

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Djalali Bounaama - Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Technologie

## Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil  
Spécialité « Structures »

### Thème

**Influence du changement de la masse de différents niveaux sur les réponses sismiques d'un bâtiment (RDC + 08 étages) en BA à usage d'habitation.**

**Réalisé par :**

- ✓ ROUABA Mohamed
- ✓ TOUMI Nabil

**Encadré par :**

Dr: BENYAMINA Smain  
**Examineur:** Dr.MERABTI salem  
**Président:** Dr . BOUDINA Abdellah

**Année universitaire : 2022/2023**

# Remerciement

*Nous remercions Dieu le Tout-Puissant de nous avoir permis de mener à bien ce travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciements au notre promoteur **Mr. BENYAMINA Smain** pour avoir accepté de travailler avec nous, ainsi que pour tous les efforts qu'il a déployés pour nous aider et pour sa patience tout au long de son encadrement.*

*Nous tenons à remercier les membres de jurys qui nous font l'honneur D'examiner cet humble travail.*

*Merci à tous les professeurs du Département de génie civil pour ce qu'ils nous ont apporté pendant notre période de formation.*

*Enfin, tous nos amis, et ceux qui de près ou de loin contribuent à l'accomplissement de ce modeste travail.*

# Dédicace

*Au nom de Dieu, le Très Miséricordieux, et que la prière et la paix  
soient sur Son Noble Prophète*

*Dieu merci pour ma réussite dans mon parcours académique*

*Je dédie ce modeste travail à :*

- *Ma famille qui mon toujours soutenus et encourager durant tout ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.*
- *Tous les professeurs qui m'ont dirigé vers la porte du succès et spécialement à mon promoteur.*
- *Tous mes amis et tous ceux qui me connaissent.*
- *Toute la promotion de génie civil 2022-2023.*

## Nabil / Mohamed

### ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير معايرة الدور الديناميكي والسكوني على السلوك الديناميكي العام لمبنى من الخرسانة المسلحة مستطيل الشكل للاستخدام السكني (طابق ارضي + 8 طوابق) يقع في بلدية عين الجزائر المصنفة في المنطقة زلزالية متوسطة III) وفق 99RPA نسخة 2003.

يتم تصميم وحساب العناصر الهيكلية وغير الهيكلية لمشروعنا وفقا لقواعد الزلازل الجزائرية (RPA 99 نسخة 2003)، قواعد تصميم وحساب هياكل الخرسانة المسلحة (CBA93، وBAEL91 معدل 1999).

تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS، حيث تم تصميم البلاطات بأرضية غير مشوهة المقاييس، وتم أخذ الأعمدة والعوارض

كعناصر خطية) إطار (، وتم اختيار الجدران كعناصر سطحية) جدار (تم تسليح عناصر الهيكل بواسطة برنامج التسليح 2010 SOCOTEC8. تم تسليح الجدران والعناصر الغير هيكلية يدويا.

أظهرت النتائج التي تم العثور عليها خلال هذه الدراسة أن الفترة وقوة القص عند القاعدة والإزاحة بين الطور تختلف بشكل متناسب مع الزيادة في الكتلة.

### Résumé

L'objectif de ce projet est d'étudier l'impact de calage de la période fondamentale dynamique et statique sur le comportement dynamique global d'un bâtiment en béton armé de forme rectangulaire à usage d'habitation et commerciale (RDC+8 étages), situé à la commune de ALGER, qui est classé comme une zone de moyenne sismicité (III) selon les RPA99/version2003.

La conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux de notre projet ont été effectués suivant le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003), les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), et le code du calcul de béton armé aux états limites BAEL91modifié 1999.

L'analyse dynamique a été effectuée par le biais du logiciel ETABS, dont les planchers sont modélisés par des diaphragmes rigides, les poteaux et poutres ont été pris comme des éléments barres (Frame), les voiles ont été choisi comme des éléments surfaciques (Shell).

Le ferrailage des éléments de la structure a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC8. Le ferrailage des voiles et des éléments non structuraux a été fait manuellement.

Les résultats trouvés au cours de cette étude, montrent que la période et l'effort tranchant à la base, le déplacement inter-étages varient proportionnellement avec l'augmentation de masse.

## Summary

The objective of this project is to study the calibration impact of the dynamic and static fundamental period on the global dynamic of reinforced concrete building for residential and commercial use (ground floor + 8 floors). It is located in ALGER, which is classified as zone of medium seismicity according to the Algerian seismic code **RPA-99 / 2003 version**.

The design and calculation of the structural and non-structural elements of our project were carried out in accordance with the Algerian seismic rules (RPA99/version2003), the rules for the design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), and the BAEL91 modified 1999.

The dynamic analysis was carried out using the ETABS software, whose floors are modeled by rigid diaphragms, the columns and beams were taken as bar elements (Frame), the walls were chosen as surface elements (Shell).

The reinforcement of the elements of the structure was carried out by the reinforcement software SOCOTEC8. The reinforcement of the walls and the non-structural elements were done manually.

The results found during this study show that the period and the shear force at the base, the understory displacement vary proportionally to the increase in mass.

# SOMMAIRE

Remercîment	
Dédicace	
Liste de tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale	1
<b>Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul</b>	
1. Introduction	4
1.1. Présentation de l'ouvrage	4
1.1.1. Caractéristiques De L'ouvrage	4
1.1.2. Classification du bâtiment:	4
1.2 .Eléments de l'ouvrage	4
1.3. Caractéristiques Des Matériaux	5
1.4. Hypothèses de calcul	7
<b>Chapitre 2 : Pré dimensionnement de l'ouvrage</b>	

2.1. Introduction	10
2.2. Pré dimensionnement des planchers	10
2.2.3.2. Dalle pleine	10
2.3 .Evaluation du charges	13
2.3.1. Plancher terrasse inaccessible	13
2.3.2. Plancher étage courant	13
2.3.2.1. Dalle pleine	13
2.3.3. Maçonnerie	13
2.4. Acrotère	13
2.5. Les composants d'escalier	14
2.6. Dalle machine	14
2.7 . Les portiques	15
2.7.1. Les poutres	15
2.8. Les poteaux	17
2.9. Les Voiles	21
<b>Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux</b>	
3.1.Introduction	22
3.2. Acrotère	22
3.3. Etude des planchers	24
3.4 Etude des balcons	31
3.5. Escalier	42
3.6 Poutre palière	60
3.7 Etude De La Dalle Machine	36
<b>Chapitre 4 : étude dynamique</b>	
4.1. Introduction	79
4.2. Fonctionnalités	81
4.3. Etude sismique	81
4.4. Calcule et présentations des résultats	84
4.4.1. Modèle 1	84
4.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	85
4.4.3. Vérification des déplacements	86
4.5. Vérification de participation massique	87

4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	88
4.9. Vérification de l'effort normal réduit	89
4.10. conclusion	89
<b>Chapitre 5 : ferrailage des éléments structuraux</b>	
5.1.Introduction	91
5.2.Ferrailage des poteaux	94
5.3. Ferrailage des poutres	105
5.4. Les voile	121
5.5.Calcul des linteaux	160
<b>Chapitre 6 : Etude de fondation</b>	
6.1. Introduction	167
6.2. Fonctions assurées par les fondations	168
6.3. Classification des fondations	170
6.4. Calcul Des Fondations	171
6.5. Semelles isolées	172
6.6. Semelles filantes	177
6.7. Radier général	180
6.8. Nervures :	184
6.9. Ferrailage du radier	189
6.10. Ferrailage des Longrines	191
6.11. Voile périphérique	192
6.12. Ferrailage des débords	193
<b>Chapitre 7 : Partie de Recherche</b>	
7.1. Introduction	197
7.2. L'étude sismique:	197
7.3. Présentation des différentes méthodes de calcul	199
7.4. Effet du changement de masse d'étages sur la période fondamentale de la structure	200
7.5. Effet du changement de masse d'étages sur Vérification de participation massique	202
7.6. Effet du changement de masse d'étages sur les efforts tranchants à la base	203
7.7.Effet du changement de masse d'étages sur les déplacements inter-étages	207
7.8 effet le % masse sur Vérification de l'effet P- $\Delta$	209
7.9. effet le % masse sur Vérification de non renversement	210

