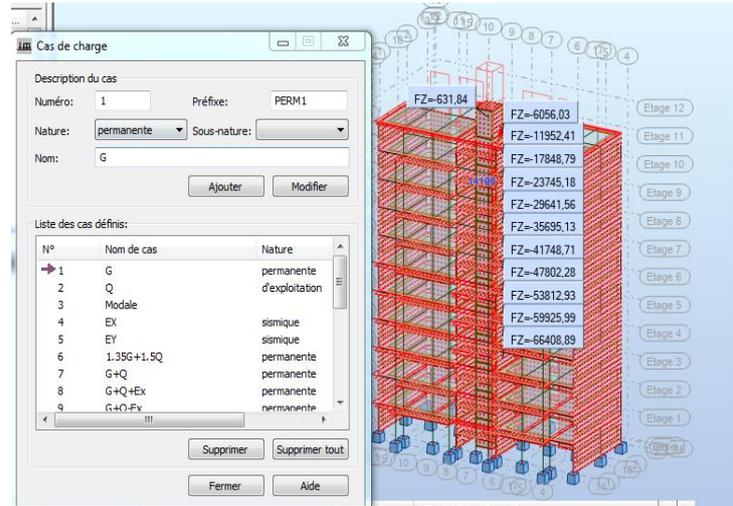
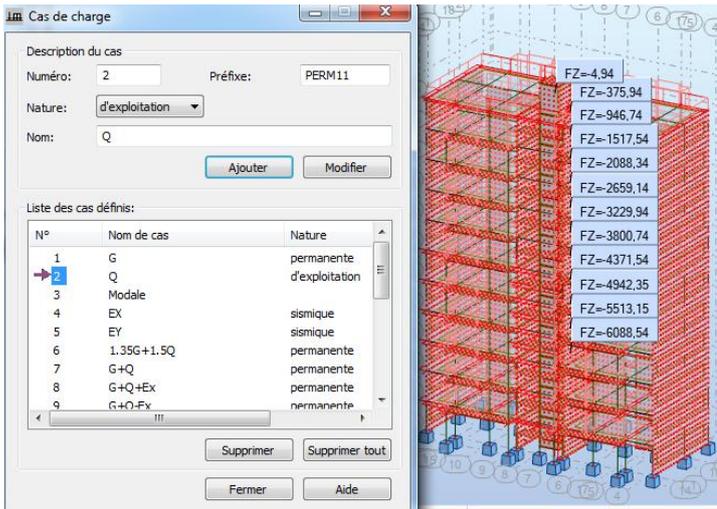


Figure IV.8 : valeur des charges d'exploitation

Figure IV.9 : valeur des charges permanente

On peut donc calculer le poids total de la structure :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W_T = 66408.89 + (0.2 \times 6088.45) = 67626.58 \text{ KN}$$

$$T = CT h_N^{3/4} \quad CT = 0.05 \rightarrow h_N = 33.66 \text{ m} \rightarrow T = \mathbf{0.698 \text{ sec}}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

D : est la dimension du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} D_x = 30,4 \text{ m} \\ D_y = 34,85 \text{ m} \\ T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 33,66}{\sqrt{30,4}} = \mathbf{0,54 \text{ s}} \\ T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 33,66}{\sqrt{34,85}} = \mathbf{0,51 \text{ s}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x ; T) = \min(0,54 ; 0,69) = 0,54 \text{ s} \\ T_y = \min(T_y ; T) = \min(0,51 ; 0,69) = 0,51 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,54}\right)^{2/3} = 1,8 \\ D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,51}\right)^{2/3} = 1,9 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1,3 \times 0,54 = 0,7 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times 0,51 = 0,66 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.20}{5} \times 67626.58 = \mathbf{4382,2 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.20}{5} \times 67626.58 = \mathbf{4625,65 \text{ KN}}$$

IV. 6 La force sismique $V_{\text{dynamique}}$ a la base :

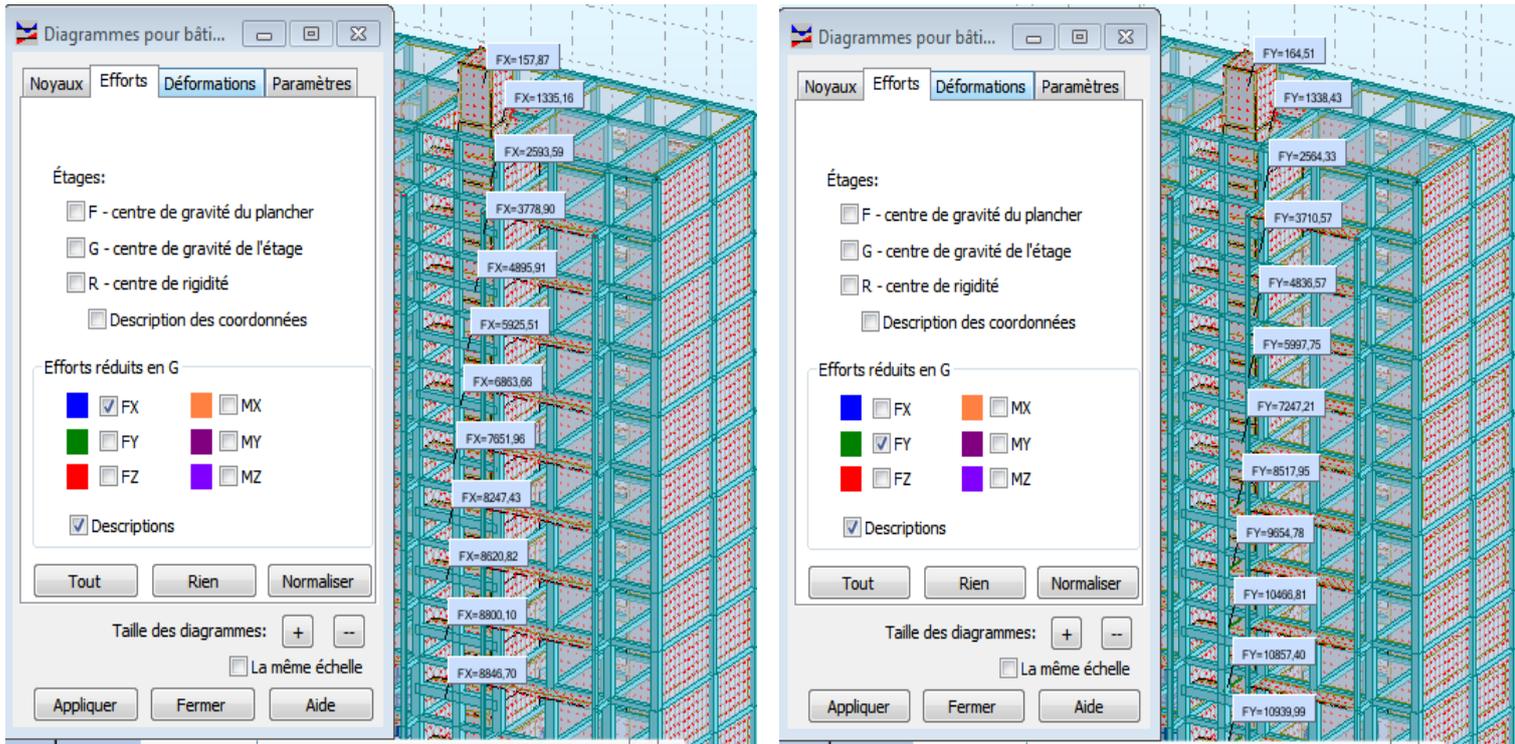


Figure IV.10 : valeur des charges sismique

| Direction | 0.8 Vstatique (KN) | Vdynamique (KN) | Constataion |
|-----------|--------------------|-----------------|-------------------|
| Sens x | 3505,76 | 8846 | Condition vérifié |
| Sens y | 3700,52 | 10939.99 | Condition vérifié |

IV. 7 Centre de masse et centre de torsion :

| Plancher | X_G | Y_G | X_R | Y_R |
|------------------------|-------|-------|-------|-------|
| RDC | 12,54 | 5,61 | 12,38 | 5,63 |
| 1 ^{er} Etage | 12,55 | 5,59 | 12,38 | 5,63 |
| 2 ^{er} Etage | 12,52 | 5,6 | 12,38 | 5,64 |
| 3 ^{er} Etage | 12,55 | 5,59 | 12,38 | 5,63 |
| 4 ^{er} Etage | 12,55 | 5,59 | 12,38 | 5,63 |
| 5 ^{er} Etage | 12,55 | 5,6 | 12,38 | 5,63 |
| 6 ^{er} Etage | 12,55 | 5,61 | 12,38 | 5,63 |
| 7 ^{er} Etage | 12,55 | 5,61 | 12,38 | 5,63 |
| 8 ^{er} Etage | 12,55 | 5,62 | 12,38 | 5,64 |
| 9 ^{er} Etage | 12,55 | 5,62 | 12,38 | 5,64 |
| 10 ^{er} Etage | 12,55 | 5,64 | 12,38 | 5,63 |
| 11 ^{er} Etage | 12,56 | 3 | 12,39 | 3 |

Tableau IV.8: les coordonne de Centre de masse et centre de torsion

- Les coordonnées de centre de masse G (x,y,z) apparaissent sur la quatrième colonne
- Les coordonnées de centre de torsion R (x,y,z) apparaissent sur la cinquième colonne

IV. 8 Calcul de l'excentricité :

L'excentricité théorique : $e_x = |X_G - X_R|$; $e_y = |Y_G - Y_R|$

| Plancher | X_G | Y_G | X_R | Y_R | e_x | e_y |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| RDC | 12,54 | 5.61 | 12,38 | 5,63 | 0.16 | 0,02 |
| 1^{er} Etage | 12,55 | 5.59 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.04 |
| 2^{er} Etage | 12,54 | 5,60 | 12,38 | 5,64 | 0.16 | 0.04 |
| 3^{er} Etage | 12,55 | 5,59 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.04 |
| 4^{er} Etage | 12,55 | 5,59 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.04 |
| 5^{er} Etage | 12,55 | 5,60 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.03 |
| 6^{er} Etage | 12,55 | 5,61 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.02 |
| 7^{er} Etage | 12,55 | 5,61 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.02 |
| 8^{er} Etage | 12,55 | 5,62 | 12,38 | 5,64 | 0.17 | 0.02 |
| 9^{er} Etage | 12,55 | 5,62 | 12,38 | 5,64 | 0.17 | 0.02 |
| 10 Etage | 12,55 | 5,64 | 12,38 | 5,63 | 0.17 | 0.02 |
| 11^{er} Etage | 12,56 | 3 | 12,38 | 3 | 0.18 | 0.00 |

Tableau IV. 9: les valeurs de l'excentricité

IV. 9 L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

$$L_{y_{max}} = 13.3m \quad ; \quad L_{x_{max}} = 24.56m$$

IV. 10 Les déplacements :

| Plancher | L'excentricité théorique | | L'excentricité accidentelle | | $e_{theorique} < e_{acc}$ |
|-------------------------------|--------------------------|------|-----------------------------|-------|---------------------------|
| RDC | 0.16 | 0,02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 1^{eme} Etage | 0.17 | 0.04 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 2^{eme} Etage | 0.16 | 0.04 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 3^{eme} Etage | 0.17 | 0.04 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 4^{eme} Etage | 0.17 | 0.04 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 5^{eme} Etage | 0.17 | 0.03 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 6^{eme} Etage | 0.17 | 0.02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 7^{eme} Etage | 0.17 | 0.02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 8^{eme} Etage | 0.17 | 0.02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 9^{eme} Etage | 0.17 | 0.02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 10^{eme} Etage | 0.17 | 0.02 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |
| 11^{eme} Etage | 0.18 | 0.00 | 1,228 | 0,665 | Condition vérifié |

Tableau IV. 10: comparaison entre l'excentricité théorique et accidentelle

| Cas/Etage | Max UX [cm] | Max UY [cm] |
|-----------|-------------|-------------|
| 4/ 1 | 0,5 | 0,5 |
| 4/ 2 | 1,5 | 1,3 |
| 4/ 3 | 2,8 | 2,3 |
| 4/ 4 | 4,3 | 3,2 |
| 4/ 5 | 5,8 | 4,1 |
| 4/ 6 | 7,5 | 5,4 |
| 4/ 7 | 9,0 | 6,8 |
| 4/ 8 | 10,5 | 8,2 |
| 4/ 9 | 11,9 | 9,5 |
| 4/ 10 | 13,0 | 10,8 |
| 4/ 11 | 13,6 | 12,0 |
| 4/ 12 | 13,2 | 13,2 |

Figure IV.11: les valeur de déplacement selon deux axes UX/UY en cm

Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit $\delta_k =$

$$R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le règlement parasismique algérien « RPA 99 version 2003 » impose un déplacement admissible qui de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage. Pour notre cas soit égale a 0.0306 pour tout les étages, comme est indiquer dans la dernière colonne du tableau précédant.

A partir de l'analyse des résultats de déplacement horizontal calculé pour chaque niveau de la structure et suivant les deux directions on constate :

Les déplacements horizontal de chaque niveau dans la direction x sont plus grande que celle de la direction y, qui peut être justifie par le système de contreventement que nous avons dispose que dans la direction y, qui rigidifie la structure et induit des faible déplacements dans cette direction. Par contre dans la direction x la structure est plus souple qui conduit a des grandes valeurs de déplacements, même il dépasser la valeur admissible comme le cas pour le 1^{er} Etage.

| | Ux(m) | δ_k | $\Delta k(m)$ | Uy(m) | δ_k | $\Delta k(m)$ |
|-----------|-------|------------|---------------|-------|------------|---------------|
| RDC | 0,005 | 0,025 | 0,005 | 0,005 | 0,025 | 0,005 |
| 1er Etage | 0,015 | 0,075 | 0,010 | 0,013 | 0,065 | 0,008 |
| 2e Etage | 0,028 | 0,14 | 0,013 | 0,023 | 0,115 | 0,01 |
| 3e Etage | 0,043 | 0,215 | 0,015 | 0,032 | 0,16 | 0,009 |
| 4e Etage | 0,058 | 0,29 | 0,015 | 0,041 | 0,205 | 0,009 |
| 5e Etage | 0,075 | 0,375 | 0,017 | 0,054 | 0,27 | 0,013 |
| 6e Etage | 0,09 | 0,45 | 0,015 | 0,068 | 0,34 | 0,014 |
| 7e Etage | 0,105 | 0,525 | 0,015 | 0,082 | 0,41 | 0,014 |

| | | | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 8e Etage | 0,119 | 0,595 | 0,014 | 0,095 | 0,475 | 0,013 |
| 9e Etage | 0,13 | 0,65 | 0,011 | 0,108 | 0,54 | 0,013 |
| 10e Etage | 0,136 | 0,68 | 0,006 | 0,12 | 0,6 | 0,012 |

IV. 11. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

Vérification au renversement :

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique ; Avec :

F_k : La somme des forces sismique a chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé an compte le poids totale de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifie : $\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$

Sens x :

| Plancher | W_k (KN) | B_i (m) | $W_k \times B_i$ | F_{kx} (KN) | h_k (m) | $F_{kx} \times h_k$ |
|-------------------------|------------|----------------------|--------------------|---------------|----------------------|---------------------|
| RDC | 632,828 | 12,54 | 7935,66312 | 126,33 | 3,06 | 386,5698 |
| 1 ^{er} Etage | 6131,218 | 12,55 | 76946,7859 | 370,64 | 3,06 | 1134,1584 |
| 2 ^{eme} Etage | 12141,75 | 12,54 | 152257,545 | 6616,92 | 3,06 | 20247,775 |
| 3 ^{eme} Etage | 18152,3 | 12,55 | 227811,365 | 839,79 | 3,06 | 2569,7574 |
| 4 ^{eme} Etage | 24162,84 | 12,55 | 303243,642 | 981,67 | 3,06 | 3003,9102 |
| 5 ^{eme} Etage | 30173,38 | 12,55 | 378675,919 | 1039,87 | 3,06 | 3182,0022 |
| 6 ^{eme} Etage | 42141,11 | 12,55 | 528870,9305 | 1031,17 | 3,06 | 3155,3802 |
| 7 ^{eme} Etage | 42508,85 | 12,55 | 533486,0675 | 1035,64 | 3,06 | 3169,0584 |
| 8 ^{eme} Etage | 48676,58 | 12,55 | 610891,079 | 1061,24 | 3,06 | 3247,3944 |
| 9 ^{eme} Etage | 54801,4 | 12,55 | 687757,57 | 1132,85 | 3,06 | 3466,521 |
| 10 ^{eme} Etage | 61028,62 | 12,55 | 765909,181 | 1090,97 | 3,06 | 3338,3682 |
| 11 ^{eme} Etage | 67626,6 | 12,56 | 849390,096 | 130,31 | 3,06 | 398,7486 |
| | | $\sum W_k \cdot b_i$ | 5123175,844 | | $\sum F_k \cdot h_k$ | 47299,644 |