Conclusion Générale	210
Bibliographie	
Annexe	

# Liste des tableaux

- Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.**
- Tableau 1.2. Type de fissuration**
- Tableau 1.3. Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .**
- Tableau.2.1. Charges permanentes du plancher terrasse**
- Tableau.2.2. Charges permanentes du plancher courant**
- Tableau 2.3 : Charges du plancher à dalle pleine**
- Tableau.2.4 : Charges permanentes**
- Tableau.2.5. Les Evaluation des Charges.**
- Tableau 2.6: Les charges d'exploitation**
- Tableau.2.7: Les charges d'exploitation.**
- Tableau.3.1 : les sollicitations appliquées sur l'acrotère**
- Tableau .3.3. Vérification des contrainte**
- Tableau .3.4. Les combinaisons de charge pour le système de levage.**
- Tableau .3.5. Moment dus au système de levage.**
- Tableau .3.6. Charges dus au système de levage.**
- Tableau .3.7. Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle**
- Tableau .3.8. Superposition des moments** Tableau .
- 3.9. Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.**
- Tableau .3.10. Contrainte de compressions de la salle machine dans le béton à L'ELS**
- Tableau.3.11. Charge permanente palliase [3]**
- Tableau .3.12. Charge permanente palier**
- Tableau .3.12. Charge permanente palier**
- Tableau.3.13. Caractéristiques géométriques et mécaniques**
- Tableau 3.14 .Calcul des armatures longitudinales.**
- Tableau .3.15. Vérification de Contrainte de compression dans le béton.**
- Tableau 3.16. Combinaison des charges.**

**Tableau .3. 17.: Calcul des efforts internes des poutrelles à deux travées**  
**Tableau 3.18. : Calcul des efforts internes des poutrelles à deux travées**  
**Tableau 3.19. Calcul de ferrailage à L'ELU.**  
**Tableau.3.20. Vérification de la contrainte de compression dans le béton.**  
**Tableau.4.1. Périodes et facteurs de participation massique.**  
**Tableau 4.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment**  
**Tableau .4.3. Poids de chaque étage et totale du structure**  
**Tableau 4.3. Vérification de l'effort sismique a la base**  
**Tableau. 4.4. Vérification des déplacements inter étages. (Sens X)**  
**Tableau 4.5. Vérification des déplacements inter étages. Sens-Y**  
**Tableau 4.6.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens x-x**  
**Tableau 4.7.Vérification l'effet P- $\Delta$  du modèle final Sens y-y**  
**Tableau 4.2.Vérification d'interaction sous charges verticale**  
**Tableau 4.8.Vérification de l'interaction sous charges horizontale**  
**Tableau 4.9.Vérification l'effort normal réduit.**  
**Tableau.4.10. calcul du moment stabilisant**  
**Tableau .4.11. : Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.**  
**Tableau .5.1.Situation durable**  
**Tableau .5.2 Situation accidentelle**  
**Tableau 5.3 : Les sollicitations dans les poteaux**  
**Tableau 5.4 : Choix des armatures des poteaux.**  
**Tableau 5.5. Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmax; Mcor)**  
**Tableau 5.6. Vérifications des contraintes pour les poteaux (Nmax; Mcor)**  
**Tableau 5.7.Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux**  
**Tableau 5.8. Espacements maximales selon RPA99.**  
**Tableau 5.9. Le choix des armatures transversales.**  
**Tableau 5.10: Vérification au flambement**  
**Tableau 5.11. La longueur de recouvrement**  
**Tableau 5.12. Vérification des contraintes des poteaux du RDC**  
**Tableau 5.13. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)**  
**Tableau 5.14. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)**  
**Tableau 5.15. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)**  
**Tableau 5.16. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)**  
**Tableau 5.17.Choix des armatures pour les poutres porteuses**  
**Tableau 5.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses**  
**Tableau 5.19. Vérification de la contrainte de cisaillement**  
**Tableau 5.20. Vérification des poutres porteuses**  
**Tableau 5.21.Vérification des poutres non porteuses**  
**Tableau 5.22.Tableau récapitulatif du calcul de la flèche**  
**Tableau 5.23.Tableau de contrainte (0,8G $\pm$ E)**  
**Tableau 5.24: Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q + E)**

**Tableau 5.25 : Vérification de la contrainte**  
**Tableau 5.26 : détermination de surface de ferrailage**  
**Tableau V.27: Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles**  
**Tableau 5.28 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q +E).**  
**Tableau5.29. Effort et sections d'armature dans les voiles :**  
**Tableau 5.30 : Choix d'armature des voiles.**  
**Tableau 5.31 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.**  
**Tableau 5.32: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.**  
**Tableau 5.33 : Détermination des armatures horizontales.**  
  
**Tableau 5.34: Calcul des contraintes : (0,8G±E)**  
**Tableau 5.35 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q + E)**  
**Tableau 5.36.1: Détermination des armatures vertical et Calcul de la contrainte**  
**Tableau 5.36. : Section total d'armature :**  
**Tableau 5.37. Caractéristiques géométriques et sollicitations des trumeaux.**  
**Tableau 5.38. Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q + E) les trumeaux.**  
**Tableau 5.39 :. Effort et sections d'armature dans les trumeaux :**  
**Tableau 5.40: Choix d'armature des trumeaux.**  
**Tableau 5.41 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.**  
**Tableau 5.42. Vérification de la contrainte de cisaillement.**  
**Tableau 5 .43 : Détermination des armatures horizontales**  
**Tableau 6.1.Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau**  
**Tableau 6.2 .Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile**  
  
**Tableau6.3. Sections des semelles filantes sens x-x .**  
**Tableau 6.4. Sections des semelles filantes sens y-y .**  
**Tableau 6.5. Vérification des Contraintes à l'ELU.**  
**Tableau 6.6. Vérification des contraintes à l'ELS.**  
**Tableau 6.7. Calcul des moments à l'ELU.**  
**Tableau 6.8. Calcul des moments à l'ELS.**  
**Tableau 6.9. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.**  
**Tableau 6.10. Vérification des contraintes à E.L.S.**  
**Tableau 6.11. Vérification des contraintes à E.L.S.**  
**Tableau 6.12. Ferrailage des nervures suivant x-x.**  
**Tableau 6.13. Ferrailage des nervures suivant x-x.**  
**Tableau 6.14. Ferrailage des nervures suivant y-y.**  
**Tableau. 6.15. vérification des contraintes à l'ELS. 206.1**  
**Tableau. 6.16. Vérification des contraintes à l'ELS**  
**Tableau 6.17. Espacement des armatures transversales**  
**Tableau 6.18. Choix des armatures transversales.**  
**Tableau 6.19: coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site.**  
**Tableau 6.20 : Choix d'armatures de la longrine.**  
**Tableau 6.21. Ferrailage de panneau débord**  
**Tableau 6.22. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.**

# LISTE DES FIGURES

Figure 1.1. Diagramme contraintes ( $\sigma$ ) déformations ( $\epsilon$ ) du béton.

Figure 1.2 Diagramme contraintes- déformations de calcul.

Figure 2.1. Coupe d'une dalle en corps creux.

Figure.2.2. Coupe transversale poutrelle

Figure .2.3 . Plancher terrasse (corps creux).

Figure 2.4 : Plancher étage courant

Figure 2.5 Mur extérieur

Figure 2.6. Dimensions de l'acrotère

**Figure.2.7.** Schéma de l'escalier

Figure. 2.11. Surface revenant au poteau central

Figure 2.12. Pré dimensionnement des voiles.

Figure 2.13 : Coupe de voile en plan

Figure. 3.4 : Ferrailage de l'acrotère

Figure .3.5. Schéma du balcon.

Figure. 3.5: Schéma d'Ascenseur.

Figure .3.6: Répartition de la charge localisée sur la dalle.

Figure .3.7. Schéma de Ferrailage de la dalle salle machine.

Figure .3.8. La forme et les éléments d'escalier

Figure.3.9. schéma statique de l'escalier

Figure.3.10. Charge revenant aux escaliers

Figure 3.11. Diagramme de T a L'ELU

Figure.3.12. Diagramme de MF a L'ELU

Figure.3.13. Diagramme de T a L'ELS

**Figure.3.15.ferallage final**

**Figure .3.14. Schéma statique de la poutre palière.**

**Figure .3.16. Diagramme des efforts interne a l'ELU et l'ELS**

**Figure .3.17. schéma de ferrailage de la poutre palière.**

**Figure .3.18. Treillis soudés (200×200**

**Figure 3.19. construction de la section en T.**

**Figure .3.20.schéma statique de poutrelle à ELU et à ELS.**

**Figure.3.21. Schéma des moments fléchissant**

**Figure 3.22. Schéma statique de poutrelle à ELU et à ELS.**

**Figure.3.23. Schéma des moments fléchissant**

**Figure.3.24. Ferrailage des poutrelles**

**Figure 4.1.Modèle final.**

**Figure 4.2 : Le 1er mode translation suivant l'axe Y-Y**

**Figure .4.3. : Le 2<sup>ème</sup> Mode translation suivant l'axe X-X.**

**Figure 4. 4 : Le 3<sup>ème</sup> mode de torsion.**

**Figure 4.5. Evaluation des effets du second ordre.**

**Figure 4.1 Zone nodale.**

**Figure 5.2. Schéma de ferrailage des poteaux :**

**Figure 5.3 : Vue en plan du disposition des voiles**

**Figure 5.4 : démentions de type de voile**

**Figure 5.5. Schéma de ferrailage du voile en forme .**

**Figure 5.6 : Schéma de ferrailage du voile en forme**

**Figure 5.8 : Schéma de ferrailage du linteau.**

**Figure5.19 : Schéma de ferrailage du linteau**

**Figure :6.1. schéma de radier**

**Fligure :6.2. Moments d'inertie**

**Figure 6.3: Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y**

**Figure 6.4 : Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y**

**Figure 6.9 : Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens**

**Figure .6.4. Ferrailage du voile périphérique**

**Figure 6.5. Ferrailage du voile périphérique**

**Figure 6.6: Ferrailage de longrine**

**Figure 7.1. Périodes en fonction du % Masse.**

**Figure 7.2. Efforts tranchants à la base en fonction du % Masse sens X.**

**Figure 7.3. Efforts tranchants à la base en fonction du % Masse sens Y.**

**Figure 7.4. Déplacements inter étages en fonction du % Masse sens X.**

**Figure 7.5. Déplacements inter étages en fonction du % Masse sens Y.**

# Liste des symboles

- **$I_0$**  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- **$A$**  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **$A_s$**  : Aire d'une section d'acier.
- **$A_t$**  : Section d'armatures transversales.
- **$B$**  : Aire d'une section de béton.
- **$\emptyset$**  : Diamètre des armatures.
- **$\varphi$**  : Angle de frottement.
- **$C$**  : Cohésion.
- **$q$**  : Capacité portante admissible.
- **$Q$**  : Charge d'exploitation.
- **$G$**  ; Charge permanente
- **$\tau$**  : Contrainte tangentielle.
- **$\beta$**  : Coefficient de pondération.
- **$\sigma_{sol}$**  : Contrainte du sol.
- **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
- **$M_u$**  : 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 labase.

- $\xi$  : Coefficient d'amortissement.
- $V$  : Effort tranchant.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $e$  : Epaisseur
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $I$  : 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'âge.

# **Introduction générale**

## Introduction Générale

---

Le génie civil est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages d'infrastructures. Il inclut également les bâtiments lorsque ceux-ci, par leur conception structurelle ou leur architecture, ou encore leur impact sur la collectivité, sont exceptionnels.

L'ingénieur du génie civil a pour mission de développer les infrastructures d'une région ou d'un pays ainsi s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement

Le calcul, et la conception de la structure doivent tenir compte de sa durée de vie prévue et de son coût afin de la maintenir apte à l'usage auquel est destinée.

Les calculs de structure ont trois objectifs :

- ✓ La structure doit être sécurisée : Chacun exige la sécurité dans les structures qu'il occupe.
- ✓ L'ouvrage doit être économique, soit du point de vue, du coût, de construction, soit du point de vue du coût d'entretien à long terme.

Dans un souci de sécurité et de protection des personnes, une conception appropriée doit être choisie. Les matériaux utilisés doivent être choisis correctement, en tenant compte de la qualité et de la qualité, et pour des constructions sûres et protégées, tout en respectant les normes et règles applicables.

Dans le cadre de ce projet, nous allons essayer de traiter l'influence de la variation de la masse des différents niveaux d'un bâtiment (RDC+8) en béton armé situé Alger à usage d'habitation qui sera implanté dans une zone de forte sismicité (Alger) sur leurs réponses sismiques III.

L'étude de ce projet s'effectue selon les différentes étapes suivantes :

- ❖ Le premier chapitre présente l'ouvrage étudié et leurs caractéristiques géométriques, les propriétés mécaniques du matériau (acier-béton) ainsi que les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.
- ❖ Le deuxième chapitre comporte le pré dimensionnement des éléments structuraux et des éléments non structuraux, et l'évaluation des charges et surcharges.
- ❖ Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (acrotère, balcon, escaliers, planchers, ascenseur et dalle plein
- ❖ Une étude dynamique, à l'aide du logiciel ETABS version 9.7.0, est l'objet du quatrième chapitre.
- ❖ Le cinquième chapitre traite le calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) ;
- ❖ Le sixième chapitre est une étude complète de l'infrastructure ;

## Introduction Générale

---

❖ Le dernier chapitre est une partie de recherche qui traite l'influence de la masse des différents niveaux d'un bâtiment RDC+8 en béton armé à usage d'habitation sur leurs réponses sismiques.

Nous finalisons ce modeste travail par une conclusion générale.

# **Chapitre 1**

## **Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux**

### 1.1.Introduction

Ce chapitre présente une description globale de l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments constituant de notre bâtiment ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés.

### 1.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'études, vise à étudier un bâtiment (Rdc+8), dont le rez-de-chaussée a pour usage administratif, et les autres niveaux sont destinés pour habitation.

Ce projet est implanté à la willaya d'Alger classée selon le règlement RPA 99/version 2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).

On a proposé sol, le site est considéré comme un site meuble (S3), et la contrainte admissible du sol soit égale à 2 bars.

### 1.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau 1.1. L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur.

**Tableau 1.1.** Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Dimensions en élévation	Dimensions en plan
✓ RDC .....4 m.	✓ Longueur en plan ..... 31,2 m.
✓ Etage courant .....3,06 m.	✓ Largeur en plan ..... 17,4 m.
✓ Hauteur de l'acrotère ..... 0,60 m.	
✓ Hauteur totale .....25,42m.	

### 1.4. Conception structurelle

#### 1.4.1. Choix du système de contreventement :

Cet ouvrage dépasse quatre niveaux (14 mètres) est situé en zone III. Le contreventement par portiques auto stables est donc à écarter (Art. 1-b du RPA99/version 2003), le choix va donc se porter sur un contreventement mixte ou bien sur un contreventement constitué par des voiles en béton armé.

- **Eléments constituant l'ouvrage**
- **Plancher :** Deux types de plancher sont utilisés, plancher en corps creux et plancher dalle pleine.
- **Escalier et ascenseur :** Cet ouvrage est muni d'une cage d'escalier droite à deux volées.
- **Ascenseur :** L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.
- **Maçonnerie :** La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses, dont les murs extérieurs sont constitués par une cloison de 30 cm d'épaisseur, et les murs intérieurs sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

- **L'acrotère** : L'acrotère est un élément de sécurité vise à assurer l'étanchéité du bâtiment et la protection des personnes (Garde-corps) contre toute chute. Elle est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.
- **Revêtements** : Les revêtements utilisés sont en carrelage posés sur les planchers et l'escalier, céramique pour les salles d'eau, plâtres pour les cloisons intérieurs et les plafonds et mortier de ciment pour les murs de façade.

## 1.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

### 1.5.1. Béton

- **Résistances**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée  $f_{c28}$ . Pour la présente étude, on prend  $f_{c28} = 25$  MPa, et une résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  MPa.

- **Déformation du béton** [BAEL91/Art A.2.1, 22].

<i>Module de déformation longitudinale instantanée</i>	$F_{cj}$	$E_{i28}$
$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3}$ [MPa]	25 MPa	32164.2 MPa
<i>Module de déformation longitudinale différée</i>	/	$E_{v28}$
$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3}$ [MPa]	25 MPa	10818.86 MPa

➤ **Contraintes du béton** [BAEL91/A4.3, 41]

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Elle est donnée par la formule suivante:  $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$  [MPa]

Avec :

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité	$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle	$\gamma_b = 1,5$ situation courante
--------------------------------------	--	-------------------------------------

$\theta$ : Coefficient d'application en fonction de la durée d'application des actions considérée.

$\theta=1$ , si la durée d'application des actions est supérieur à 24h	$\theta=0,9$ , si la durée d'application des actions est comprise entre 1h et 24h $\theta=0,85$ , si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.
--	---

Donc :

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ , on aura: $f_{bc} = 14,16$ MPa	Pour : $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ , on aura : $f_{bc} = 21,74$ MPa
--	---

▪ Diagramme «Contrainte-Déformation» :

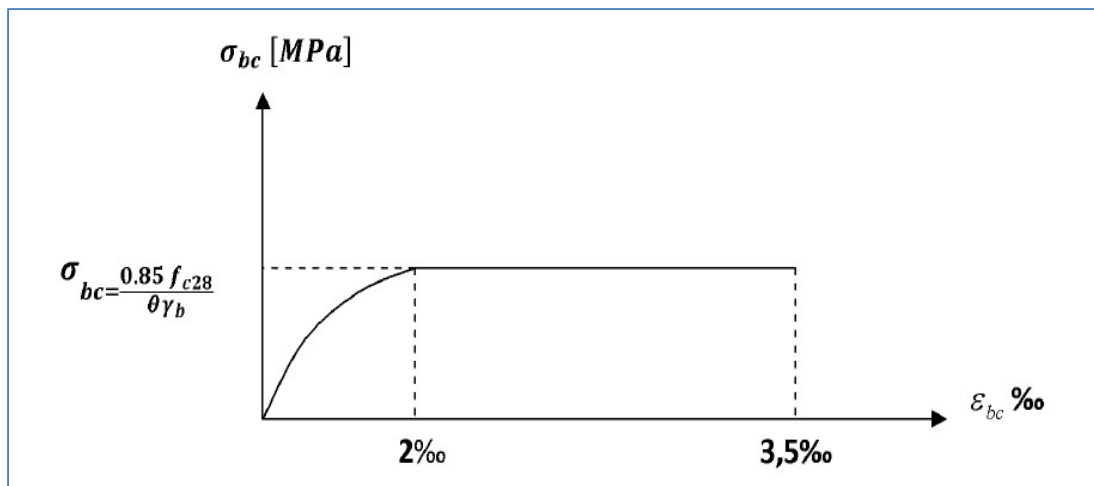


Figure 1.1. Diagramme contraintes ( $\sigma$ ) déformations ( $\epsilon$ ) du béton.