Tableau IV. 11: Le moment stabilisant et Le moment de renversement a le sens X

Sens y :

| Plancher | W_k (KN) | B_i (m) | $W_k \times B_i$ | F_{kx} (KN) | h_k (m) | $F_{kx} \times h_k$ |
|-------------------------|------------|----------------------|--------------------|---------------|----------------------|---------------------|
| RDC | 632,828 | 5,61 | 3550,16508 | 186,44 | 3,06 | 570,5064 |
| 1 ^{er} Etage | 6131,218 | 5,59 | 34273,50862 | 608,65 | 3,06 | 1862,469 |
| 2 ^{eme} Etage | 12141,75 | 5,6 | 67993,8 | 988,42 | 3,06 | 3024,5652 |
| 3 ^{eme} Etage | 18152,3 | 5,59 | 101471,357 | 1224,74 | 3,06 | 3747,7044 |
| 4 ^{eme} Etage | 24162,84 | 5,59 | 135070,2756 | 1281,5 | 3,06 | 3921,39 |
| 5 ^{eme} Etage | 30173,38 | 5,6 | 168970,928 | 1218,58 | 3,06 | 3728,8548 |
| 6 ^{eme} Etage | 42141,11 | 5,61 | 236411,6271 | 1122,65 | 3,06 | 3435,309 |
| 7 ^{eme} Etage | 42508,85 | 5,61 | 238474,6485 | 1089,7 | 3,06 | 3334,482 |
| 8 ^{eme} Etage | 48676,58 | 5,62 | 273562,3796 | 1105,61 | 3,06 | 3383,1666 |
| 9 ^{eme} Etage | 54801,4 | 5,62 | 307983,868 | 1168,36 | 3,06 | 3575,1816 |
| 10 ^{eme} Etage | 61028,62 | 5,64 | 344201,4168 | 1099,38 | 3,06 | 3364,1028 |
| 11 ^{eme} Etage | 67626,6 | 3 | 202879,8 | 153,254 | 3,06 | 468,95724 |
| | | $\sum W_k \cdot b_i$ | 2114843,774 | | $\sum F_k \cdot h_k$ | 34416,68904 |

Tableau IV. 12: Le moment stabilisant et Le moment de renversement a le sens Y

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$\frac{M_S = \sum W_k \cdot b_k}{M_R = \sum F_k \cdot h_k} > 1.5$$

Sens x :

| M_S | M_R | M_S/M_R | Constatation |
|-------------|-----------|-----------|--------------------------|
| 5123175,844 | 47299,644 | 108.31 | Condition vérifié |

Sens y:

| M_S | M_R | M_S/M_R | Constatation |
|-------------|-------------|-----------|--------------------------|
| 2114843,774 | 34416,68904 | 61.44 | Condition vérifié |

IV. 12 . JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_k \times \Delta k / V_k \times h_k \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

| | G étage | Q étage | Pk |
|-------------|----------|---------|-----------|
| RDC | 66408,89 | 6088,54 | 67626,598 |
| 1er Etage | 59925,99 | 5513,15 | 61028,62 |
| 2eme Etage | 53812,93 | 4942,35 | 54801,4 |
| 3eme Etage | 47802,28 | 4371,54 | 48676,588 |
| 4eme Etage | 41748,71 | 3800,74 | 42508,858 |
| 5eme Etage | 35695,13 | 3229,94 | 36341,118 |
| 6eme Etage | 29641,56 | 2659,14 | 30173,388 |
| 7eme Etage | 23745,18 | 2088,34 | 24162,848 |
| 8eme Etage | 17848,79 | 1517,54 | 18152,298 |
| 9eme Etage | 11952,41 | 946,74 | 12141,758 |
| 10eme Etage | 6056,03 | 375,94 | 6131,218 |
| 11eme Etage | 631,84 | 4,94 | 632,828 |

Tableau IV. 13: poids total de la structure

$\Delta k(m)$: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

H_k : hauteur de l'étage « k »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau " k " = $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Sens X :

| | pk | $\Delta k(m)$ | v_{ky} | h_k | θ |
|-------------|----------|---------------|----------|-------|----------|
| RDC | 67626,6 | 0,005 | 9457,42 | 3,06 | 0,012 |
| 1er Etage | 61028,62 | 0,01 | 9331,09 | 3,06 | 0,021 |
| 2ème Etage | 54801,4 | 0,013 | 8960,45 | 3,06 | 0,026 |
| 3ème Etage | 48676,59 | 0,015 | 8343,55 | 3,06 | 0,029 |
| 4ème Etage | 42508,86 | 0,015 | 7503,74 | 3,06 | 0,028 |
| 5ème Etage | 36341,12 | 0,017 | 6522,07 | 3,06 | 0,031 |
| 6ème Etage | 30173,39 | 0,015 | 5482,18 | 3,06 | 0,027 |
| 7ème Etage | 24162,85 | 0,015 | 4451,01 | 3,06 | 0,027 |
| 8ème Etage | 18152,3 | 0,014 | 3415,37 | 3,06 | 0,024 |
| 9ème Etage | 12141,76 | 0,011 | 2354,13 | 3,06 | 0,019 |
| 10ème Etage | 6131,218 | 0,006 | 1221,28 | 3,06 | 0,010 |

Sens Y :

| | pk | $\Delta k(m)$ | v_{ky} | h_k | θ |
|-------------|-----------|---------------|----------|-------|----------|
| RDC | 67626,598 | 0,005 | 11247,29 | 3,06 | 0,010 |
| 1ér Etage | 61028,62 | 0,008 | 11060,85 | 3,06 | 0,014 |
| 2ème Etage | 54801,4 | 0,01 | 10452,2 | 3,06 | 0,017 |
| 3ème Etage | 48676,588 | 0,009 | 9463,78 | 3,06 | 0,015 |
| 4ème Etage | 42508,858 | 0,009 | 8239,04 | 3,06 | 0,015 |
| 5ème Etage | 36341,118 | 0,013 | 6957,54 | 3,06 | 0,022 |
| 6ème Etage | 30173,388 | 0,014 | 5738,96 | 3,06 | 0,024 |
| 7ème Etage | 24162,848 | 0,014 | 4616,31 | 3,06 | 0,024 |
| 8ème Etage | 18152,298 | 0,013 | 3526,61 | 3,06 | 0,022 |
| 9ème Etage | 12141,758 | 0,013 | 2421,00 | 3,06 | 0,021 |
| 10ème Etage | 6131,218 | 0,012 | 1252,94 | 3,06 | 0,019 |

Donc :

$\theta < 0.10$, on peut négliger l'effet du 2^o ordre (ou effet P- Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment

IV. 13. Vérification de l'interaction voiles-portiques:

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version 2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{VOILES}} \geq 80\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{VOILES}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

| | Charge reprise (KN) | | $\sum F_{zportiques} + \sum F_{zvoiles}$ | Pourcentage reprise (%) | |
|-------------|---------------------|-----------|--|-------------------------|--------|
| | portiques | voiles | | portiques | voiles |
| RDC | -32582,17 | -66202,65 | -98784,82 | 32,98 | 67,01 |
| 1er étage | -40909,01 | -48260,79 | -89169,8 | 45,88 | 54,12 |
| 2ème étage | -34510,51 | -45550,46 | -80060,97 | 43,11 | 56,89 |
| 3ème étage | -29782,02 | -41308,38 | -71090,4 | 41,89 | 58,10 |
| 4ème étage | -25684,06 | -36377,81 | -62061,87 | 41,38 | 58,61 |
| 5ème étage | -20388,69 | -32644,65 | -53033,34 | 38,45 | 61,55 |
| 6ème étage | -16264,26 | -27740,56 | -44004,82 | 36,96 | 63,03 |
| 7ème étage | -12813,28 | -22375,22 | -35188,5 | 36,41 | 63,58 |
| 8ème étage | -8753,04 | -17619,15 | -26372,19 | 33,19 | 66,80 |
| 9ème étage | -5452,79 | -12103,07 | -17555,86 | 31,06 | 68,94 |
| 10ème étage | -2423,25 | -6316,3 | -8739,55 | 27,73 | 72,27 |
| 11ème étage | 0 | -860,4 | -860,4 | 0,00 | 100 |
| TOTAL | -229563,08 | -357359,4 | -586922,52 | 39,11 | 60,8 |

Tableau IV. 14: Vérification de l'interaction sous charges verticales

Vérification de l'interaction sous charges verticales On constate que l'interaction sous charge verticale est non vérifiée

Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{VOILES}} \geq 25\% \text{ des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{VOILES}} \leq 75\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles}$$

| | Sens x-x | | | | | Sens y-y | | | | |
|-------|-----------|----------|-----------------|-------|-------|-----------|----------|-----------------|-------|--------|
| | portiques | voiles | $F_{xp}+F_{xv}$ | P (%) | V (%) | portiques | voiles | $F_{yp}+F_{yv}$ | P (%) | V (%) |
| RDC | 372,85 | 2458,09 | 2830,94 | 13,17 | 86,83 | 589,62 | 2911,18 | 3500,8 | 20,25 | 83,16 |
| 1er | 888,05 | 1927,98 | 2816,03 | 31,54 | 68,46 | 426,47 | 3047,9 | 3474,37 | 13,99 | 87,73 |
| 2ème | 623,22 | 2135,45 | 2758,67 | 22,59 | 77,41 | 365,49 | 2983,89 | 3349,38 | 12,25 | 89,09 |
| 3ème | 713,79 | 1925,39 | 2639,18 | 27,05 | 72,95 | 331,62 | 2757,91 | 3089,53 | 12,02 | 89,27 |
| 4ème | 752,87 | 1695,76 | 2448,63 | 30,75 | 69,25 | 296,33 | 2429,42 | 2725,75 | 12,20 | 89,13 |
| 5ème | 672,8 | 1523,57 | 2196,37 | 30,63 | 69,37 | 244,09 | 2075,02 | 2319,11 | 11,76 | 89,47 |
| 6ème | 657,39 | 1238,77 | 1896,16 | 34,67 | 65,33 | 235,21 | 1684,07 | 1919,28 | 13,97 | 87,74 |
| 7ème | 609,93 | 956,76 | 1566,69 | 38,93 | 61,07 | 224,32 | 1323,38 | 1547,7 | 16,95 | 85,51 |
| 8ème | 467,53 | 741,72 | 1209,25 | 38,66 | 61,34 | 188,44 | 998,94 | 1187,38 | 18,86 | 84,13 |
| 9ème | 416,82 | 413,13 | 829,95 | 50,22 | 49,78 | 186,68 | 633,9 | 820,58 | 29,45 | 77,25 |
| 10ème | 339,45 | 87,8 | 427,25 | 79,45 | 20,55 | 188,61 | 239,69 | 428,3 | 78,69 | 55,96 |
| 11ème | 0 | 50,52 | 50,52 | 0,00 | 100, | 0 | 52,64 | 52,64 | 0,00 | 100,00 |
| TOTAL | 6514,7 | 15154,94 | 21669,64 | 30,06 | 69,94 | 3276,88 | 21137,94 | 24414,8 | 13,42 | 86,51 |

Tableau IV. 15: Vérification de l'interaction sous charges horizontales

D'après les résultats de vérification d'interaction portique-voile, on remarque que :

Les voiles et le portique reprendre 39% a portiques et 61% voile des sollicitations dues aux charges verticales, et les voiles reprendre a 70% aux charges horizontales de sens x-x et 86% a le sens Y-Y Dans se cas les systèmes de contreventement 4.a et 4.b de l'Rpa 2003 ne sont pas vérifier Pour diminuer le pourcentage des charges verticales reprendre par les voiles pour vérifier les systèmes de contreventement 4.a et 4.b de l'Rpa 2003, on doit enlevée ou diminuer les voiles dans notre structure, donc perdu tous notre travaille pour l'élimination de la torsion de notre bâtiment. D'apes les experts de l'RPA 2003, les conditions des systèmes de contreventement 4.a et 4.b de l'RPA 2003 sont **des conditions de ferrailage** et non pas des conditions que doit être trouvée par l'ingénieur au moment d'étude ou moment de disposition des voiles, pour mieux comprendre se principe, on prend l'exemple de notre cas :

Pour vérifier le système de contreventement 4.b de l'RPA 2003, on doit faire une notre copie du fichier robot, qui est destiné à ferrailer **les voiles**, dans cette copie la charge veticale « G » doit être divisé par 3.04 ($60.80 / 20 = 3.04$), et la première copies reste pour le ferrailage des poteaux, poutres et semelles.

Donc notre système de contreventement 4.a (R = 5), sont oubliée pour le ferrailage des voiles de faire la tache au-dessus.

IV. 14 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA99 (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

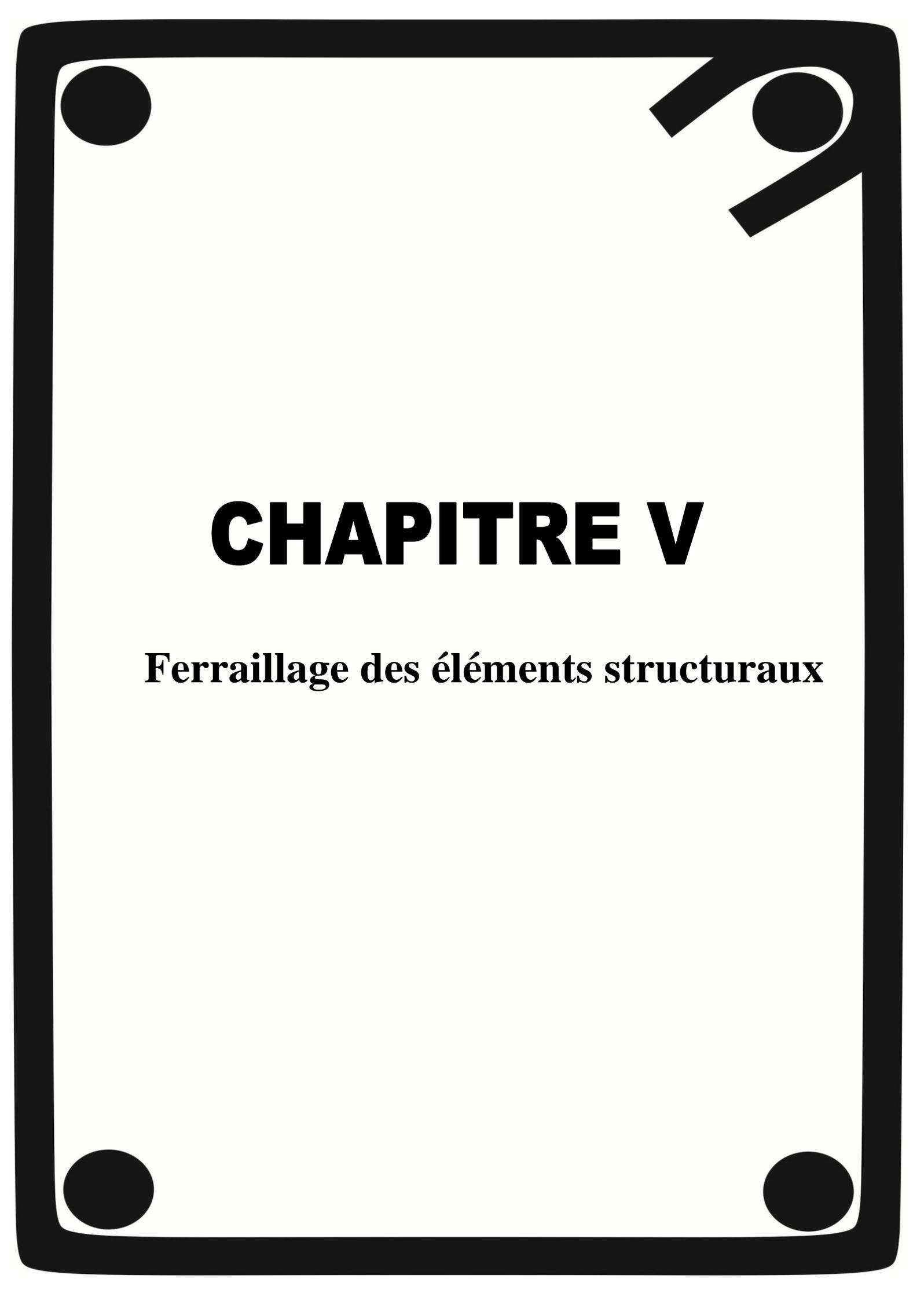
f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA99. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour

| Niveau | B_c (cm ²) | N_d (KN) | V | Vérification | Observation |
|-----------------------|--------------------------|------------|------|--------------|-------------|
| 1 ^{er} étage | 50×50 | 1421.60 | 0.22 | 0.22 < 0.3 | C.V |

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires. Après plusieurs simulations, nous avons opté la dernière modèle pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.



CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Sont désignés sous le nom d'éléments structuraux les éléments qui ont une fonction porteuse ou de contreventement; Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumis ces différents éléments, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de luis. Le ferrailage des éléments résistants s'effectuera selon le règlement (BAEL, 1991) et le (RPA, 1999).

V.2 Les Poteaux :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue S.E.T.
- Section entièrement comprimée S.E.C.
- Section partiellement comprimée S.P.C.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime ELU sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Situation durable :

Pour le béton

Situation durable :

$$\gamma_b = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1.15, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$$

Pour l'acier

- Situation durable :

$$\gamma_s = 1.15, f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_c = 348 \text{ MPa}$$

- Situation accidentelle :

$$\gamma_b = 1, \quad f_e = 400 \text{ MPa}, \quad \sigma_c = 400 \text{ MPa}$$

V.1.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes Selon le (BAEL, 1991)

Situation durable

$$\text{-E.L.U : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{-E.L.S : } G + Q \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Situation accidentelle : } G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{\max} ; M_{cor}).
- 2-Le moment maximal et l'effort correspondant (M_{\max} ; N_{cor}).
- 3-Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).

Chacune des trois cas donne une section d'acier. La section finale choisit correspondant au maximum des quatre valeurs (le cas le plus défavorable).

V.1.2. Les recommandations du RPA 2003 :

a) les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal des aciers est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40F$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau est inférieure à 25 cm.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Du RDC : $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$
- Du 1^{er} au 3^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$
- Du 4^{eme} au 6^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$
- Du 7^{eme} au 10^{eme} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage max en zone courante et en zone de recouvrement sera de 3% et 6% :

- RDC (50x50)

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 75\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 150\text{cm}^2$

• **RDC (45x45)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 60,75\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 121,5\text{cm}^2$

• **RDC (40x40)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 48\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 96\text{cm}^2$

• **RDC (35x35)**

En zone courante : $A_{\max} = 3\% = 36,75\text{cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% = 73,5\text{cm}^2$

b) Les armatures transversales

1) Les armatures transversales des sont calculées a l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \dots \dots \dots \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \dots \dots \dots \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

a, b : dimensions de la section droite du poteau

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\emptyset_i^{\min}; 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\emptyset_i^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

\emptyset est le diamètre des armatures longitudinales du poteau

2) La quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots \text{Amin} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots \text{Amin} = 0.8\%$$

$3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

V.1.3. Sollicitations dans les poteaux :

Combinaison : 1,35G+1,5

| Niveau | barre | Section | N | Mcorr | Asmin |
|--------------------------------------|-------|---------|---------|-------|-------|
| N _{max} , M _{corr} | 39 | 50*50 | 1532 | -6,77 | 20 |
| | 232 | 45*45 | 3527,60 | 26,31 | 16.2 |
| | 523 | 40*40 | 2015,90 | 92,67 | 12.8 |
| | 810 | 35*35 | 857,33 | 73,00 | 9.8 |

tableau V.1 : Sollicitations de les poteaux a ULE

Combinaison : G +Q

| Niveau | barre | Section | N | Mcorr | Asmin |
|--------------------------------------|-------|---------|---------|--------|-------|
| N _{max} , M _{corr} | 21 | 50*50 | 1191,67 | -18,87 | 20 |
| | 232 | 45*45 | 2603,42 | 23,63 | 16.2 |
| | 523 | 40*40 | 1470,86 | 25,53 | 12.8 |
| | 810 | 35*35 | 632,98 | 53,74 | 9.8 |
| M _{max} ; N _{corr} | 35 | 50*50 | 3665,22 | 95,17 | 20 |
| | 422 | 45*45 | 1763,84 | 58,37 | 16.2 |
| | 713 | 40*40 | 914,72 | 67,56 | 12.8 |
| | 1004 | 35*35 | 243,13 | 75,17 | 9.8 |
| N _{min} , M _{corr} | 195 | 50*50 | 1,88 | 3,79 | 20 |
| | 389 | 45*45 | 1,28 | 6,03 | 16.2 |
| | 680 | 40*40 | 3,16 | -59,77 | 12.8 |
| | 1004 | 35*35 | -196,46 | 32,52 | 9.8 |

tableau V.2 : Sollicitations de les poteaux a ULS

Combinaison : G +Q±E

| Niveau | barre | Section | N | Mcorr | Asmin |
|---|-------|---------|---------|-------|-------|
| M _{max} ; N _{corr} | 39 | 50*50 | 1421,60 | 11,12 | 20 |
| | 228 | 45*45 | 3122,56 | 85,85 | 16.2 |
| | 713 | 40*40 | 974,94 | 74,80 | 12.8 |
| | 1006 | 35*35 | 258,45 | 83,89 | 9.8 |

tableau V.3 : Sollicitations de les poteaux a ces accidentelle(G +Q±EX)

Combinaison 0.8G ±E :

| Niveau | barre | Section | N | Mcorr | Asmin |
|--------------------------------------|-------|---------|--------|--------|-------|
| N _{min} , M _{corr} | 33 | 50*50 | 258,84 | 108,37 | 20 |
| | 292 | 45*45 | 201,80 | 166,73 | 16.2 |
| | 680 | 40*40 | 103,59 | -58,53 | 12.8 |
| | 1014 | 35*35 | 51,33 | -38,04 | 9.8 |

tableau V.4 : Sollicitations de les poteaux a ces accidentelle(0.8G ±E)

➤ résume les résultat a combinaison défavorable

| | G+Q±E | | ELU | | 0.8G±E | |
|---------|-------------------|----------|-----------------|----------|-----------------|---------|
| | M max et N corres | | Nmax et Mcorres | | Nmin et Mcorres | |
| Poteaux | M max | N corres | N max | M corres | Nmin | Mcorres |
| 50×50 | 11.12 | 1421.60 | 1532,20 | -6.77 | 258,84 | 108,37 |
| 45×45 | 85,85 | 3122,56 | 1333,62 | -20,68 | 201,80 | 166,73 |
| 40×40 | 74,80 | 974,94 | 830,03 | -22,23 | 103,59 | 58,53 |
| 35×35 | 83,89 | 258,45 | 374,78 | -23,79 | 51,33 | -38,04 |

tableau V.6: résume les résultat de Sollicitations

V.1.4. Exemple de calcul :

a) Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (50x50) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

| N° | Cas | Sous-nature | Group e | N [kN] | MyA [kN²m] | MyB [kN²m] | MzA [kN²m] | MzB [kN²m] | MzC [kN²m] |
|----|------------|--------------|---------|---------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 1 | 1.35G+1.5Q | poids propre | 38 | 1076,92 | 18,84 | -13,85 | -9,01 | 7,40 | -3,60 |
| 2 | 1.35G+1.5Q | poids propre | 39 | 1532,20 | 4,36 | -6,77 | 1,41 | 1,90 | 1,70 |
| 3 | 1.35G+1.5Q | poids propre | 40 | 1197,69 | 16,58 | -14,50 | 6,30 | -0,85 | 3,44 |
| 4 | 1.35G+1.5Q | poids propre | 43 | 1456,30 | -1,74 | 0,26 | -4,78 | 4,43 | -1,91 |
| 5 | 1.35G+1.5Q | poids propre | 44 | 1116,47 | 13,56 | -7,78 | 9,64 | -3,02 | 4,58 |

Figure V.1 : Sollicitations d 'exemple de calcul a ROBOT

Cas 1:

$$\begin{cases} N_{max}=1530 \\ M_{corr}=6.77 \end{cases}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.77}{1532.22} = 4.41 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.441 \text{ cm}$$

$$e_g = 0.441 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 50 \text{ cm}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

Pour ce cas nous devons d'abord vérifier la condition suivante:

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \geq N_u (d - d') - M_{UA}$$

$$(0.337 \times h - 0.81d') b h f_{bu} \geq N_u (d - d') - M_{UA}$$

- $h = 50 \text{ cm}$
- $d = 0.9h = 0.9 \times 50 = 45 \text{ cm}$
- $d' = 5 \text{ cm}$ (Cas plus défavorable)

$N_u = 1532.22 \text{ KN}$ = L'effort de compression.

- $M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2}\right) = 6.77 + 1532.22 (0.45 - 0.25) = 313.241 \text{ KN.m}$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 1532.22 \times (0.45 - 0.05) - 313.241 = 299.64 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 500 - 0.81 \times 50) \times 500 \times 500 \times 14.17 \times 10^{-6} = 453.44 \text{ KN.m}$$

Donc : **453.44 KN.m > 299.64 KN.m CV**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{313.24 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14.16} = 0.218$

$$\mu_{bu} = 0.218 > \mu_{ab} = 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0.218 < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots \text{A}' = 0$$

- $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - 0.75) = 0.311$

- $Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 450(1 - 0.124) = 394 \text{ mm}$

- $A_1 = \frac{M_{ua}}{Z \frac{f_e}{\gamma}} = \frac{313.24 \times 10^6}{394 \frac{400}{1.15}} = 22.85 \text{ cm}^2$

- $A = A_1 - \frac{N_u}{f_{su}} = 2285 - \frac{1532.22 \times 10^3}{\frac{400}{1.15}} = -21.23 \text{ cm}^2$

$A=0$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Cas 2:

$$N_{\min} = 201.8$$

$$M_{\text{corres}} = -166.73$$

- $e_g = \frac{M_u}{N_u} = \frac{166.73}{201.8} = 0.826 < h/2$

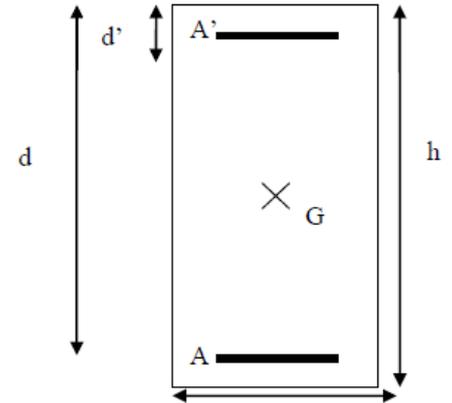


Figure V.2 : Section du poteau à ferrailer

Le centre de pression est à l'intérieur de la section N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc la section est entièrement tendue (SET) et le calcul sera fait comme suit :

Calcul des armatures A_1 et A_2 :

$$A_1 = \frac{N_U e_2}{f_s (d-d')}$$

$$A_2 = \frac{N_U e_1}{f_s (d-d')}$$

Avec : $f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- $e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_g = \left(\frac{50}{2} - 5\right) + 0.826 = 20.8$
- $e_2 = (d - d') - e_1 = (45 - 5) - 20.8 = 20.8$

- $A_1 = \frac{723.25 \times 10^3 \times 208}{347.82(450 - 50)} = 10.81 \text{ cm}^2$

- $A_2 = \frac{723.25 \times 10^3 \times 208.4}{347.82(450 - 50)} = 10.83 \text{ cm}^2$

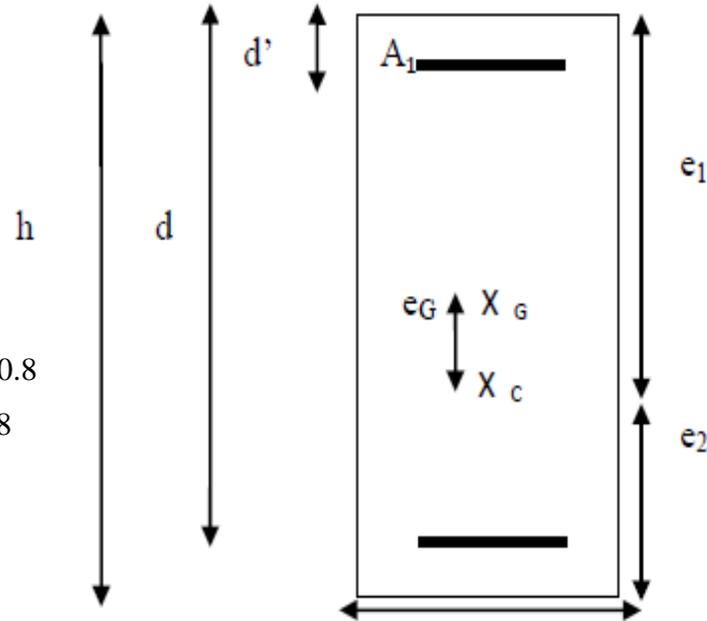


Figure V.3 : Section du poteau à ferrailer

Calcul A_{min} :

$$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

| Niveaux | combinaison | N_u | M_u | $A_{calcul}(\text{cm}^2)$ | $A_{min}(\text{cm}^2)$ | $A_{adopté}$ | Choix des barres |
|---------|---------------------------|---------|--------|---------------------------|------------------------|--------------|------------------|
| 50×50 | N_{max} et M_{corres} | 1532,20 | -6.77 | 22.28 | 20.00 | 22.88 | 6T20+2T16 |
| | N_{min} et M_{corres} | 258,84 | 108,37 | 21.73 | 20.00 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 1421.60 | 11.12 | 14.61 | 20.00 | | |
| 45×45 | N_{max} et M_{corres} | 1333,62 | -20,68 | 17.39 | 16.00 | 18,73 | 4T20+4T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 201,80 | 166,73 | 21.60 | 16.00 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 3122.56 | 85.85 | 22.80 | 16.00 | | |
| 40×40 | N_{max} et M_{corres} | 830,03 | -22,23 | 10.45 | 12.80 | 14,20 | 4T16+4T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 103,59 | 58,53 | 09.88 | 12.80 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 974.94 | 78.80 | 11.32 | 12.80 | | |
| 35×35 | N_{max} et M_{corres} | 374,78 | -23,79 | 10.77 | 9.80 | 12,32 | 8T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 51,33 | -38,04 | 07.55 | 9.80 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 258.45 | 83.89 | 15.20 | 9.80 | | |

tableaux.6 : Ferrailage des poteaux

V.1.5. Ferrailage transversale :**V.1. 5.1. Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing_t = \frac{\varnothing_l}{3} = 20/3 = 8\text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_l f_e}$$

- V_u : Effort tranchant de calcul
- h_l : hauteur totale de la section brute
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.
- S_t : Espacement des armatures transversales.

V.1. 5.2. Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ Soit $S_t = 10\text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 18\text{ cm}$ Soit $S_t = 15\text{ cm}$.

V.1. 5.3. Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.707 L_0 = 0.707 \times 3.06 = 2.16$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.16}{0.5} = 4.32 < 5 \longrightarrow \rho_a = 3,75 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc : } A_t = \frac{15 \times 3,75 \times 247}{50 \times 235} = 1.18\text{cm}^2$$

Ronds lisses $\rightarrow f_e = 235\text{ MPa}$

V.1. 5.4. Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{S_t \cdot b}$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0.55\% \rightarrow \lambda_g = 4,28 < 5$$

$$S_{t \text{ nodale}} = 10\text{ cm}$$

$$S_{t \text{ courante}} = 15 \text{ cm}$$

- Zone nodale :

$$\text{Zone nodale: } A_t = 0,0055 \times 10 \times 50 = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t = 0,0055 \times 15 \times 50 = 4,125 \text{ cm}^2$$

- Le choix : $A_t = 9\text{Ø}8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

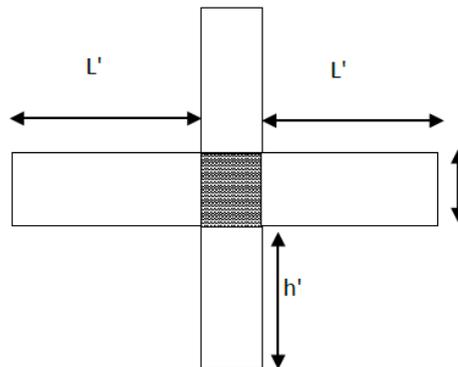
V.1.5.5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t f_e}{S_t \cdot b} \geq \max\left(\frac{\tau}{2}; 0,4 \text{ MPA}\right) = 0,4 \text{ MPA}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 S_t b}{f_e}; \text{ Ronds lisses} \rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 15 \times 50}{235} = 1,27 \text{ cm}^2 < 1,02 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.1.5.6 Détermination de la zone nodale :