▪ Etat limite de service(ELS)

▪ Etat limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} \quad [\text{MPa}]$$

**Donc** : La contrainte de compression a l'ELS est égale a :  $\bar{\sigma}_{bc}=0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

▪ Contrainte limite de cisaillement

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} [\text{MPa}]. \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifiés art A. 5.1.21})$$

- $V_u$  : Effort tranchant a l'ELU dans la section.
- $b_0$  : Largeur de la section cisailée.
- $d$  : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• Cas de fissurations peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P. N}$$

• Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F. P ou F.T.P}$$

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{F.P.N.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{F. P ou F.T.P.}$$

**Etat limite d'ouverture des fissures** [BAEL91/A4.3. 41]

Le tableau suivant présente les trois types de fissurations possibles.

**Tableau 1.2.** Type de fissuration

Fissuration peu nuisible	Fissuration préjudiciable	Fissuration très préjudiciable
$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left( 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta/f_e} \right) \right\} = \xi$	$\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi$

**1.5.2. Les aciers**

Les caractéristiques mécaniques sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 1.3.** Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Barre HA (Type 3)	$F_e$ TE 40	400	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

- ✓ Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence :
  - Acier a haute adhérence ( $f_{eE400}$ )..... **$f_e=400$ [MPa]**.
  - Treillis soudés(TL520)..... **$f_e=520$ [MPa]** pour  $\phi \leq 6$  mm.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à :  **$2.10^5$  MPa**.
- ✓ Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) pour les aciers est pris égal à **0.3**.

□ **Contraintes limites d'acier** [Art. A.4.3.2. BAEL 91]

➤ **Contrainte limite ultime**

La contrainte limite de déformation de l'acier à l'ELU est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $f_e$  : contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité tel que :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en Situation durable} \implies \gamma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.00 \text{ en Situation accidentelle} \implies \gamma_s = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte limite de service** [Art. A.4.5.3.2, BAEL 91]

D'après les règles de BAEL, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peut nuisible**

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

- **Fissuration préjudiciable**

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

- **Fissuration très préjudiciable**

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

n = Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

- n = 1,6 pour les armatures à haute adhérence(HA) de  $\Phi \geq 6\text{mm}$ .
- n = 1,3 pour les armatures à haute adhérence de  $\Phi < 6\text{mm}$ .
- n = 1,00 pour les aciers ronds lisses.

➤ **Diagramme contraintes - déformations**

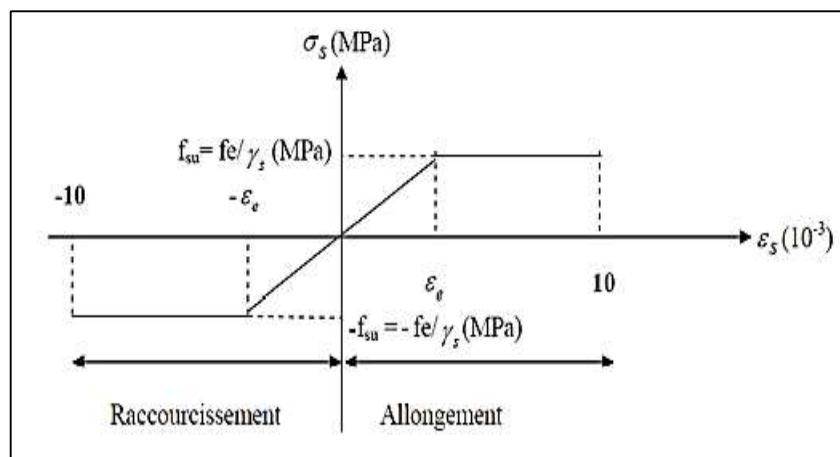


Figure 1.2 Diagramme contraintes- déformations de calcul.

➤ **Protection d'armatures:** (Art A. 7-2 4 BAEL 91)

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

- C ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

# **Chapitre 02**

## **Pré dimensionnement et descente des charges**

## 2.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil. Pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique, le principe de la descente des charges et surcharges verticales, et des formules empiriques [1,2, 3], ont été utilisés.

### 2.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Ces éléments sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, cloisons).

#### 2.2.1. Les planchers

##### 2.2.1.1. Dalle en corps creux

Ce type de plancher est constitué de, corps creux, poutrelles espacées de 65 cm et une dalle de compression. (Figure 2.1).

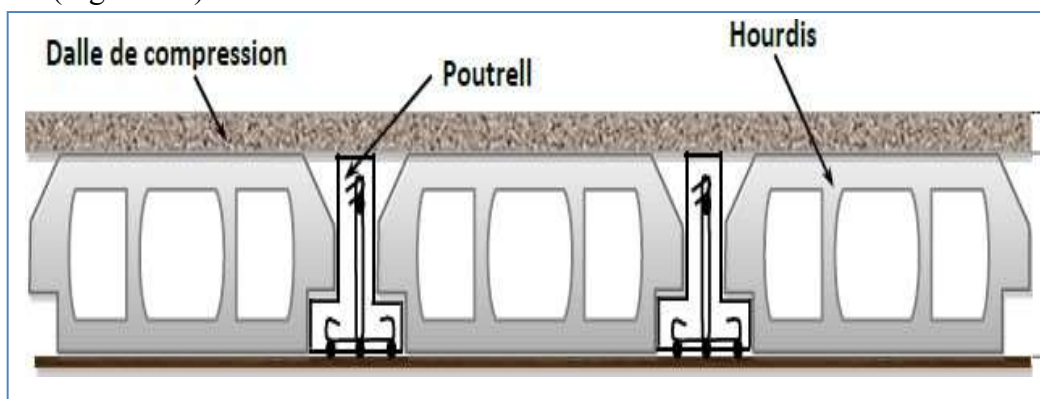


Figure 2.1. Coupe d'une dalle en corps creux.

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

$$L_{max}/25 \leq h_t \leq L_{max}/20 \quad [CBA]$$

Avec :

- ✓  $h_t$  : Epaisseur de la dalle.
- ✓  $L_{max}$  : Portée libre (entre nus) maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

AN :  $L_{max} = 4.80 - 0.40 = 4.40\text{m}$  ;  $4.40/25 \leq h_t \leq 4.40/20$  ;  $17.6\text{ cm} \leq h_t \leq 22\text{cm}$  .

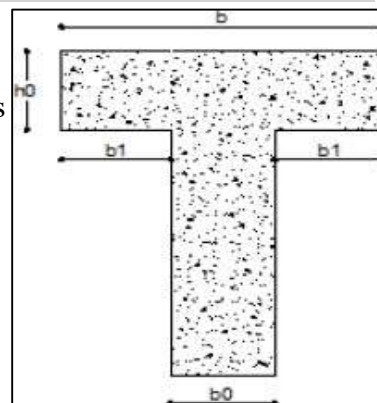
Donc: on prend :  $h_t = 20\text{ cm}$  ,  $h_t = 16 + 4$

On adopte un plancher d'une épaisseur 16 cm (hauteur de corps creux), et une dalle de compression d'épaisseur de 04 cm.

##### 2.2.1.1. Les poutrelles

La section transversale des nervures est assimilée à une Section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

- ✓  $b$ : largeur de la table de compression ;
- ✓  $b_0$ : largeur de la nervure ;



✓  $h_0$ : épaisseur de la dalle de compression ;

Figure.2.2. Coupe transversale poutrelle

✓  $h_t$ : hauteur totale de la poutrelle.

La valeur de  $b_0$  dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm}), \text{ On prend : } b_0 = 12 \text{ cm.}$$

Leur dimension est déterminée comme suit :  $b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 = \min \left[ \frac{L_{\max}}{10} ; \frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \right]$$

Avec :

- ✓  $L_x$  : distance entre deux nervures successives ;
- ✓  $L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.
- ✓  $L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$  et  $L_y = 4.35 \text{ m}$ .