La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right) = \text{Max}\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ROBOT**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveaux | combinaison | N_u | M_u | $A_{calcul}(cm^2)$ | $A_{min}(cm^2)$ | $A_{adopté}$ | Choix des barres |
|---------|---------------------------|---------|---------|--------------------|-----------------|--------------|------------------|
| 50×50 | N_{max} et M_{corres} | 1532,20 | -6,77 | 22,28 | 20,00 | 22,88 | 6T20+2T16 |
| | N_{min} et M_{corres} | 258,84 | 108,37 | 21,73 | 20,00 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 723,25 | 103,69 | 14,61 | 20,00 | | |
| 45×45 | N_{max} et M_{corres} | 1333,62 | -20,68 | 17,39 | 16,00 | 18,73 | 4T20+4T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 201,80 | 166,73 | 21,60 | 16,00 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 948,62 | -101,59 | 22,80 | 16,00 | | |
| 40×40 | N_{max} et M_{corres} | 830,03 | -22,23 | 10,45 | 12,80 | 14,20 | 4T16+4T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 103,59 | 58,53 | 09,88 | 12,80 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 731,23 | -104,80 | 11,32 | 12,80 | | |
| 35×35 | N_{max} et M_{corres} | 374,78 | -23,79 | 10,77 | 9,80 | 12,32 | 8T14 |
| | N_{min} et M_{corres} | 51,33 | -38,04 | 07,55 | 9,80 | | |
| | M_{max} et N_{corres} | 203,81 | -65,85 | 15,20 | 9,80 | | |

tableau V.7 : section de Ferrailage adopté

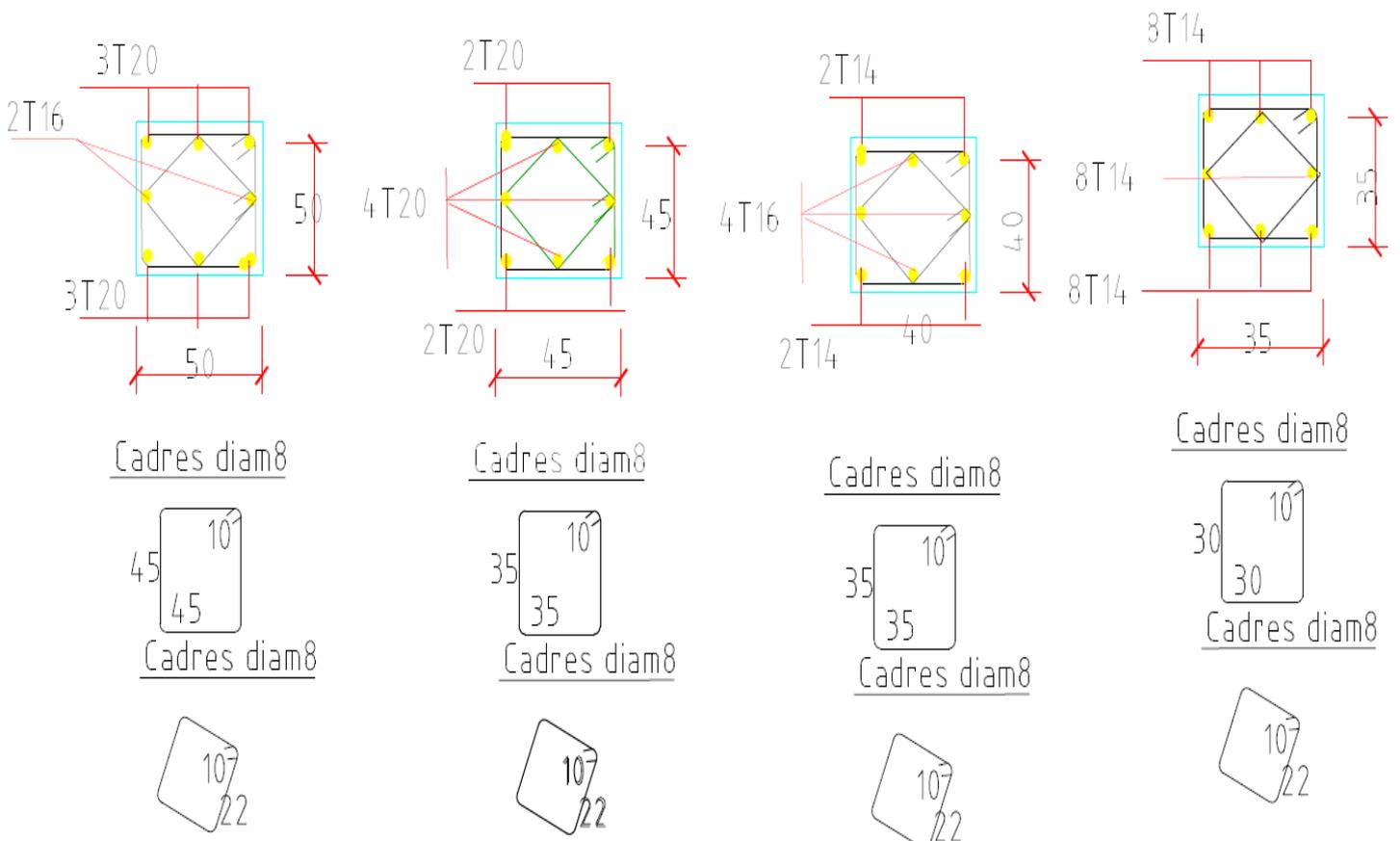


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 des poutres :

Les poutres sont des éléments qui transmettant les charges, elles sont soumises à un moment fléchissant et un effort tranchant, donc le calcul de leur ferrailage se fait en flexion simple, on distingue les poutres Principale qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles, L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul ROBOT, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA,1999) et le (BAEL, 1991).

- **Les combinaisons d'action sont les suivantes :**

La combinaison fondamentale BAEL 91 :

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU}$$

Combinaisons accidentelles RPA 99V2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

Dans notre projet on a deux poutres à étudier

- Poutres principales (40 × 50)
- Poutres secondaires (30 × 40)

V.3.1 Recommandations du RPA99/2003:

Les armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
0.4% de la section du béton en zone courante.
0.6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone .
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times St \times b$
Avec
St : espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min \left(\frac{h}{2}, 12\phi_l \right) \quad \text{en zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone courante} \end{array} \right.$$
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Calcul de ferrailage :**V.3.2.1. Ferrailage des poutres principales:**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui).

D'après les résultats du logiciel ROBOT :

en travée : ELU (1,35G + 1,5Q)

$$M_{\max} = 78,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Sur appuis : G + Q ± E

$$M_{\max} = -146,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Service (G + Q)

En travée : $M_{\max} = 56,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Sur appuis : $M_{\max} = -83,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- **Ferrailage en travée :**

$$M_{\max} = 78,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_t(\max)}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,5 = 45 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{78,68 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,17} = 0,091 < \mu_{AB} = 0,186 \longrightarrow \text{piv A .}$$

$$\mu_{bu} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091}) = 0,119$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 450(1 - 0,4 \times 0,119) = 428,58$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{78,68 \times 10^6}{428,58 \times 348} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 300 \times 450 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1,63; 5,27)$$

$$A_s = 5,27 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 3T16 = 6,03 cm²

• **Ferrailage Sur appuis :**

$$M_{\text{appuis}} = 146,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times F_{bu}} = \mu = \frac{146,78 \times 10^6}{300 \times 450^2 \times 14,17} = 0,170$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,170}) = 0,234$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = d(1 - 0,4 \times 0,234) = 407,88$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_a}{z \times \sigma_s} = \frac{146,78 \times 10^6}{407,88 \times 348} = 10,34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 300 \times 450 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{calcul}}) = \max(1,63; 10,34)$$

$$A_s = 10,34 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 3T16+3T16 = 12,06 cm²

| position | Mu | b | h | d | μ | α | Z | As | A _{min} | A _{adoptée} |
|----------|--------|----|----|----|-------|----------|--------|-------|------------------|----------------------|
| travée | 78,68 | 30 | 50 | 45 | 0,091 | 0,119 | 428,58 | 5,27 | 1,63 | 6,03 |
| appuis | 146,78 | 30 | 50 | 45 | 0,170 | 0,234 | 407,88 | 10,34 | 1,63 | 12,06 |

tableaux V.8 : Ferrailage des poutres principales

❖ **Vérification du ferrailage des poutres principales**

• **Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)**

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

• **Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.2)**

$$4\% b \times d \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b \times d \text{ en zone recouvrement } (A_{s \max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2)$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_c 28}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée :

$$V_u = 98,37 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{98,37 \times 10^3}{300 \times 450} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,72 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

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

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{500}{35} ; \frac{300}{10} ; 1,6 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (14,28 ; 30 ; 1,6)$$

$$\varphi_t = 14,28 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement entre cadre (St) :• **Selon BAEL91 :**

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$St_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = (0,9 \times 45 ; 40 \text{ cm}) = (40,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$St_2 \leq \frac{At fe}{0,4 \times b_0} = \frac{2,04 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 At fe}{b(\tau u - 0,3 \times ft 28)} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{30(0,98 - 0,3 \times 2,1)} = 532,26$$

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 40,5 \text{ cm}$$

• **Selon RPA99 :**

En zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi l \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = \min (12,5 ; 19,2)$$

$$St \leq 12,5 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$St \leq 25 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$St = 10 \quad \text{En zone nodale}$$

$$St = 20 \quad \text{En zone courante}$$

Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$At_{\min} < At$$

$$At_{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$At_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 < At = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELS :****Vérification de l'état limite de compression du béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

➤ **En travée :**

$$M_t = 53,96 \text{ KN.m}$$

position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)As = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15(45-y) \times 6,03 = 0$$

$$15 y^2 + 90,45y - 4070 = 0$$

$$y = 13,71$$

moment d'inertie :

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

$$= \frac{1}{3} \times 30 \times (13,71)^3 + 15 (45-13,71)^2 \times 6,03 = 114326,22 \text{ cm}^4$$

$$I = 114326,22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{53,96 \times 106 \times 13,71}{114326,22 \times 10^4} = 6,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **sur appuis :**

$$M_a = -83,04 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)As = 0 \quad A's = 0$$

$$= \frac{1}{2} \times 30 y^2 - 15 (45-y) \times 12,06 = 0$$

$$15 y^2 + 180,9 - 8140,5 = 0$$

$$Y = 18 \text{ cm}$$

moment d'inertie :

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

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (18)^3 + 15 (45-18)^2 \times 12,06 = 190196,1 \text{ cm}^4$$

$$I = 190196,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{83,04 \times 106 \times 18}{190196,1 \times 10^4} = 7,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ \frac{As}{b \times d} < \frac{4,2}{fe} \end{array} \right.$$

Avec $l = 4,5 \text{ m} < 8 \text{ m}$

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

$$G = \rho b h + \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right) G_{\text{planche}} ; Q = \left(\frac{l_1+l_2}{2}\right) Q$$

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,50 + \left(\frac{6}{2} + \frac{4,5}{2}\right) \times 5,06; Q = \left(\frac{6}{2} + \frac{4,5}{2}\right) \times 1$$

$$G = 30,3 ; Q = 5,25$$

$$M_0 = \frac{(30,3+5,25) \times (4,5)^2}{8} = 89,22$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & \frac{0,5}{4,5} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} & \frac{0,5}{4,5} \geq \frac{56,97}{10 \times 89,22} = 0,06 \dots\dots\dots \text{cv} \\ \frac{As}{b \times d} < \frac{4,2}{fe} & \frac{6,03}{30 \times 45} < \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

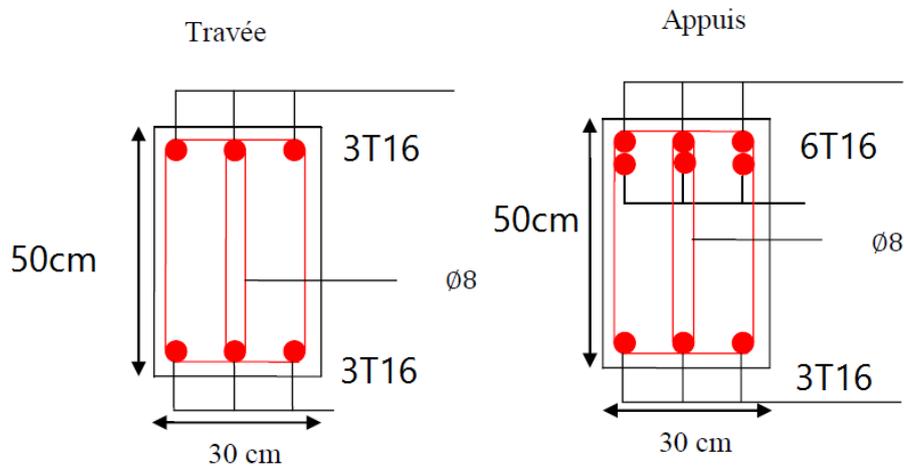


Figure V.5 : Ferrailage des poutres principales.

2. Ferrailage des poutres secondaires :

| position | Mu | b | h | d | μ | α | Z | As | A _{min} | A _{adoptée} |
|----------|---------|----|----|----|-------|----------|--------|-------|------------------|----------------------|
| travée | 69,87 | 30 | 40 | 36 | 0,126 | 0,168 | 335,80 | 5,97 | 1,49 | 3T12+2T14 = 6,47 |
| appuis | -128,41 | 30 | 40 | 36 | 0,233 | 0,336 | 311,61 | 11,84 | 1,49 | 3T12+3T20 = 12,81 |

tableau V.9 : Ferrailage des poutres secondaires

❖ Vérification du ferrailage des poutres secondaires :

• Section minimale: RPA 99 (article 7.5.2.1)

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

• Section maximale : RPA 99 (article 7.5.2.2)

$$4\% b \times d \text{ en zone courante } (A_{s \max} = 0,04 \times 30 \times 36 = 43,2 \text{ cm}^2)$$

$$6\% b \times d \text{ en zone recouvrement } (A_{s \max} = 0,06 \times 30 \times 36 = 64,8 \text{ cm}^2)$$

➤ Vérification à L'ELU :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Fissuration est non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicité :

$$V_u = 85,91 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } b = 30 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{85,91 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,79 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de la section des armatures transversales :

Choix du diamètre :

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

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{400}{35} ; \frac{300}{10} ; 1,2 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 1,2)$$

$$\varphi_t = 1,2 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement entre cadre (St) :

- Selon BAEL91 :

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3)$$

$$St_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = (0,9 \times 36 ; 40 \text{ cm}) = (32,4 ; 40 \text{ cm})$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \times b_0} = \frac{2,04 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 400}{30 \times 1,15 (0,85 - 0,3 \times 2,1)} = 474,30$$

$$St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 32,4 \text{ cm}$$

- Selon RPA99 :

En zone nodale

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi l \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 \right) = \min (10 ; 14,4)$$

$$St \leq 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

Donc on adopte :

$$St = 10 \quad \text{En zone nodale}$$

$$St = 15 \quad \text{En zone courante}$$

Vérification de la section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} < A_t$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Vérification de l'état limite de compression du béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

| | M (KN.m) | Y (cm) | I(cm ⁴) | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Observation |
|--------|----------|--------|---------------------|-----------------------|------------------------|-------------|
| travée | 50,56 | 12,36 | 73118,67 | 8,54 | 15 | CV |
| appuis | -79,03 | 14,26 | 119812,76 | 9,40 | 15 | CV |

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \\ \frac{As}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec l = 3,55 m < 8 m

$$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

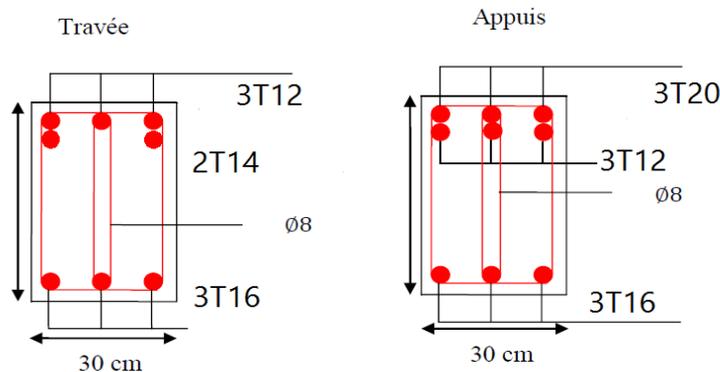
$$G = \rho b h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) G_{\text{planche}} ; Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) Q$$

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,50 + \left(\frac{3,55}{2} + \frac{4,5}{2}\right) \times 5,06 ; Q = \frac{3,55}{2} + \frac{4,5}{2} \times 1$$

$$G = 23,36 ; Q = 4,025$$

$$M_0 = \frac{(23,36 + 4,025) \times (3,55)^2}{8} = 43,13$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & \frac{0,4}{3,55} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} & \frac{0,4}{3,55} \geq \frac{50,56}{10 \times 43,13} = \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{As}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} & \frac{6,47}{30 \times 36} < \frac{4,2}{400} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$



FigureV.6 : Ferrailage des poutres Secondaire

V.4 Les voiles :

Plan de Repérage voile

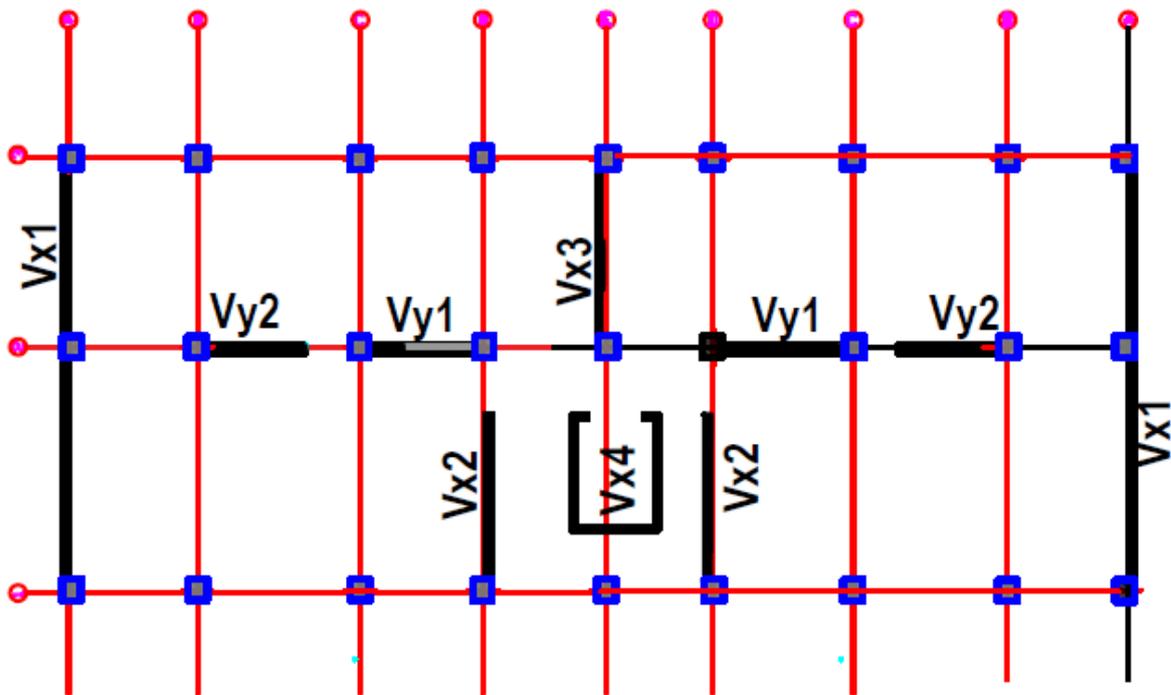


Figure V.7 Schéma de disposition des voiles.

V.4.1.Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leur rigidité importante dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Les voiles seront calculées en flexion composée ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

V.4.2.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).

❖ On distingue 3 cas :

➤ 1er cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est **entièrement comprimée** " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{min} = 0,15.a.L$

➤ 2eme cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est **entièrement tendue** " pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales : $A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003). ▪ Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale. ▪ Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

➤ 3eme cas:

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est **partiellement comprimée**, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Les combinaisons d'action:

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après:

La réglementation en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exige les combinaisons ci-contre

- **Etat limite ultime :**

Situation durable et transitoire : **1,35 G + 1,5 Q**

- **Situation accidentelle : G + Q ± E , 0,8G ± E**

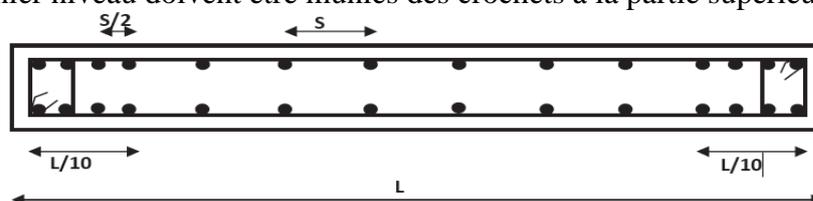
V.3.3) Recommandations de RPA :

a- Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $l/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure



b-armatures horizontales:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99V2003** préconise les règles Suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une Longueur de $10 \varnothing$.
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - o $S \leq 1.5a$ (a : épaisseur du voile).
 - o $S \leq 30\text{cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

D'après le BAEL: $A_h = A_v / 4$

C-Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carrée.

d- Armature de potelet:

on doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10

e- Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_v = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V=1.4V_{\text{calcul}}$$

V_{calcul} : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

| Voils | 1,35G+1,5Q | | | 0.8G+EX | | | G+Q±E | | |
|-------|------------|----------------|---------|-----------|----------------|--------|-------------|--------------|--------|
| | Nmax (KN) | Mcorres (KN.m) | | Nmin (KN) | Mcorres (KN.m) | | Mmax (KN.m) | Ncorres (KN) | |
| Vx1 | 1051,69 | -189,83 | -4,65 | -859,6 | 8945,3 | 487,26 | -565,71 | 186,17 | 31,98 |
| Vx2 | 1356,94 | 195,31 | 45,1 | -47,52 | 573,85 | 427,67 | -359,66 | 1043,35 | 311,89 |
| Vx3 | -736,99 | -1283,56 | -187,98 | -181,8 | 887,87 | 240,67 | -414,2 | 106,83 | 124,46 |
| Vx4 | -757,30 | 1,53 | 18,60 | -275,07 | 278,98 | 62,59 | -527,50 | 326,94 | 58,14 |
| Vy1 | -1565,14 | -90,27 | -1,63 | -69,27 | 608,91 | 356,14 | -420,1 | 142,07 | 57,91 |
| vy2 | -868,93 | -10,57 | 38,72 | -51,94 | 10,24 | -4,57 | 20,21 | 130,48 | 128,75 |
| Vy3 | -571,60 | 22,72 | -3,60 | -207,65 | 198,24 | 315,03 | -339,01 | 323,99 | 224,17 |

tableauV.10 : résume les résultat de Sollicitations

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] |
|------------------------|----------|-----------|----------|
| 1107/ 7134-7133/ 8 (C) | -499,02 | 709,22 | 44,73 |
| 1107/ 7134-7133/ 9 (C) | -859,60 | 8945,30 | 487,26 |

Figure V.8 : Sollicitations de viol Vx1

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] | sRo [MPa] |
|-------------------|----------|-----------|----------|-----------|
| 1129/ 10583-599 | -58,20 | 717,17 | 417,78 | -0,86 |
| 1129/ 10583-599 | -233,67 | 1780,13 | 336,12 | -2,24 |
| 1129/ 10583-7-8 | -47,52 | 573,85 | 427,67 | -0,69 |
| 1129/ 10583-7-8 | -271,98 | 1459,86 | 543,22 | -1,92 |
| 1129/ 7-48/ 8 (C) | -140,61 | 332,04 | 320,73 | -0,53 |
| 1129/ 7-48/ 9 (C) | -389,42 | 454,49 | 398,49 | -0,94 |

Figure V.9 : Sollicitations de viol Vx2

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] |
|----------------------------|----------|-----------|----------|
| 1151/ 12524-17-12523-18/ | -181,80 | 887,87 | 240,67 |
| 1151/ 17-18/ 9 (C) (CQ) | -126,39 | 398,34 | 152,98 |
| 1151/ 12524-17/ 9 (C) (CQ) | 37,37 | 107,06 | 124,90 |
| 1151/ 12524-12523-17-18/ | -14,80 | 69,44 | 270,16 |
| 1151/ 12523-18/ 9 (C) (CQ) | 57,84 | 132,38 | -30,31 |

Figure V.10 : Sollicitations de viol

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] |
|------------------------|----------|-----------|----------|
| 1252/ 4411-40/ 6 (C) | -868,93 | -10,57 | 38,72 |
| 1252/ 4411-4408-40-41/ | -865,12 | -9,75 | -11,19 |
| 1252/ 4408-41/ 6 (C) | -878,51 | 1,04 | -15,76 |
| 1252/ 4411-4408/ 6 (C) | -51,94 | 10,24 | -4,57 |

Figure V.11: Sollicitations de viole Vy2

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] |
|------------------------|----------|-----------|----------|
| 1264/ 13308-13291/ | -757,30 | 1,53 | 18,60 |
| 1264/ 13308-0-13291-84 | -759,38 | -4,41 | -0,56 |
| 1264/ 0-847/ 6 (C) | -745,31 | -13,74 | 7,09 |
| 1264/ 13308-0/ 6 (C) | -31,45 | 31,40 | -20,58 |
| 1264/ 13308-13291-0-84 | -33,72 | 37,96 | -12,78 |
| 1264/ 13291-847/ 6 (C) | -40,48 | 17,87 | 15,98 |

Figure V.12: Sollicitation de viole Vx4

| Panneau/Coupe/Cas | NRx [kN] | MRz [kNm] | TRy [kN] |
|------------------------|----------|-----------|----------|
| 1266/ 13308-13264/ | -571,60 | 22,72 | -3,60 |
| 1266/ 13308-0-13264-0/ | -560,51 | 20,50 | 10,06 |
| 1266/ 0-0/ 6 (C) | -553,92 | 10,64 | 34,36 |
| 1266/ 13308-0/ 6 (C) | -56,61 | 24,20 | -23,57 |
| 1266/ 13308-13264-0-0/ | -45,65 | 28,43 | -22,06 |
| 1266/ 13264-0/ 6 (C) | -17,92 | 21,53 | -9,20 |

Figure V.13 : Sollicitation de viole Vy3

V.4.4.Exemple de calcul :

On utilise la méthode des contraintes pour ferrailer les voiles.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes.

On fait l'exemple de calcul sur un voile de largeur égale à 4.45m et une épaisseur égale à 20 soumis à un effort de compression et un moment de flexion qui sont dus à la combinaison sismique (1,35G+1,5Q)

$$N_{\max} = 736,99\text{KN} \quad ; \quad M_{\text{CORR}} = 1283,56\text{KN.m}$$

a) Détermination des contraintes :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

$$S : \text{section du voile, } S = 4.45 \times 0,15 = 0,675 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du voile, } I = (e \times L^3) / 12 = 1,139 \text{ m}^4$$

$$y = \text{La demi largeur du voile, } y = L/2 = 2,25 \text{ m}$$

On prend le signe (-) dans la compression et le signe (+) dans la traction, ceci nous donne les contraintes extrêmes suivantes :

$$\sigma_t = 3,627 \text{ MPa (contrainte maximale de traction)}$$

$$\sigma_c = -1,444 \text{ MPa (contrainte maximale de compression)}$$

La section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

Maintenant, nous déterminons les longueurs de la zone comprimée et celle tendue par les formules suivantes :

$$\text{- longueur de la zone tendue : } L_T = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_t + \sigma_c} = 3,22\text{m}$$

$$\text{- longueur de la zone comprimée: } L_C = L - L_t = 1,28\text{m}$$

Le schéma suivant représente les contraintes minimales et maximales du voile:

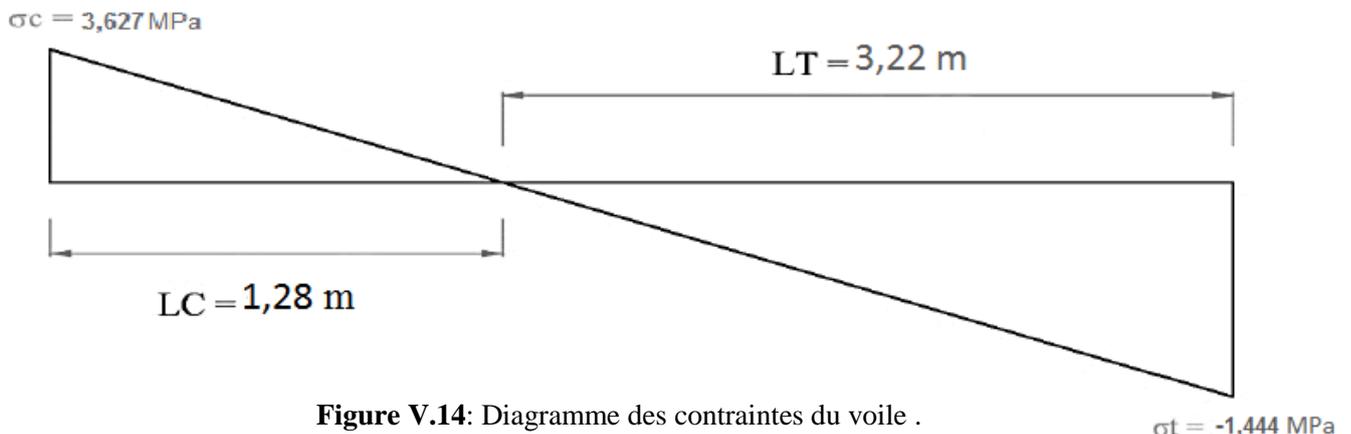


Figure V.14: Diagramme des contraintes du voile .

Calcul du ferrailage:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression mais mal à la traction d'où la nécessité d'y mettre des armatures pour résister aux contraintes de traction. Nous déterminons donc le ferrailage en considérant la contrainte de traction.

➤ **Zone d'about :**

C'est la zone extrême du voile, on considère une largeur de 25 cm pour chaque coté du voile. Nous déterminons la contrainte moyenne dans la zone d'about suivant le schéma suivant :

$$\sigma_1 = L_T = \frac{\sigma_t \times (L_t - 0.25)}{L_t} = 3,346$$

$$\sigma_{moy1} = \frac{\sigma_t + \sigma_1}{2} = 2,395 \text{ MPa}$$

Maintenant, nous déterminons la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitant la zone d'about.

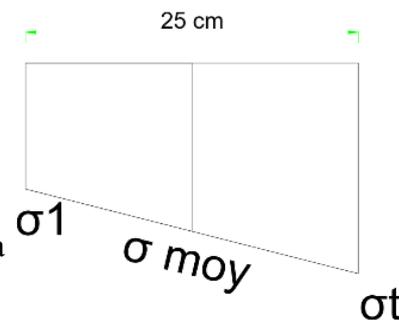
$$N_{moy1} = \sigma_{moy1} \times S_{about} = 2,395 \times 37500 = 89796$$

$$S_{about} = 0,25 \times 0,15 = 0,0375 \text{ m}^2$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{about} = \frac{N_{moy1} + \sigma_1}{\sigma_s} ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{about} = 25,80 \text{ cm}^2$$



➤ **Zone courante:**

Pour la zone courante, on prend une bande de largeur égale à :

$$d = \min (h_e/2, 2/3 L_c)$$

he: est la hauteur libre du voile (he = 3.06 m) d'où d = 0,85m

On trouve que la largeur de la bande est supérieure à la largeur de la zone tendue, donc nous déterminons la contrainte moyenne de la zone courante de la zone tendue, soit :

$$\sigma_{moy2} = (2/3) \times \sigma_1 = 2,230 \text{ MPa}$$

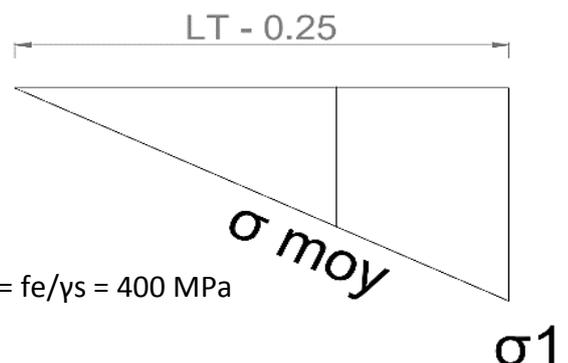
$$N_{moy2} = (1/2) \times \sigma_{moy2} \times S_{courante}$$

$$S_{courante} = 0,85 \times 0,15 = 0,1275 \text{ m}^2$$

$$N_{moy2} = 0,5 \times 2,230 \times 0,1275 \times 10^6 = 14286,36 \text{ N}$$

$$A_{courante} = \frac{N_{moy2}}{\sigma_s} ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e/\gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{courante} = 41,05 \text{ cm}^2$$



La valeur de la section « $A_{courante}$ » concerne uniquement la zone tendue, pour la zone courante totale du voile ($L_{courante} = 4$ m), il suffit de faire la règle de 3 pour la trouver :

$$A_{courante\ totale} = \frac{(A_{courante} \times L_{courante})}{(L_T - 0,25)} = 55,31 \text{ cm}^2$$

Récapitulation:

✓ $A_{about} = 25 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour une section de (2 x 3T18)
espacés de 10 cm soit de 15.27 cm²

✓ $A_{courante\ total} = 55.31 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour une section de (2 x 20T14)
espacés de 20 cm soit de 61.58 cm²

d) Exigences de R PA 99 v 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné
Comme suit:

- Globalement dans la section du voile: $0,15 \% \times B$.

$$A_{min} = 0.15\% \times 4.5 \times 0.15 = 10.12 \text{ cm}^2$$

- En zone courantes: 0,10 % .

$$A_{min} = 0.10\% \times 3.95 \times 0.2 = 7.90 \text{ cm}^2$$

e) Armatures horizontales:

- D'après le BEAL 2003 :

$$A_h \geq 0.0015\% \times 15 \times 450 = 10.125 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA10/ml ($3.93 \text{ cm}^2 \times 4 = 15.72 \text{ cm}^2$)

avec: $S_t = 18 \text{ cm}$

f) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

g) Vérification des contraintes de cisaillement (RPA99 révisé 2003):

$$\tau_u = \frac{1.4T}{e.d} = \frac{1.4 \times 187.98 \times 10^3}{150 \times 4500} = 0.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u <= \tau^- 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

h) Vérification à l'ELS:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{e \times L + A_s} = \frac{560,92 \times 10^3}{150 \times 4500 + 7103} = 0.866 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

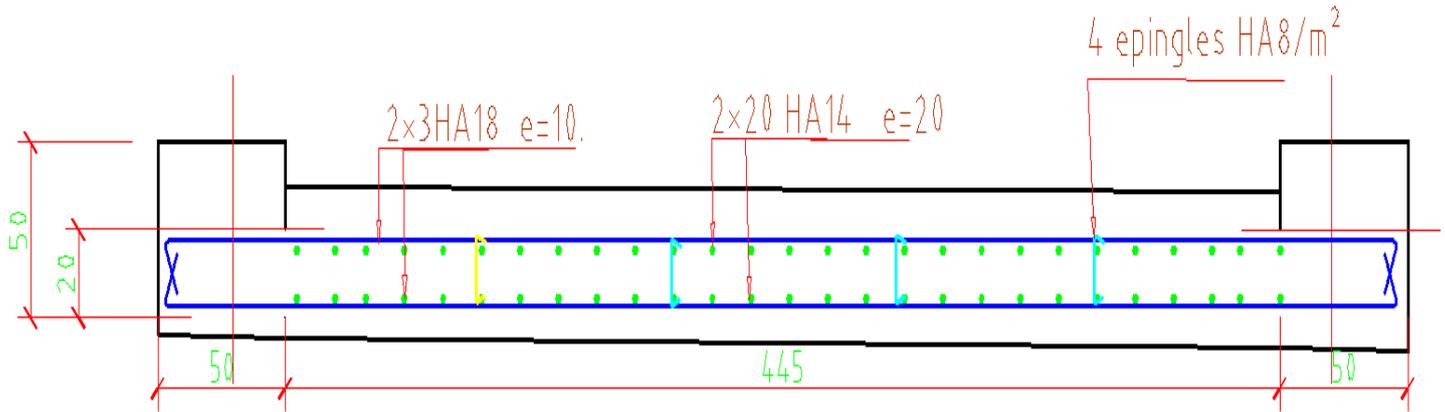


Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile Vx.