Donc :

$$b_1 = \min \left[ \frac{435}{10} ; \frac{53}{2} \right] ; b = \min [ 43.5 ; 26.5 ], \text{ d'où : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :  $b = 65 \text{ cm}$ .

### 2.2.1.3. Plancher à dalle pleine

Dans notre structure, les dalles pleines sont utilisées uniquement pour la réalisation des balcons, leurs dimensions doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Résistance à la flexion :
- ✓ Pour une dalle sur un seul appui :  $h \geq L_x/20$ .
- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ .
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 < e < L_x/40$ .
- ✓  $L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

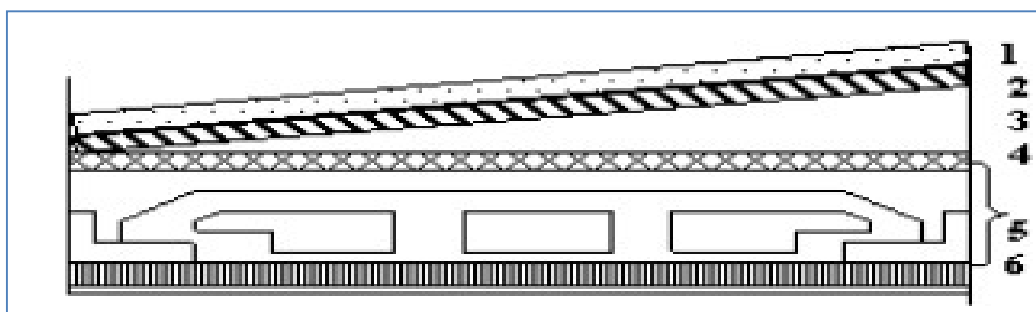
$$L_x/50 < e < L_x/40 \quad ; \quad 8.7 < e < 10.87$$

Finalmente on adopte :  $e = 15 \text{ cm}$

## 2.2.2. Evaluations des charges et surcharges

### 2.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible

La figure suivante présente une coupe d'un plancher terrasse.



**Figure .2.3** . Plancher terrasse (corps creux).

L'évaluation des charges permanentes de ce type de plancher est récapitulé dans le tableau 2.1.

**Tableau.2.1.** Charges permanentes du plancher terrasse

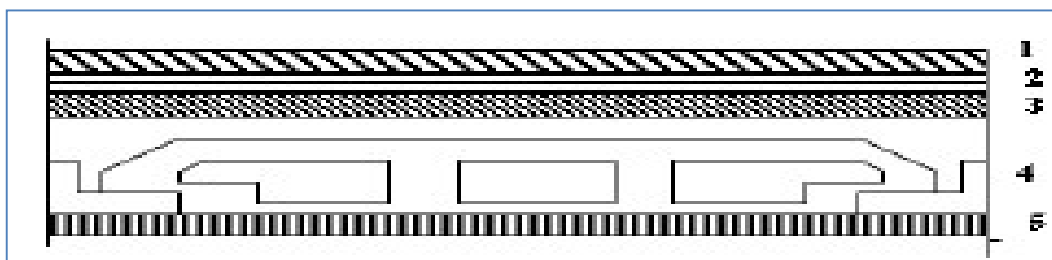
	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Protection gravillons	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.10	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.8
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma G = 6.48 \text{ kN/m}^2</math></b>				

Donc la charge permanente du plancher terrasse :  **$G = 6.48 \text{ kN/m}^2$** .

Et la surcharge est :  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$  [DTR C (Charges et surcharge)]

#### 2.2.2.2. Plancher étage courant :

La figure 2.4, présente les différents composants d'un plancher courant, et le tableau 2.2, donne les charges permanentes de chaque composant.

**Figure 2.4** : Plancher étage courant.**Tableau.2.2.** Charges permanentes du plancher courant

	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.8
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons légères	-	-	0.75
<b><math>\Sigma G = 5.09 \text{ kN/m}^2</math></b>				

La charge permanente de plancher courant :  **$G = 5.09 \text{ kN/m}^2$** . Et la surcharge d'exploitation :

$$Q=1,5 \text{ kN/m}^2$$

### 2.2.2.3. Plancher à dalle pleine

Le tableau ci-dessous illustre les charges d'un plancher à dalle pleine.

**Tableau 2.3** : Charges du plancher à dalle pleine

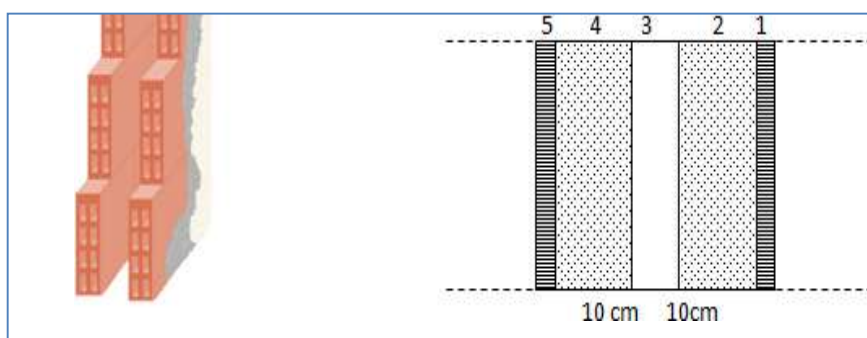
N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,01	20	0,4
2	Mortier de pose	0,01	20	0,4
3	Lit de sable	0,01	18	0,36
4	Dalle pleine	0,1	25	2,5
5	Enduit en ciment	0,01	18	0,36
<b><math>\Sigma G = 4.02 \text{ kN/m}^2</math></b>				

- La surcharge d'exploitation :  $Q=3,5 \text{ kN/m}^2$ .

### 2.2.2.4. Maçonnerie

- Murs extérieurs (double cloison)

La figure suivante schématise un mur de double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



**Figure 2.5** Mur extérieur

Les charges permanentes des murs extérieurs et intérieurs sont présentées sur le tableau suivant.

**Tableau.2.4** : Charges permanentes

Murs de doubles cloisons				
	Matériaux	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	-	0.05
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
<b><math>\Sigma G = 2.41 \text{ kN/m}^2</math></b>				
Murs de simple cloison				
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36

$\Sigma G = 1.46 \text{ kN/m}^2$
----------------------------------

**2.2.3. Pré dimensionnement de la dalle machine**

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.

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine et une capacité (petit ascenseur) de 500 Kg (5 personnes). Nous avons deux conditions à vérifier :

a)- Résistance à la flexion :

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 5 \text{ cm}$$

b)- Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est :

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

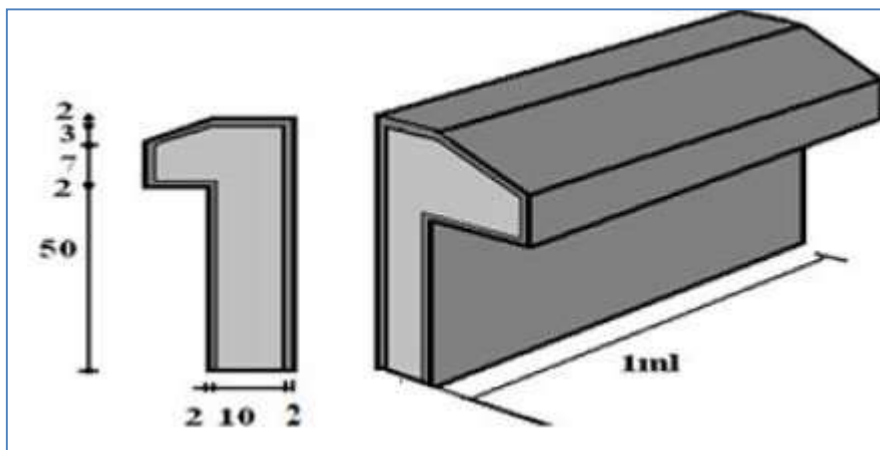
**2.2.4. : Evaluation des charges :**

**Tableau.2.5.** Les Evaluation des Charges.

Plancher		Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G(kN/m <sup>2</sup> )	Surcharges Q (kN/m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	Poids propre de dalle Machine	25	0.25	6.25	1
	Poids de la Machine	-	-	<b>50</b>	
<b>Totale :</b>				<b>56,25</b>	<b>1</b>

**2.2.5. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément supplémentaire du plancher terrasse conçu pour protéger les personnes (garde-corps) et empêcher l'eau de s'écouler hors de la façade (étanchéité).



**Figure 2.6.** Dimensions de l'acrotère

### 2.2.6. Balcon

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine.