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

| Voile | Vx1 | Vx2 | Vx3 | Vx4 | Vy1 | Vy2 | Vy3 |
|---|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------|------------------|--------------------|
| L (m) | 10,5 | 4,4 | 4,5 | 2,53 | 3,35 | 1,2 | 2,06 |
| e (m) | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,15 | 0,2 | 0,2 | 0,15 |
| B (m ²) | 1,575 | 0,66 | 0,675 | 0,3795 | 0,67 | 0,24 | 0,309 |
| I (m ⁴) | 14,470 | 1,065 | 1,139 | 0,202 | 0,627 | 0,029 | 0,109 |
| V=V'=L/2 | 5,25 | 2,2 | 2,25 | 1,265 | -69,27 | 0,6 | 1,03 |
| N (kN) | -859,6 | -47,52 | -181,8 | -275,07 | 608,91 | 20,21 | -207,65 |
| M (kNm) | 8945,3 | 573,85 | 887,87 | 278,98 | 356,14 | 130,48 | 198,24 |
| T (kN) | 487,26 | 45,1 | 240,67 | 18,6 | 356,14 | 356,14 | 18,6 |
| σ_t (kN/m ²) | 2700 | 1114 | 1484 | 1019 | 1524 | 2803 | 1197 |
| σ_c (kN/m ²) | 3791 | 1258 | 2023 | 2468 | 1731 | 2634 | 2541 |
| nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | SPC | spc |
| L _t (m) | 4,37 | 2,07 | 1,90 | 0,74 | 1,57 | 0,62 | 0,66 |
| L _c (m) | 6,13 | 2,33 | 2,60 | 1,79 | 1,78 | 0,58 | 1,40 |
| D (m) | 1,53 | 1,53 | 1,53 | 1,19 | 1,19 | 0,39 | 0,93 |
| σ_1 | 2545 | 979 | 1290 | 674 | 1281 | 1670 | 743 |
| σ_{1moy} | 2622 | 1046 | 1387 | 846 | 1403 | 2236 | 970 |
| N _{1moy} | 98340 | 39235 | 52014 | 31736 | 70144 | 111811 | 36368 |
| σ_{2moy} | 1697 | 653 | 860 | 449 | 854 | 1113 | 495 |
| N _{2moy} | 19470,30 | 7488,65 | 9865,56 | 407,51 | 10145,25 | 4315,13 | 3468,61 |
| A _{about} | 28,26 | 11,27 | 14,95 | 35,13 | 20,16 | 32,13 | 10,45 |
| A _{courant} | 55,95 | 21,52 | 28,35 | 11,71 | 29,15 | 12,40 | 9,97 |
| A _{courant total} (cm ²) | 135,89 | 46,20 | 68,53 | 47,99 | 63,01 | 23,55 | 37,96 |
| A _{min} (cm ²) | 23.62 | 10,12 | 10.12 | 5.7 | 10.05 | 3,6 | 4.63 |
| | 2x58HA12 S=18cm | 2x22HA12 S=20 cm | 2x30HA12 S=15cm | 2x17HA14 S=15cm | 2x22HA14 S=15 cm | 28HA14 S=15cm | 2x14HA14 S=15cm |

tableau V.11 les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait la détermination des ferraillements des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) à partir calcul manuel et des résultats obtenus par l'analyse dynamique de la structure par logiciel ROBOT



CHAPITRE VI

Étude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm .
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur .
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS .
 2. Ferrailage à l'ELU.

→ Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire .
- La nature et l'homogénéité du bon sol .
- La capacité portante du terrain de fondation .
- La raison économique .
- La facilité de réalisation.

VI.2 Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon **RPA99 (Article 10.1.4.1)**,

se fait sous les combinaisons suivantes:

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

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

2.Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes .
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est:

la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50 \%$$

| Poteaux | N(kN) | Poteaux | N(kN) |
|------------------|-----------------|---------|--------|
| 23 | 413,67 | 36 | 353,91 |
| 19 | 300,93 | 37 | 294,98 |
| 20 | 880,59 | 38 | 707,77 |
| 21 | 1180,29 | 46 | 101,17 |
| 22 | 575,11 | 47 | 98,95 |
| 44 | 758,53 | 48 | 94,47 |
| 24 | 491,04 | 49 | 79,51 |
| 25 | 1126,84 | 50 | 101,63 |
| 26 | 923,21 | 51 | 106,54 |
| 27 | 323,58 | 52 | 40,27 |
| 28 | 339,5 | 65 | 46,99 |
| 43 | 985,34 | 35 | 668 |
| 42 | 615,71 | 29 | 652,31 |
| 41 | 438,52 | 33 | 633,04 |
| 32 | 379,28 | 31 | 776,67 |
| 40 | 761,73 | 30 | 788,43 |
| 39 | 1017,49 | 34 | 652,81 |
| 45 | 298,47 | 31 | 776,67 |
| TOTAL(kN) | 11809,83 | | |

| Voile | N(kN) |
|-------------------|----------------|
| 1107 | 763,9 |
| 1161 | 1018,87 |
| 1118 | 797,58 |
| 1129 | 939,46 |
| 1130 | 802,18 |
| 1172 | 834,76 |
| 1151 | 520,82 |
| 1251 | 637,37 |
| 1252 | 620,9 |
| 1265 | 472,03 |
| 1266 | 411,92 |
| 1264 | 545,94 |
| TOTAL (kN) | 8365,73 |

Tableu.VI.1 :l'effort normal de chaque (poteux ; voile).

La surface de la semelle est donnée par : $\frac{N_{poteux +voile}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

S: La surface totale de la semelle .

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$$

$$N_{ser} = 20175,56 \text{ KN}$$

2. a- Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de $S = 275.67 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50 \%$$

$$\frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{27149.68}{1.5} ; \frac{18099.78}{275.67} = 65.6$$

65.6 % > 50 % condition non vérifiée

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit

le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure .
- La réduction des tassements différentiels .
- La facilité d'exécution .

2.3.Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

2.4.Pré dimensionnement du radier :

4.1.Calcul du radier :

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol poids total de la structure).

4.2. Poids supporté par le radier :

2.a. Combinaison d'actions :

$$E.L.U : 37307,13 \text{ KN}$$

$$E.L.S : 27149.68 \text{ KN}$$

2.b.Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 27149.68$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{27149,68}{150} = 180 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 100 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une

surface d'assise S radier = 305,21 m²

2.c. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

➤ **condition de coffrage :**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad , \quad L = 600\text{cm}$$

$$24 \leq d \leq 30$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30$$

on prend : $h = 35 \text{ cm}$; $d = 31,5 \text{ cm}$

➤ **Condition de rigidité**

$$\left\{ \begin{array}{l} L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \\ L_{\max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2} \end{array} \right.$$

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$\bullet \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,5 \times (0,85)^3/12 = 0,025 \text{ m}^4$

E : Module d'élasticité du béton , $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

b : Largeur de la poutre , $b = 0,50 \text{ m}$.

K : Coefficient de la raideur de sol , $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,025}{500 \times 0,50}} = 5,98 \text{ m}$$

$$\bullet \quad L_{\max} \leq \frac{\pi \times L_e}{2}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

$$6 < \frac{3,14 \times 5,98}{2} = 9,3 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

2.5. Détermination de la hauteur de la nervure :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la nervure doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \longrightarrow 66,67 \leq h \leq 100$$

On prend : $h = 85 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 76,5 \text{ cm}$

Vérifications nécessaires :

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = \frac{QL}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1 m ; $L = 6,00 \text{ m}$

$$Q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{37307,13}{305,21} = 122,2 \text{ KN/m}^2$$

$$V_u = 122,2 \times \frac{6}{2} = 366,6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$d \geq \frac{V_u}{\bar{\tau}_u \times b}$$

$$d \geq \frac{366,6 \times 10^3}{1000 \times 2,5} = 0,54 \text{ m}$$

Vérification des contraintes de sol :

Sollicitation du premier genre

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0,35 \times 305,21 + 0,85 \times 0,5 \times 162,12] = 4393,1 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_{\text{ser}} = 27149,68 + 4393,1 = 31542,7 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{31542,7}{305,21} = 103,3 \text{ KN/m}^2 < 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Sollicitation du second genre

Determination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{35}{2}; 30\text{cm}\right) = 35\text{CM}$$

On opte pour un débord de $h_{deb} = 50\text{ cm}$

Donc la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 305$

Charges permanente :

Poids du bâtiment + Poids du radier + Poids du remblais en TVO + Poids de la dalle flottante = 37068,9 kN

$$G_{tot} = 37068,9\text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation :

Surcharges du bâtiment $Q_{bat} = 3956,16\text{ kN}$

Surcharges du radier $Q_{rad} = 4 \times 259,35 = 1037,4\text{ kN}$

$$Q_{tot} = 4993,56\text{ kN}$$

Combinaisons d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 43287,81\text{ KN.m}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 31542,7\text{ KN.m}$

Determination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_1 \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{43287,81}{1.33 \times 150} = 216,98$$

$$\text{A l'ELS: } S_2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{31542,7}{150} = 210,28$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_1, S_2) = 216,98$$

$S_{rad} > S_{nrad}$ Condition vérifiée.

Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum s_i X_i}{\sum S_i} = \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum S_i} =$$

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 11,85\text{ m}$ et $Y_G = 4,75\text{ m}$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{23,7 \times 9,5^3}{12} = 1693,3 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{23,7 \times 9,5^3}{12} = 10274,15 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_j(k=0) + T_j(k=0) \cdot h \quad \text{Avec :}$$

$M_j(k=0)$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_j(k=0)$: Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

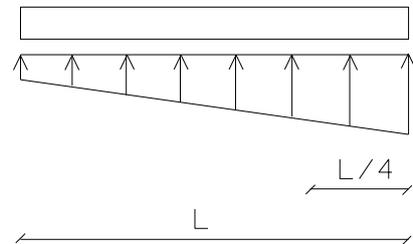


Figure.VI.1. Contraintes sous le radier

Sens longitudinal :

À l'ELU:

$$M_X = 40353,58 + 1778,91 \times 0,7 = 41598,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \quad \sigma_1 = \frac{43287,81}{216,98} + \frac{41598,81}{1693,3} \times 11,85 = 288,61$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \sigma_2 = \frac{43287,81}{216,98} - \frac{41598,81}{1693,3} \times 11,85 = 91,61$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 239,36 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{cv}$$

A P'ELS:

$$M_x = 40353,58 + 1778,91 \times 0,7 = 41598,81 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V \quad \sigma_1 = \frac{31542,7}{216,98} + \frac{41598,81}{1693,3} \times 11,85 = 436,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \sigma_2 = \frac{31542,7}{216,98} - \frac{41598,81}{1693,3} \times 11,85 = 145,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 363,79 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Sens transversal :**A P'ELU:**

$$M_y = 31072,70 + 2223,76 \times 0,7 = 32629,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{43287,81}{216,98} + \frac{32629,33}{10274,15} \times 4,75 = 214,58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{43287,81}{216,98} - \frac{32629,33}{10274,15} \times 4,75 = 184,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 207,04 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{cv}$$

A P'ELS:

$$M_y = 31072,70 + 2223,76 \times 0,7 = 32629,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{31542,7}{216,98} + \frac{32629,33}{10274,15} \times 4,75 = 160,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{31542,7}{216,98} - \frac{32629,33}{10274,15} \times 4,75 = 130,29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 152,91 \text{ KN/m}^2$$

$$2\sigma_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **CBA93 (Article A.5.2.4.2)**, propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u < 0,045 \times \varpi_c \times h_t \times \frac{FC_{28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal de calcul sur le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 1180,29 \text{ KN}$$

ϖ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\varpi_c = 2(A+B)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} A = a+h & A = 0,5 + 0,85 = 1,35 \text{ m} \\ B = b+h & B = 0,5 + 0,85 = 1,35 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\varpi_c = 2(1,35+1,35) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u = 1180,29 < 0,045 \times 5,4 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 7745,62$$

$$1180,29 \text{ KN} < 7745,62 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_r \times \gamma_w$$

$$f_s = 1,15 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN} / \text{m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$S_r = 305,21 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$H = 3,06 \text{ m (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).}$$

$$N = 27149,68 \text{ KN}$$

$$N = 27149,68 \text{ KN} \geq 1,15 \times 3,06 \times 305,21 \times 10 = 10740,33 \text{ KN}$$

$$27149,68 \text{ KN} > 10740,33 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.5.Ferraillage du radier :

5.1 Ferraillage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

1.1-1^{ère} cas :

si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

1. a- Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 \quad ; \quad M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

1. b-Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire}$$

1. c-Moment sur appuis :

$$M_a = 0,3M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

1.2-2^{ème} cas :

si : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée. Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Poids propre du radier :

$$G_0 = \rho \times e$$

Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} + 1,35 \times G_0$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} + G_0$$

$$G_0 = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_0 = 25[0,35 \times 305,21 + 0,85 \times 0,5 \times 162,12] = 4393,1 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } N_u = 37307,13 + 1,35 \times 4393,1 = 43237,81 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_{ser} = 27149,68 + 4393,1 = 31542,7 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{43237,81}{305,21} = 141,66 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_s = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{31542,7}{305,21} = 103,3 \text{ KN/m}$$

VI.6.Exemple de calcul :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,05}{5,5} = 0,55 > 0,4 ; \text{ La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,55 \implies \mu_x = 0,0894 \quad ; \quad \mu_y = 0,2500$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0894 \times 141,66 \times (3,05)^2 = 117,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \quad ; \quad M_{oy} = 0,2500 \times 117,81 = 29,45 \text{ KN.m}$$

3.1.En travée :**1. a-Sens x :**

$$M_t = 0,85M_o = 0,85 \times 117,81 = 100,13 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{100,13 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,071 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,091$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,091) = 30,68$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{100,13 \times 10^3}{30,68 \times 348} = 9,37 \text{ cm}^2 ; St = 20$$

❖ Choix : 7T14 = 10,78 cm²

1. b-Sens-y :

$$M_t = 0,75M_o = 0,75 \times 29,45 = 22,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22,08 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,015 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,47$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,47) = 25,578$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{22,08 \times 3}{25,578 \times 348} = 2,40 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 5T12 = 5,65cm² ; St = 20

.En appuis :**1. a-Sens x :**

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 117,81 = 58,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{58,9 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,040 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,05) = 30,8$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{58,9 \times 10^3}{30,8 \times 348} = 5,49 \text{ cm}^2 ; St = 20$$

❖ Choix : 5T12 = 5,65 cm²

2. b-Sens-y :

$$M_a = 0,3M_o = 0,3 \times 29,45 = 8,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8,83 \times 10^4}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,0063 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0063}) = 0,0081$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,0081) = 31,39$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{8,83 \times 10^4}{31,39 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : 3T12 = 3,39 cm² ; St = 20

b.b.Appuis intermédiaires :

$$M_{ay} = 0,5M_{oy} = 0,5 \times 29,45 = 14,72 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14,72 \times 10^4}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,076 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,076}) = 0,076$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,076) = 31,54$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{14,72 \times 10^4}{31,54 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

❖ Choix : $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$; $St = 20$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

Vérification des espacements :

Selon x-x :

$$St \leq \min (2h_r ; 25 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (2 \times 35 ; 25 \text{ cm})$$

$$St \leq 25$$

Selon y-y :

$$St \leq \min (3h_r ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (3 \times 35 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33$$

Vérification a l'ELU :

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$.La valeur minimale des armatures est

$$A_x = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b h$$

$$A_y = \rho_0 b h$$

Avec : $\rho_0 = 0,08 \%$ pour les barre à haute adhérence (FeE400)

$$\rho_0 = 0,8$$

$$A_x = 0,0008 \times \frac{(3-0,8)}{2} \times 100 \times 35 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 0,0008 \times 100 \times 35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

Sur travée : $10,78 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2$ cv

En appuis : $5,65 \text{ cm}^2 > 3,08 \text{ cm}^2$ cv

Sens y-y :