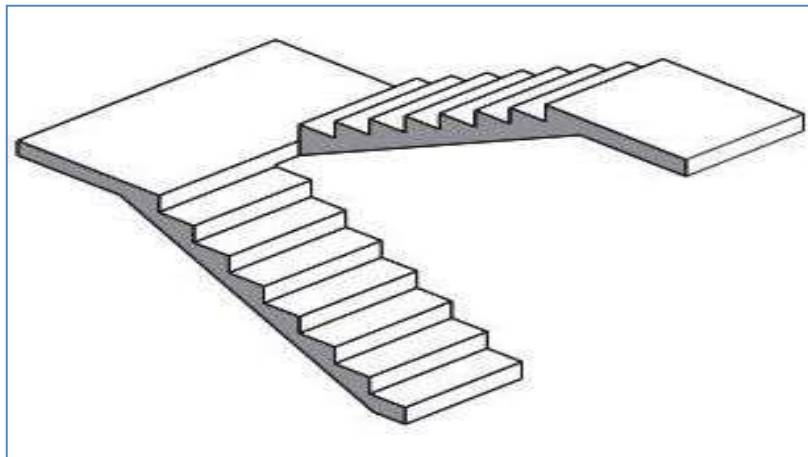
$$e \geq L/10 = 32.5 \text{ cm} \quad \text{avec } L=3.25\text{m}$$

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

### 2.2.7. L'escalier

✓ Dimensionnement :

Selon la formule de Formule de BLONDEL :  $59 \text{ cm} < g + 2.h < 64 \text{ cm}$



**Figure.2.7.** Schéma de l'escalier

On pose :

- $n$  : nombre de contre marche donc  $H = n.h$  ;
- $L$  : largeur horizontale de la volée donc  $L = (n-1).g$  ;
- $L_p$  : Longueur de la ligne de volée.

Selon la formule 
$$\frac{1}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{L} = 64 \text{ cm} \quad : \quad 64n^2 - (2.H + 1 + 64)n - 2H = 0$$

Donc :  $n = 9$

On prend :  $h = \frac{H}{n} = \frac{150}{9} = 16.67 \text{ cm}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{248}{9-1} = 31 \text{ cm}$$

### 2.2.8. Les poutres

Poutre porteuses : On prend la poutre la plus chargée, et on calcule le chargement, on suppose une

section (35x40) cm<sup>2</sup>.

D'après le BAEL91 [3]:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$

D'après le RPA99 version 2003[1] :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

L : portée maximale de la poutre ; h : Hauteur de la section ; b : Largeur de la section.

Donc :  $L_{\max} = 4.40 \text{ cm}$ ;  $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$ .

On prend  $h = 40 \text{ cm}$ .

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$

On prend:  $b = 30 \text{ cm}$

• **Vérification des conditions exigées par R.P.A 99[1]**

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

$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$ .

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Selon le règlement RPA.2003, on prend la section de la poutre principale  $(b \cdot h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

**b- poutre non porteuse :** On prend la poutre la plus chargée, et on calcul le chargement, une section (30x40) cm<sup>2</sup> a été supposée.

✓  $L_{\max} = 4.35 \text{ cm}$ .

✓  $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \Rightarrow 29 \text{ cm} \leq h \leq 43.5 \text{ cm}$ . On prend  $h = 35 \text{ cm}$ .

✓  $0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$ . On prend  $b = 30 \text{ cm}$ .

• **Vérification des conditions exigées par R.P.A 99[1] (zone III) :**

✓  $B = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \text{ CV}$ .

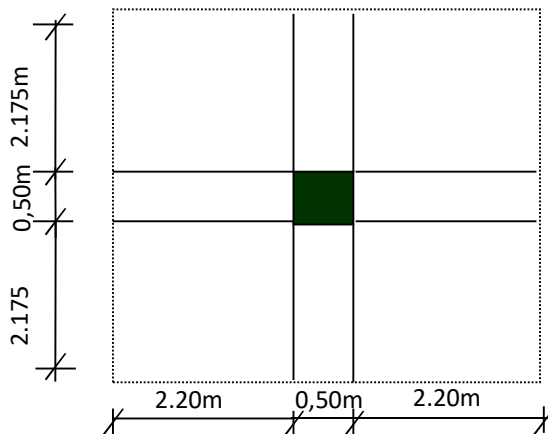
✓  $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \text{ CV}$

✓  $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \text{ cm}$

Selon le RPA.2003, on prend la section de la poutre principale  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

**2.2.9. Les poteaux**

Ils sont des éléments verticaux utilisés pour supporter et transmettre les sollicitations à la base de la structure. En choisissant le poteau le plus sollicité de la structure (poteau central), le calcul des surfaces revenant à chaque poteau a été effectué.



**Figure. 2.11.** Surface revenant au poteau central

Le poteau central supportant la plus grande surface est :

$S_1 = 4.75 \times 4.90 = 23.275 \text{ m}^2$  ; On suppose une section de poteau :  $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$ .

**2.2.8.2. Calcul et descente des charges pour le poteau central :**

**Niveau N8**

- Plancher terrasse..... $6.48 \times 23.275 = 150.822 \text{ kN}$ .
  - Poutre non porteuse..... $0,30 \times 0,35 \times 4.35 \times 25 = 11.42 \text{ kN}$ .
  - Poutre porteuses..... $0,30 \times 0,40 \times 4.80 \times 25 = 14.4 \text{ kN}$ .
  - Poids propre du poteau ..... $0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2.60 = 10.4 \text{ kN}$ .
- G8 = 186.22 kN.**

**Niveau N7**

- Poids revenant de N8 ..... $N8 = 187.04 \text{ kN}$ .
  - Plancher courant..... $5,09 \times 3.275 = 118.469 \text{ kN}$ .
  - Poutre non porteuse..... $GL = 11.42 \text{ kN}$ .
  - Poutre porteuses ..... $Gt = 14.4 \text{ kN}$ .
- G7 = 341.32 kN**

**Niveau N6**

- Poids revenant de N7 ..... $N7 = 341.731 \text{ kN}$ .
  - Plancher courant..... $5,09 \times 23.275 = 118.469 \text{ kN}$ .
  - Poutre non porteuse..... $GL = 11.42 \text{ kN}$ .
  - Poutre porteuses ..... $Gt = 14.4 \text{ kN}$ .
  - Poids propre du poteau..... $0,4 \times 0,4 \times 25 \times 2,60 = 10.40 \text{ kN}$ .
- G6 = 496.42 kN.**

**Niveau N<sub>5</sub>**

- Poids revenant de N<sub>6</sub> ..... N<sub>6</sub> = 496.42 kN.
  - Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
  - Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
  - Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.4 kN.
  - Poids propre du poteau ..... 0,4 x 0,4 x 25 x 2,60 = 10.4 kN.
- G<sub>5</sub> = 651.109 kN**

**Niveau N<sub>4</sub>**

- Poids revenant de N<sub>5</sub> ..... N<sub>5</sub> = 651.109 kN.
  - Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
  - Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
  - Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.40 kN.
  - Poids propre du poteau ..... 0,4 x 0,4 x 25 x 2,60 = 10.4 kN.
- G<sub>4</sub> = 805.798 kN**

**Niveau N<sub>3</sub>**

- Poids revenant de N<sub>4</sub> ..... N<sub>4</sub> = 805.798 kN.
  - Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
  - Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
  - Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.40 kN.
  - Poids propre du poteau ..... 0,4 x 0,4 x 25 x 2,60 = 10.4 kN.
- G<sub>3</sub> = 960.487 kN**

**Niveau N<sub>2</sub>**

- Poids revenant de N<sub>3</sub> ..... N<sub>3</sub> = 960.487 kN.
  - Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
  - Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
  - Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.40 kN.
  - Poids propre du poteau ..... 0,4 x 0,4 x 25 x 2,60 = 10.4 kN.
- G<sub>2</sub> = 1115.176 kN**

**Niveau N<sub>1</sub>**

- Poids revenant de N<sub>2</sub> ..... N<sub>2</sub> = 1115.176 kN.
  - Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
  - Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
  - Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.40 kN.
  - Poids propre du poteau ..... 0,4 x 0,4 x 25 x 2,60 = 10.4 kN.
- G<sub>1</sub> = 1269.86 kN**

**Niveau (RDC)**

- Poids revenant de N<sub>1</sub> ..... N<sub>1</sub> = 1269.86 kN.
- Plancher courant ..... 5,09 x 23.275 = 118.469 kN.
- Poutre non porteuse ..... GL = 11.42 kN.
- Poutre porteuses ..... G<sub>t</sub> = 14.40 kN.
- Poids propre du poteau ..... 0,5 x 0,5 x 25 x 3,60 = 18 kN.

**G<sub>RDC</sub> = 1432.154 kN**

- Surcharge :

❖ Loi de dégression des charges d’exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu’à 0,5Q. (Q : Charge d’exploitation). Lorsque le nombre d’étage est supérieur à cinq (n≥5) on applique la formule suivante [4] :

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

$$Q_t = 1 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad Q_c = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Tableau 2.6: Les charges d’exploitation

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σsurcharge
			(kN/m <sup>2</sup> )
N <sub>9</sub>	Q <sub>9</sub>	Σ <sub>9</sub> =Q <sub>9</sub>	1
N <sub>8</sub>	Q <sub>8</sub>	Σ <sub>8</sub> =Q <sub>9</sub> +Q <sub>8</sub>	2.5
N <sub>7</sub>	Q <sub>7</sub>	Σ <sub>7</sub> =Q <sub>9</sub> +0,95(Q <sub>8</sub> +Q <sub>7</sub> )	3.85
N <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>	Σ <sub>6</sub> =Q <sub>9</sub> +0,9(Q <sub>8</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>6</sub> )	5.05
N <sub>5</sub>	Q <sub>5</sub>	Σ <sub>5</sub> =Q <sub>9</sub> +0,85(Q <sub>8</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>5</sub> )	6.10
N <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>	Σ <sub>4</sub> =Q <sub>9</sub> +0,8(Q <sub>8</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>4</sub> )	7.00
N <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>	Σ <sub>3</sub> =Q <sub>9</sub> +0,75(Q <sub>8</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>6</sub> +Q <sub>5</sub> +Q <sub>4</sub> +Q <sub>3</sub> )	7.75
N <sub>2</sub>	Q <sub>2</sub>	Σ <sub>2</sub> =Q <sub>9</sub> +0,71(Q <sub>8</sub> + ..... Q),	8.05
N <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>	Σ <sub>1</sub> =Q <sub>9</sub> +0,69(Q <sub>8</sub> + ..... +Q <sub>1</sub> )	9.28
N <sub>RDC</sub>	Q <sub>RDC</sub>	Σ <sub>RDC</sub> =Q <sub>9</sub> +0,67(Q <sub>8</sub> + ..... +Q <sub>RDC</sub> )	10.72

Les charges d’exploitations :(loi de dégression)

Tableau.2.7: Les charges d’exploitation.

Niveau	Surface d’influence(m <sup>2</sup> )	Surcharge d’exploitation (kN)
N <sub>9</sub>	23.275	23.275
N <sub>8</sub>	/	58.187
N <sub>7</sub>	/	89.608
N <sub>6</sub>	/	117.538
N <sub>5</sub>	/	141.97
N <sub>4</sub>	/	162.925
N <sub>3</sub>	/	180.38
N <sub>2</sub>	/	187.363
N <sub>1</sub>	/	215.992
N <sub>rd</sub>	/	249.508

- Détermination de la section du poteau :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 [2], l'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$\checkmark N_u = 1,35G_p + 1,5 G_B.$$

$$\checkmark N_u = 1,35(1432.154) + 1,5 (249.508) = 2307.778 \text{ KN}.$$

Donc on aura à l'état limite de résistance (E.L.U.R) majorée par 15%.

$$\checkmark N_u = 4118.46 \times 1,15 = 2653.94 \text{ kN}.$$

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

✓  $B_r$  : Section réduite d'un poteau.

$$\checkmark B_r = (b - 2) \cdot (h - 2) = (50 - 2) \cdot (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$AS \geq \max \left[ \frac{0.2(b \times h)}{100}, \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[ \frac{0.2(50 \times 50)}{100}, \frac{8(50+50)}{100} \right] = [5 \text{ cm}; 8 \text{ cm}]$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.50 \times 0.5^3}{12} = 5.20 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Surface de poteau : } B = b \times h = 0,5 \times 0,5 = 0.25 \text{ m}^2$$

✓  $\lambda$ : Elancement d'EULER .

$$\checkmark l_f : \text{Longueur de flambement ;} \quad l_f = 0.7 l_0 \quad [3].$$

✓  $L_0$  : Longueur libre du poteau. [3].

✓  $I$ : Rayon de giration

✓  $I$  : Moment d'inertie.

$\Gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton.

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours.

$$I = \sqrt{\frac{I}{b}} = \sqrt{\frac{5.20 \cdot 10^{-3}}{0.5}} = 0.0102 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 l_0 \rightarrow l_f = 0.7 \times 3.60 = 2.52 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.52}{0.0102} = 247 > 50 \text{ alors: } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.741$$

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

$$N_u = 2653.94 \text{ KN} < \text{KN} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• Vérification selon R.P.A.99 [1]:

-min (b,h) ≥ 30 cm ⇒(50,50) ≥ 30 cm... ..... CV.

-min(b,h) ≥  $\frac{he}{20}$ .....min(50,50) ≥  $\frac{500}{20} = 25cm$  ... ..CV.

-  $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \leftrightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4$  ... ..CV.

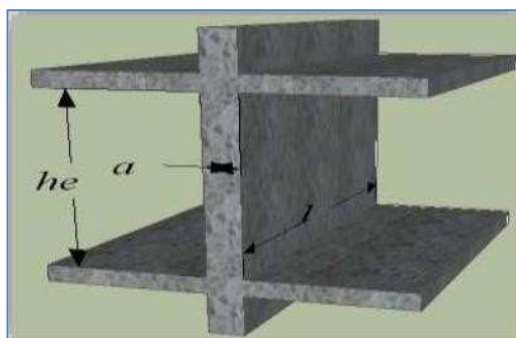
On prend la section de poteaux (50×50)cm<sup>2</sup>

**2.2.9. Les voiles**

Ce sont des éléments surfaciques e béton armé assurant le contreventement de la structure. Leur pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA.99/Version 2003[1], d'où Pour le RDC et les étages courants :

**he = 4.00-0,40=3.60 m ; et a ≥ he /20 ⇒3.60/20=15 cm.**

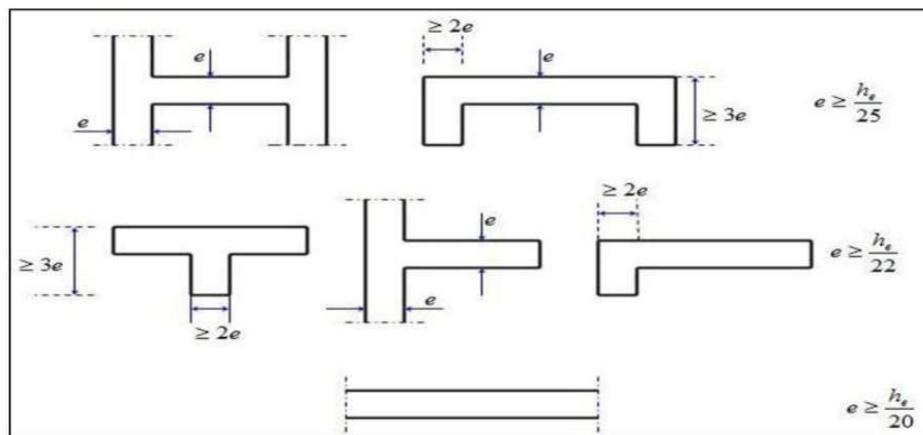
On prend: **a = 15cm.**



**Figure 2.12.** Pré dimensionnement des voiles.

**Avec :**

L : Longueur du voile ; a : Epaisseur du voile ; he: Hauteur libre de l'étage.



**Figure 2.13 :** Coupe de voile en plan.

# **Chapitre 03**

## **Calcul des éléments secondaire**

### 3.1. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs ;
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont :

- L'acrotère ;
- Balcon ;
- Les escaliers et la poutre palière ;
- Les planchers ;
- La dalle de la salle machine.

### 3.2. Calcul de l'acrotère

#### 3.2.1. Définition

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal  $N_G$  et à un effort latéral  $Q$  du à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement. 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.

#### a. Charges permanentes

Le poids de l'acrotère pour 1ml est égal à :  $G_1 = \rho \times S$ .

S: la surface de l'acrotère

$\rho$ : le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/m}$$

Le poids des enduits au ciment :

$$G_2 = (0,6 + 0,1 + \sqrt{((0,2)^2 + (0,1)^2)} + 0,08 + 0,1 + 0,5) \times 0,02 \times 18$$

$$G_2 = 0,533 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,533 = 2,258 \text{ KN/ml}$$

b. **Charge d'exploitation** :  $Q = 1 \text{ kN/m}$ .

#### L'action des forces horizontales $Q_h$ : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par  $F_p = 4 A C_p W_p \dots \dots \dots$  Selon RPA 99 modifié en 2003 (Article 6.2.3) [1]. Avec :

- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone [ $A = 0,25$ ] groupe 2.
- ✓ **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale [ $C_p = 0,8$ ].

- ✓ **Wp** : Poids de l'acrotère = 2,258 kN.
- ✓ **Fp** = 4 × 0,25 × 0,8 × 2,258 = 1.81 kN.

$$Q_u = \text{Max}(1Q ; F_p).$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1.81 \text{ kN} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Leftrightarrow Q_u = Q_h = 1.81 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2.258 kN/ml** et **Q=1kN/ml**.