Sur travée : $5,65 \text{ cm}^2 > 2,8 \text{ cm}^2$ cv

En appuis : $3,39 \text{ cm}^2 > 2,8 \text{ cm}^2$ cv

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 L_y^4} \\ V_y = \frac{q_u L_y}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 L_y^4} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{141,66 \times 3,05}{2} + \frac{3,05^4}{3,5^4 \times 5,5^4} = 216,03 \\ V_y = \frac{141,66 \times 5,5}{2} + \frac{5,5^4}{3,5^4 \times 5,5^4} = 389,56 \end{array} \right.$$

$$V_u = \max (V_x ; V_y) \quad ; V_u = 389,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{389,56 \times 10^3}{100 \times 31,5 \times 10^2} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad 1,2 \leq 2,5 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement. Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :**Vérification des contraintes dans le béton:****En travée**

$$M_t = 100,13 \text{ KN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

position de l'axe neutre

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)A_s = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(31,5-y) \times 10,78 = 0$$

$$50y^2 + 161,7y - 5093,55 = 0$$

$$y = 11,83 \text{ cm}$$

moment d' inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 \times A_s + \eta(d-y)A's$$

$$= \frac{1}{3} \times 100 \times (11,83)^3 + 15 (31,5-11,83)^2 \times 10,78 = 117749,68 \text{ cm}^4$$

$$I = 117749,68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{100,13 \times 10^6 \times 11,83}{117749,68 \times 10^4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

sur appuis :

$$M_a = 58,9 \text{ KN.m}$$

position de l'axe neutre

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)A_s = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(31,5-y) \times 5,65 = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 2669,62 = 0$$

$$y = 4,59 \text{ cm}$$

moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 \times A_s + \eta(d-y) A's$$

$$= \frac{1}{3} \times 100 \times (4,59)^3 + 15(31,5-4,59)^2 \times 5,65 = 65414,46 \text{ cm}^4$$

$$I = 65414,46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{58,9 \times 10^6 \times 4,59}{65414,46 \times 10^4} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} (d-y)}{I}$$

En travée

Sens x :

$$\sigma_{st} = \frac{15 M_{ser} (d-y)}{I} = \frac{15 \times 100,13 \times 10^6 \times (315-118,3)}{117749,68 \times 10^4} = 25,08 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25,08 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens y :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 22,08 \times 10^6 \times (315 - 118,3)}{117749,68 \times 10^4} = 53,56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times ftj}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 53,56 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

sur appuis :

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 58,9 \times 10^6 \times (315 - 45,9)}{65414,46 \times 10^4} = 36,345 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times ftj}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 36,345 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.7 Ferrailage de débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 100 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1mètre avec : $h_r = 35 \text{ cm}$, $d = 31,5 \text{ cm}$

Calcul de ferrailage

$$q_u = 141,66 \text{ KN/m}, b = 100 \text{ cm}, h = 35 \text{ cm}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 70,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{70,83 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,050 < 0,392 \longrightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,050}) = 0,064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 31,5(1 - 0,4 \times 0,064) = 31$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t(\max)}{z \times \sigma_s} = \frac{70,83 \times 10^3}{31 \times 348} = 6,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{min})$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS:

$$q_{ser} = 103,3 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 51,65 \text{ KN.m}$$

position de l'axe neutre

Calcule Y

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d-h)A's - \eta(d-h)A_s = 0 \quad A's = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15(31,5-y) \times 7,70 = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 3638,25 = 0$$

$$y = 9,41 \text{ cm}$$

moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d-y)^2 \times A_s + \eta(d-y) A's$$

$$= \frac{1}{3} \times 100 \times (9,41)^3 + 15(31,5-9,41)^2 \times 7,7 = 84134,90 \text{ cm}^4$$

$$I = 84134,90 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} = \frac{51,65 \times 10^6 \times 9,41}{84134,90 \times 10^4} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

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

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I}$$

En travée

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}(d-y)}{I} = \frac{15 \times 51,65 \times 10^6 \times (31,5 - 9,41)}{84134,90 \times 10^4} = 20,30 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,30 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

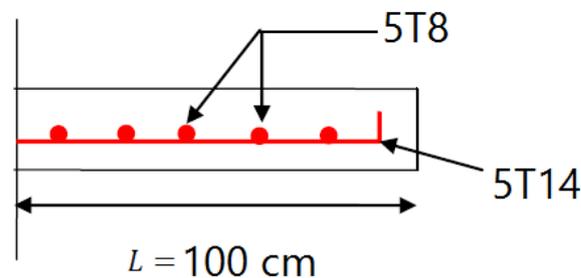
Schéma de ferrailage :

Fig.VI.2 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.8 Ferrailage des nervures :**b. Ferrailage des nervures****b.1. Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifié 99 [1]*)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis $M_t = 0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures

b=50 cm ; h= 85 cm ; d=76 cm

$$A_{s \min} = 0,5 \% b.h$$

- Sens porteur (y-y)

L=3,55 m

| | $M_u(kNm)$ | μ | α | Z(cm) | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|---------------|------------|--------|----------|--------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 191,71 | 0,0462 | 0,0591 | 74.203 | 7,42 | 5T14 | 7.7 |
| Appuis | 112,80 | 0,0273 | 0,0346 | 74.94 | 4.32 | 5T14 | 7.7 |

Tableau.VI.2. Ferrailage des nervures (sens porteur)

- Sens non porteur (x-x)

L=3.55

| | $M_u(kNm)$ | μ | α | Z(cm) | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|---------------|------------|--------|----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 169,20 | 0,033 | 0.041 | 83.6 | 5.81 | 5T14 | 7.7 |
| Appuis | 67,66 | 0,0163 | 0,0205 | 84.30 | 2.30 | 5T14 | 7.7 |

Tableau.VI.3. Ferrailage des nervures (sens non porteur)

- Nervures de longueur 7,07m

L=7,07m

| | $M_u(kNm)$ | M | α | Z(cm) | $A_s^{cal}(cm^2)$ | Choix | $A_s^{adp}(cm^2)$ |
|---------------|------------|--------|----------|-------|-------------------|-------|-------------------|
| Travée | 338,21 | 0,0185 | 0,0234 | 75.2 | 12.93 | 6T20 | 18,85 |
| Appuis | 225,5 | 0,0545 | 0,0701 | 73.8 | 8.78 | 6T20 | 18,85 |

Tableau.VI.4. Ferrailage des nervures de longueur 7,07m

b.3. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,53cm^2 < 15,71cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

2. Vérification des contraintes à l'ELS

| Nervures | Sens | M_{ser} (kNm) | A_s (cm ²) | σ_{bc} (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | Vérification |
|-----------------------------|--------|--------------------|-----------------------------|------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------------|--------------|
| 1 Porteuse | Travée | 151,99 | 7.7 | 6,0 | 15 | 57,4 | 240 | OK |
| | Appui | 89,41 | 7.7 | 3,5 | 15 | 33,8 | 240 | OK |
| 2 Non p. | Travée | 134,11 | 7.7 | 5,3 | 15 | 50,7 | 240 | OK |
| | Appui | 53,64 | 7.7 | 2,1 | 15 | 20,3 | 240 | OK |
| 3 7,07m | Travée | 268,14 | 18,85 | 9,9 | 15 | 99,3 | 240 | OK |
| | Appui | 178,81 | 18,85 | 7,0 | 15 | 67,5 | 240 | OK |

Tableau.VI.5. Vérification des contraintes

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

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

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{243,83 \times 3,50}{2} = 426,7\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{426,7 \cdot 10^3}{500 \times 760} = 1,12\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales

- **BAEL 91 modifié 99**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 1,125\text{MPa}$$

- **RPA99 version 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 13,7\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$\text{avec : } \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 2,25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 45\text{cm} ; d = 63\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,70\text{cm}^2$$

On prend : $4T10 = 3,14\text{cm}^2$ *

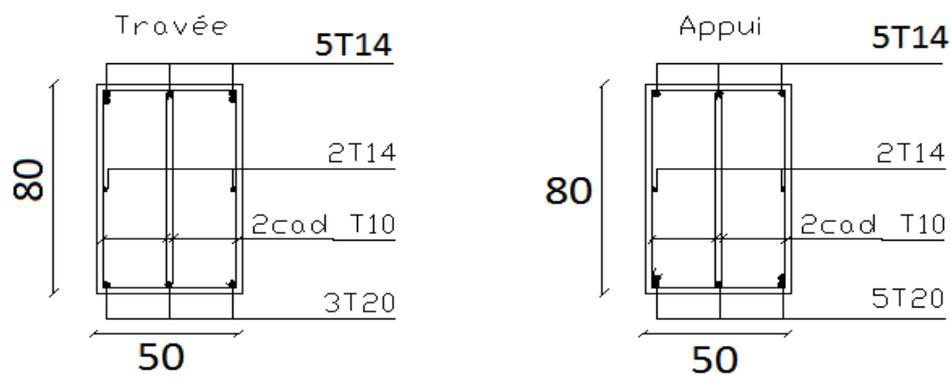


Figure.VI.3: Ferrailage des nervures du sens porteur $L = 3.50\text{ m}$

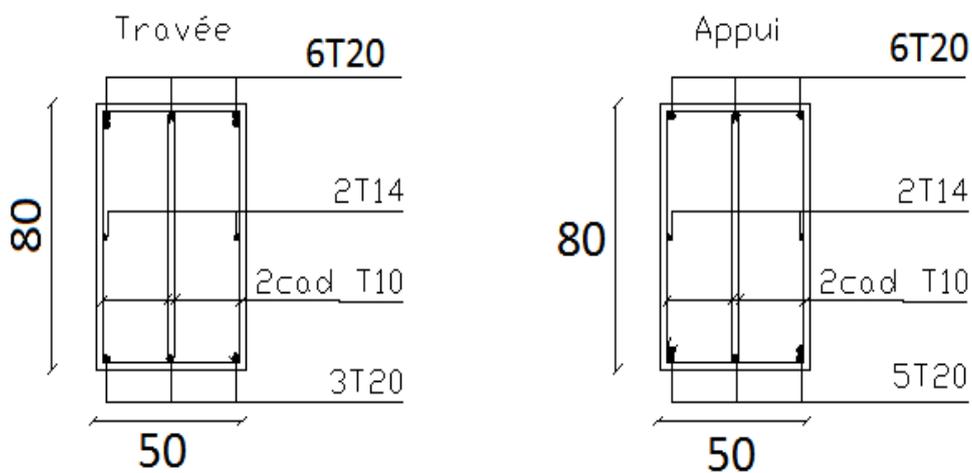


Figure.VI.4: Ferrailage des nervures de longueur $7,07\text{ m}$

VI.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a calculer le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Conclusion générale

La réalisation de cette étude pour nous une occasion de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, l'application des réglemens tels que : Le (RPA, 1999), (BAEL, 1991) et le (CBA, 1993) etc... L'ensemble des dimensionnements des éléments structuraux a été fait à l'optimum pour une réalisation à coût minimum possible. Notons que ce projet qui constitue pour nous une première expérience, dans l'aspect informatique puisque l'utilisation des outils informatiques (ROBOT,AUTOCA,REVIT ...) reste une étape très importante. D'après l'analyse dynamique qu'on a faite, il convient de souligner pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans sur cout important. On retiendra du côté des avantages la bonne disposition des voiles qui a permis une structure stable et rigide et un comportement adéquat vis-à-vis du séisme comme le montre les résultats à travers les périodes et les modes propres, explicités dans le fichier résultat ROBOT en fin nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

Recommandations

Le prédimensionnement est une étape nécessaire, pour obtenir durable et moins chère Pour le contreventement et la disposition des voiles, on a constaté que leur bonne disposition est plus importante que le nombre de voile à placer dans une structure. En fin nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

REFERENCES

(BAEL, 1991) : Règles béton armé aux états limites 1991 BAEL 91.modifier99.

(RPA, 1999) : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.

(DTR BC 2.2) : document technique réglementaire.

(CBA, 1993) : Règles de conception et de calcul en béton armé.

ROBOT et REVIT : logiciel de la modélisation de la structure.

CORELDraw : dessine et trace le vecteur

M. GUETTICHE: Cours de béton armé² 3^{ème} année génie civil 2018/2019
Cours Génie parasismique 2^{ém} master 2020/2021

M. LECHHAB : Cours de Mécanique de structure 3^{ème} année génie civil 2018/2019

M. DROUNA : Cours de béton armé³ 1^{ér} Master génie civil 2019/2020

M.RABHI : Cours de Modélisation de structure 2^{ém} Master génie civil 2020/2021

CHAINE YOUTUBE : BELKACEM CHAIBEDRA (modélisation et analyse)

ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général
 $\gamma_b=1,5$
 $\gamma_s=1,15$
Cas accidentel
 $\gamma_b=1,15$
 $\gamma_s=1$

Les données
 Caractéristique du béton et
 l'acier
 Sollicitation M_U

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Decision: $\mu < \mu_R$

Oui

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

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

Decision: μ

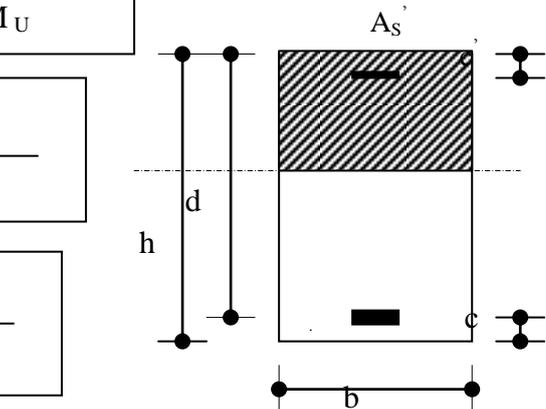
Oui

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non

$$\varepsilon_s = 3,5\% \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$



Non

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

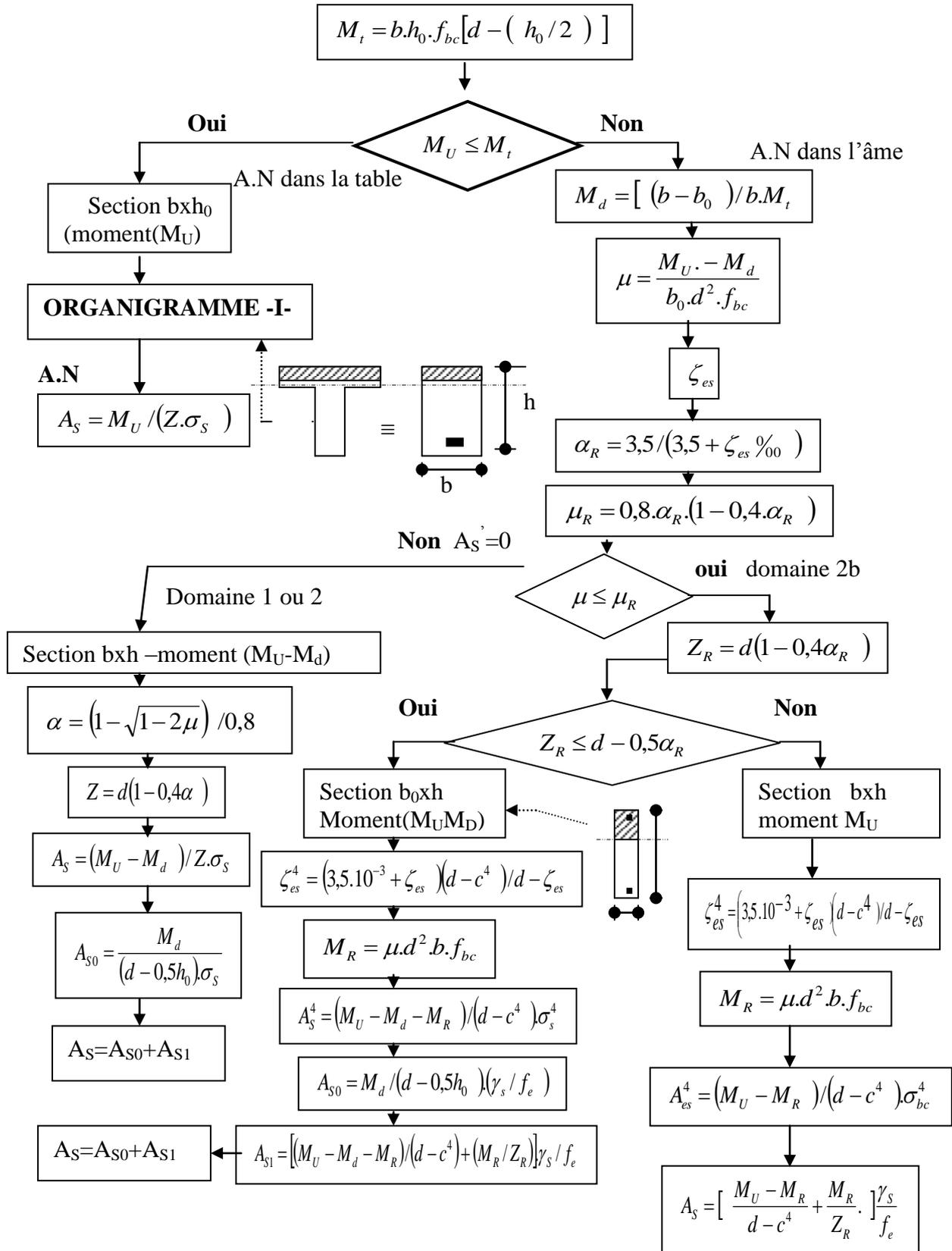
$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_S = \left[\frac{(M_U - M_R)}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{Z_R \cdot f_e / \gamma_S}$$

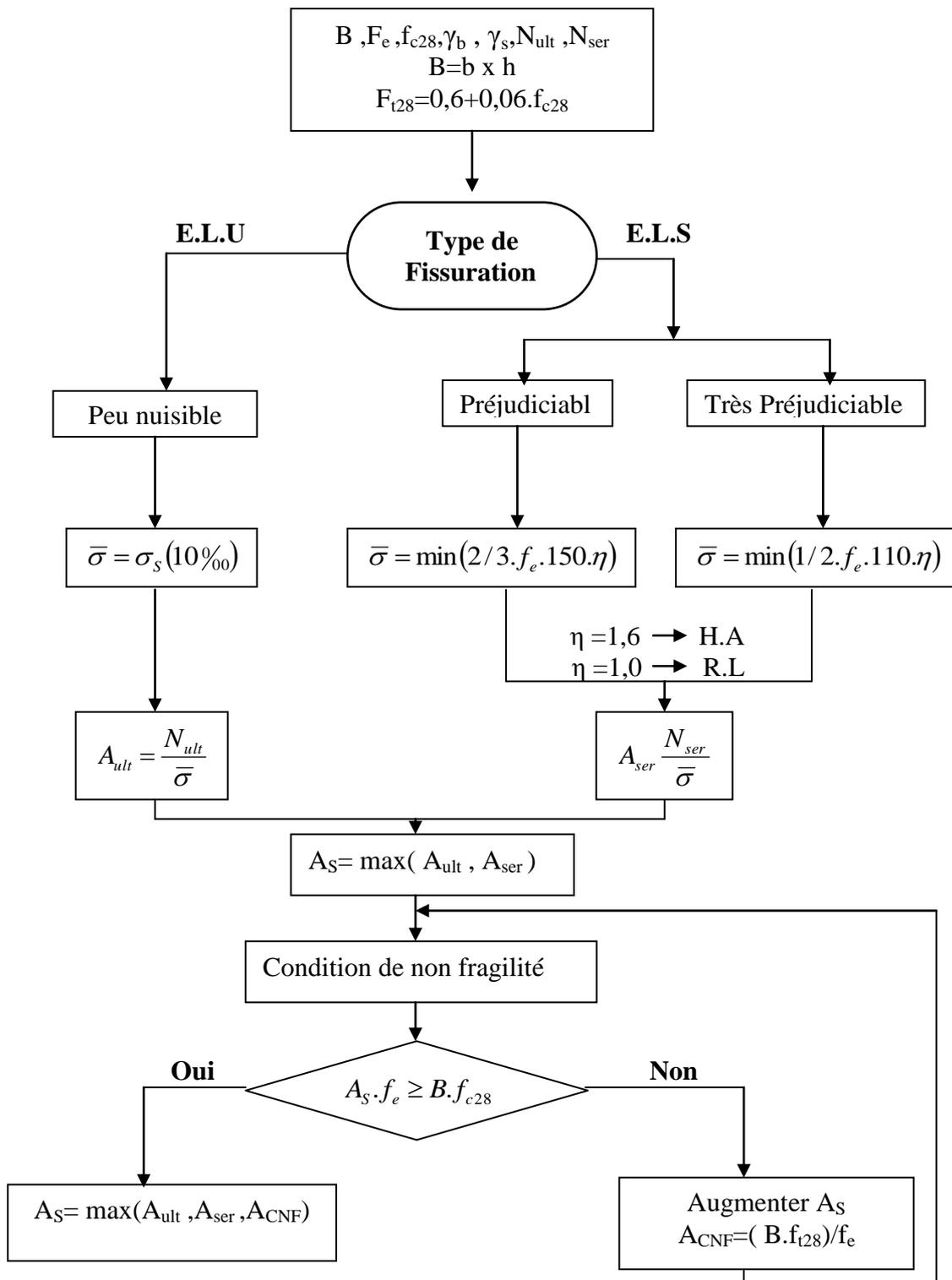
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple

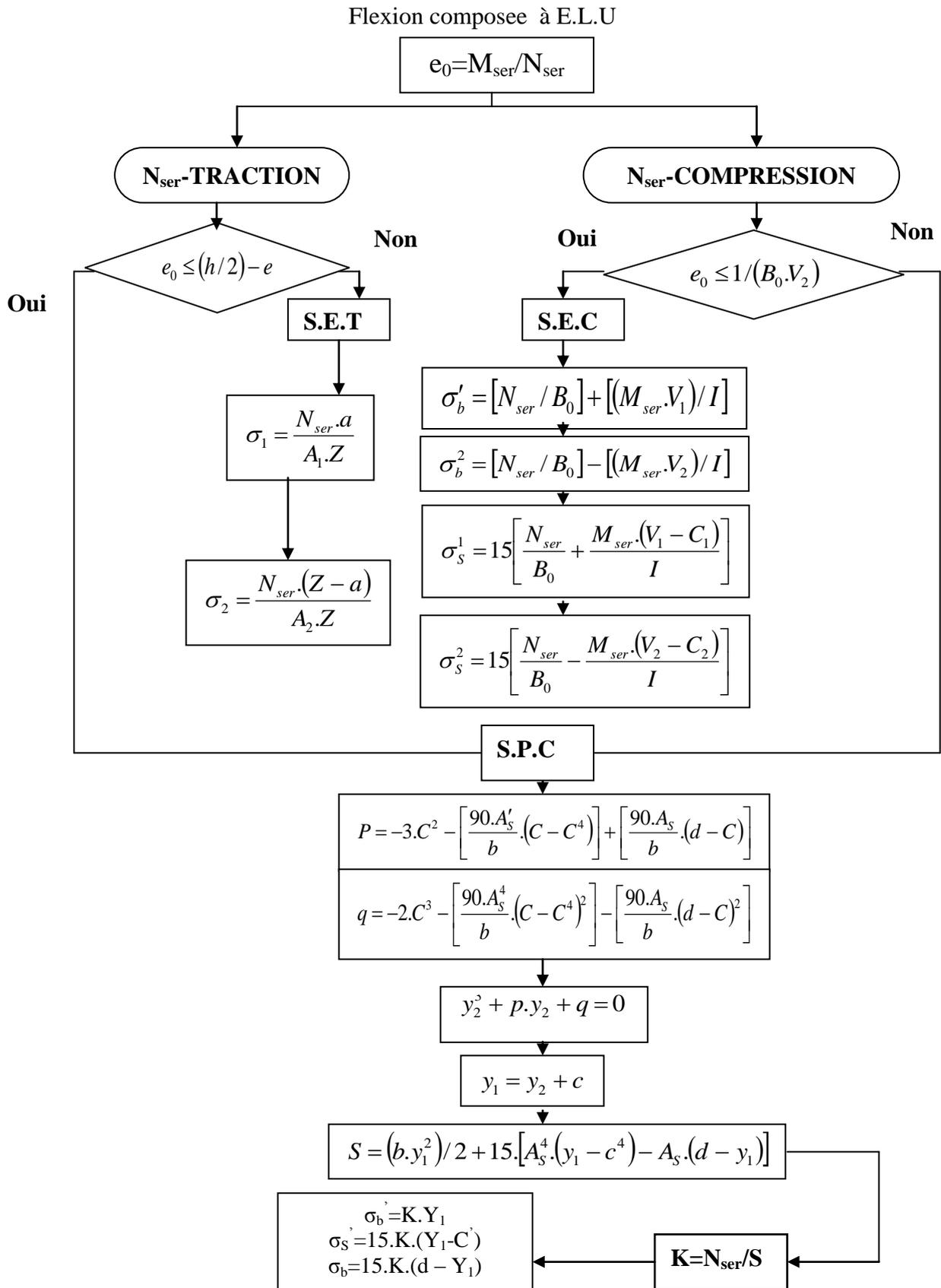


ORGANIGRAMME 3

Traction simple

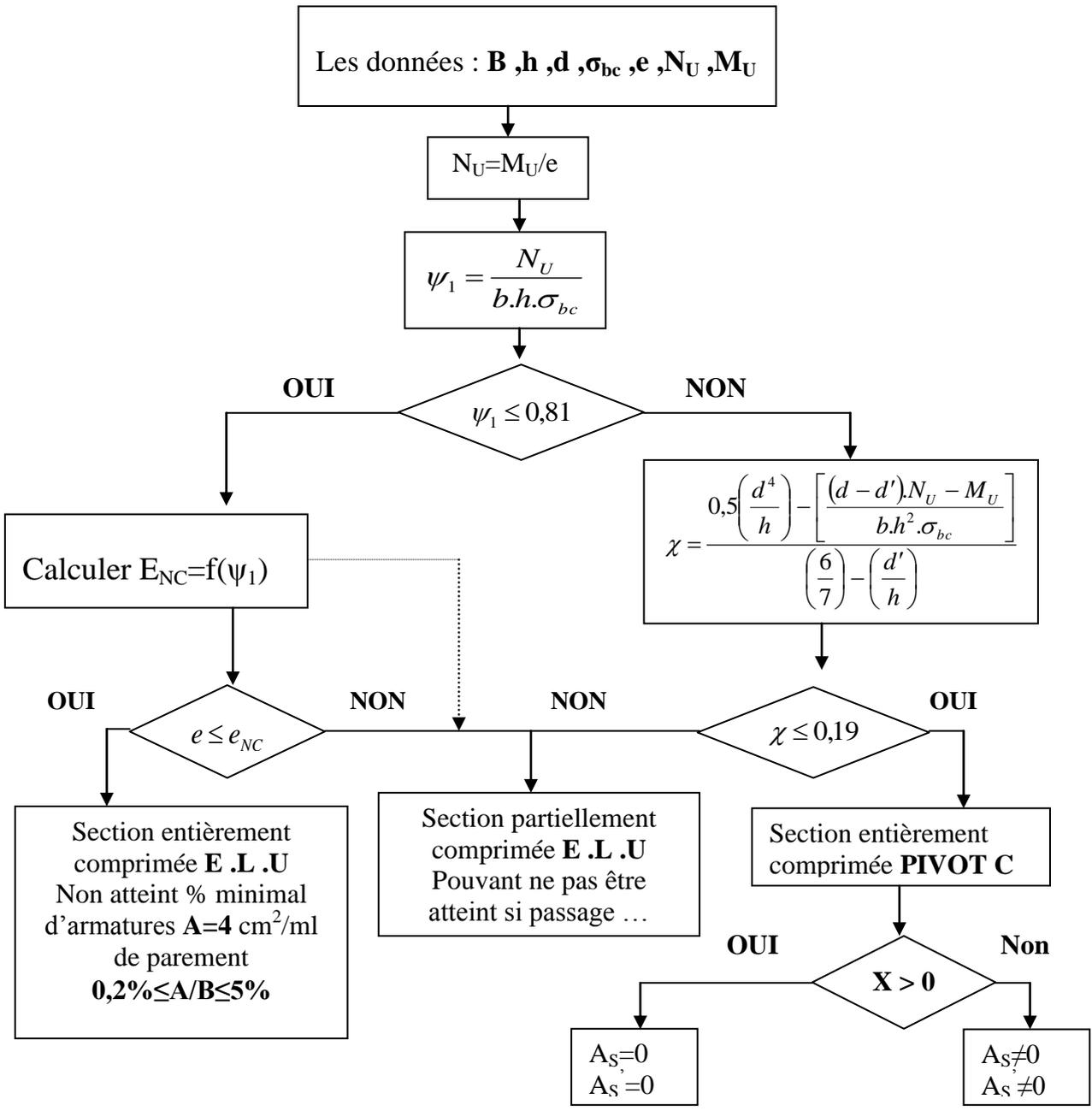
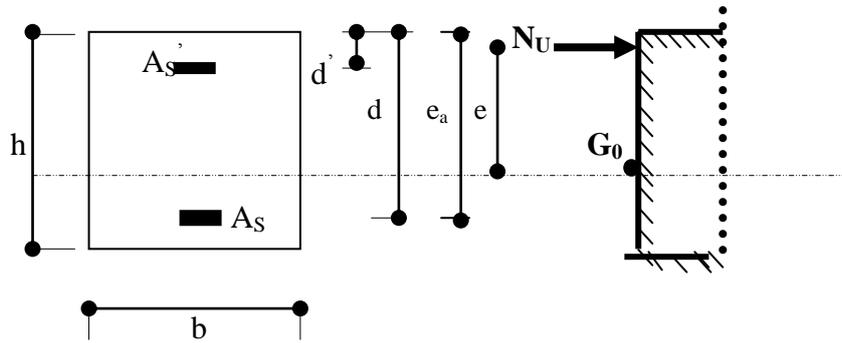


ORGANIGRAMME 4



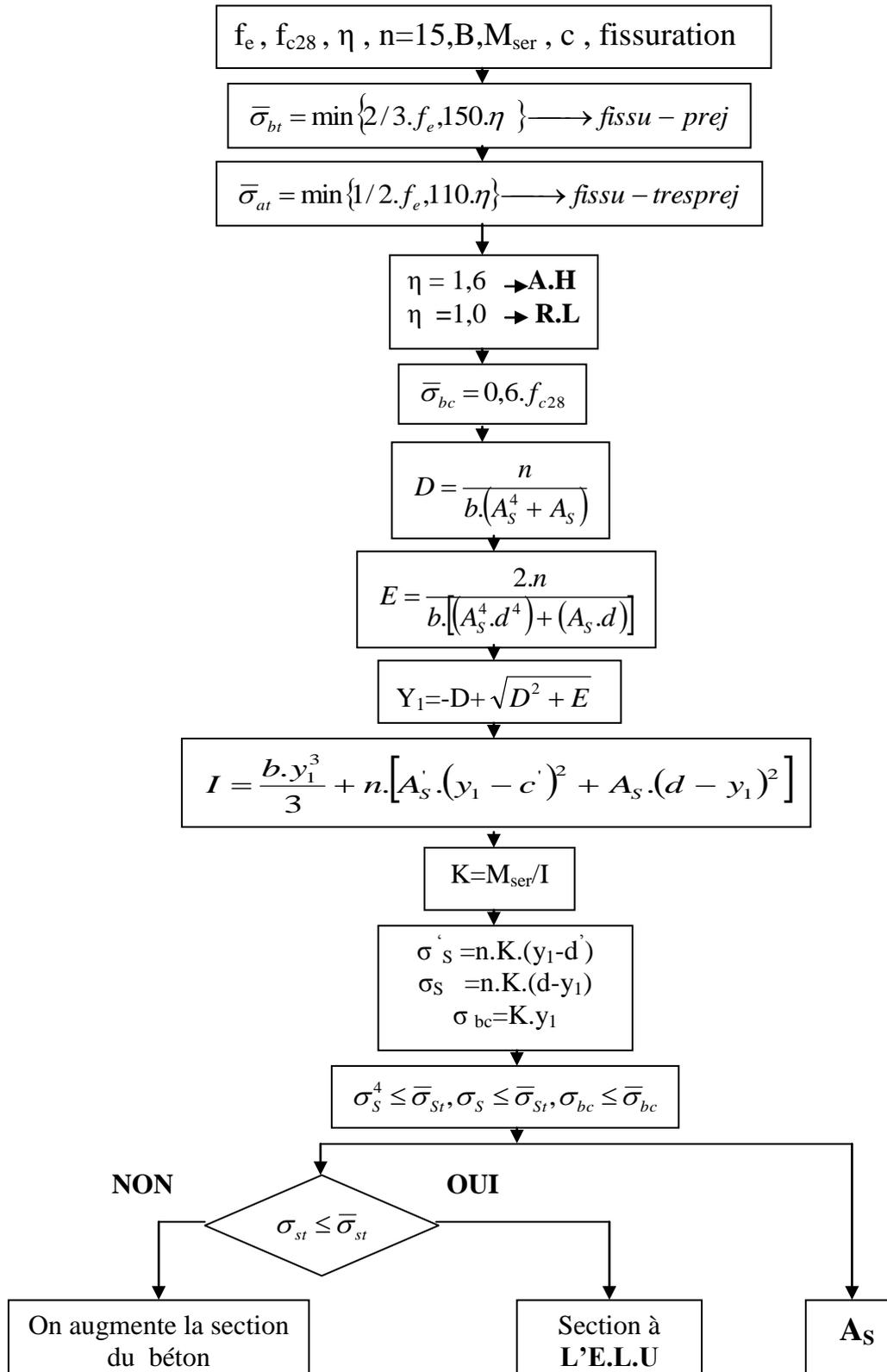
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



Organigramme 6

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme 7

Calcul des armatures d'une poutre soumise à l'effort tranchant

Organigramme