### 3.2.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

**Tableau.3.1** : les sollicitations appliquées sur l'acrotère

	ELU	ELS
Effort normal (kN)	$N_u = 3.05$	$N_{ser} = 2.258$
Effort tranchant (kN/ml)	$T_u = 1.63$	$T_{ser} = 1.09$
Moment fléchissant (kN.ml)	$M_u = 2.72$	$M_{ser} = 1.81$

### 3.2.3 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$ .

- ✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.72}{3.05} = 89.18 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \dots \text{section partiellement comprimée}$$

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  $M_f$ .

- ✓ **Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 2.81 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.024$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

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

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,90 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,024 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 90,82 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 82,05 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

### 3.2.4. Vérification de la section d'acier [3].

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}; \text{ (BAUL,99).}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}; A_s^{\min} \geq \text{Max} \{1 \text{ cm}^2; 1,087 \text{ cm}^2\} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 6T6 = 1,70 cm<sup>2</sup> ;

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc : on adopte finalement pour 6T8 = 3,02 cm<sup>2</sup>.

Avec un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$

### 3.2.5. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,21 \text{ cm}^2$$

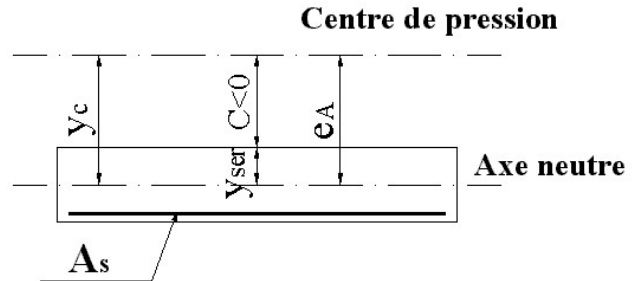
$$\text{On choisit : } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$$

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

### 3.2.6 Verification a l'E.L. S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 80.1cm$$



On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 84.10cm \Rightarrow C = -71.14cm \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -15177.53 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 711377.14 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -1,19 \times 10^{-10}$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,98 \Rightarrow \varphi = 171^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 142,25$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -142,1 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 77,47 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 64,58 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 55,89$ . Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 77,74 - 71,14 = 6,6 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Donc : 
$$\begin{cases} y_{ser} = 6,6 \text{ cm} \\ y_c = 77,74 \text{ cm} \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 9654,05 \text{ cm}^4 \quad ; \quad n = 15$$

### 3.2.7. Vérification des contraintes

**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,258 \cdot 10^3 \times 77,74 \cdot 10}{9654,05 \cdot 10^4} \right) \times 6,6 = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \quad (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 6,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 19,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

### 3.2.8. Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,63 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 10^3} = 1,81\text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

#### ❖ Schéma de ferrailage

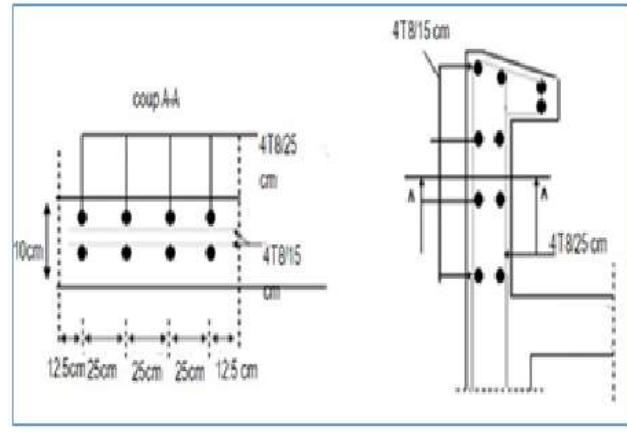


Figure. 3.4 : Ferrailage de l'acrotère

### 3.3. Calcul du balcon :

Le balcon est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et une travée de 150 cm, L'épaisseur de la dalle pleine est de 15 cm.

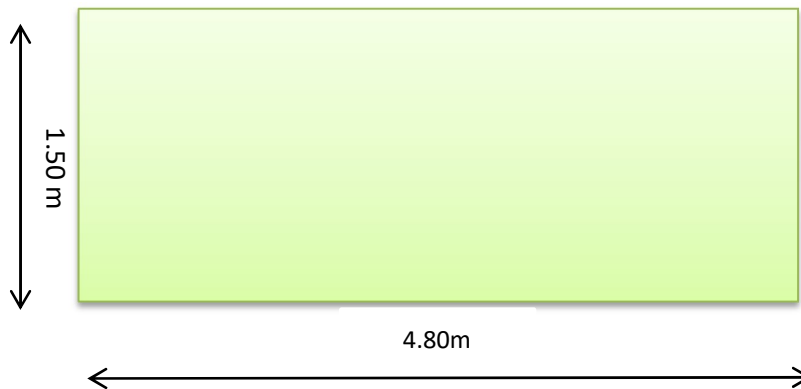


Figure .3.5. Schéma du balcon.

#### 3.3.1. Evaluation des charges et surcharges

##### ❖ Combinaison des charges :

ELU : Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

##### a. Charges permanentes

- Charge uniformément répartie

- ✓ Poids propre de la dalle :.....(0.15x1)x 25 = 3.75 kN/ml.
- ✓ Carrelage +mortier de pose de (4 cm) ..... 0.9 kN/ml.
- ✓ Enduit en ciment d'épaisseur (2cm) :.....(0.02x 1)x 20 = 0.40 kN/ml.
- ✓ Lit de sable(2cm) ..... 0.02x18=0.3640 kN/ml.

---


$$G = 5.41 \text{ kN/ml.}$$

- **Charge du au Poids propre du mur**

- ✓ Brique creuse de 10cm d'épaisseur : ..... (0.1x 1)x 9 = 0.9 kN/ml.
- ✓ Enduit en ciment d'épaisseur de (2cm) :.....((0.02x1)x 18)x 2 = 0.72 kN/ml.

---


$$G = 1.62 \text{ kN/ml.}$$

**b) surcharges d'exploitation**

- ✓ Surcharge sur la dalle :  $Q_1 = 3.5 \text{ kN/ml.}$
- ✓ Surcharge sur le garde-corps :  $Q_2 = 0.6 \text{ kN/ml.}$

**3.3.2. Les sollicitations :**

**a) Etat limite ultime :**

➤ **Dalle :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(7.03) + 1,5(4.1) = 15.64 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times G \times h = 1,35 \times 1,62 \times 1 = 2,190 \text{ KN}$$

**b) Etat limite de service :**

➤ **Dalle :**

$$Q_s = G + Q_1 = 11.13 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G \times h = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN}$$

Détermination des efforts :

**a. Etat limite ultime :**

- **Moment fléchissant :**

$$M_u = (q_u \times \frac{l^2}{2} + p_u \cdot L) = (15.64 \times \frac{1.50^2}{2} + 2,18 \times 1.50) = 20.86 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = q_u \cdot L + p_u = 15.64 \times 1.5 + 2.18 = 25.64 \text{ KN}$$

**b. Etat limite de service :**

• **Moment fléchissant :**

$$M_s = (q_s \times \frac{l^2}{2} + p_s \cdot L) = (11.13 \times \frac{1.50^2}{2} + 1.62 \times 1.50) = 14.95 \text{ KN/ml}$$

• **Effort tranchant :**

$$T = q_s \cdot L + p_s = 11.13 \times 1.5 + 1.62 = 18.31 \text{ KN}$$

Ferrailage à l'E.L. U :

Pour une bande de 1ml

$$b = 100 \text{ cm}; h = 12 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; M_u = 8.305 \text{ KN.m}; M_{ser} = 18.315 \text{ KN.m}$$

$M_u(\text{kNm})$	$\mu_{bu}$	$A'_s(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
20.86	0.087	0	0.114	12.41	4.83	5T12	5.66 cm <sup>2</sup>

**-Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times h) / 1000 ; (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.56 \text{ cm}^2 < 4.83 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{On prend : } A = A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 5\text{T}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

**-Escapement st :**

$$St \leq \text{Min} (3h, 33 \text{ cm}) \leq \text{Min} (45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow St \leq 45 \text{ cm. On prendre : } St = 25 \text{ cm}$$

**-Armatres de répartition :**

$$A_r = A_t / 4 \Rightarrow 5.66 / 4 = 1.42 \text{ cm}^2.$$

**-Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times h) / 1000 ; (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 1.57 \dots\dots\dots \text{cm}^2$$

$$A = 0.5 \text{ cm}^2 < 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$\text{On prend : } A = A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**-L'espace :**

$$St \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Min} (68 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow St \leq 45 \text{ cm. On prendre : } St = 33 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_u = T_u = 25.64 \text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle ( $\tau_u$ ):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{25.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.197 \text{ Mpa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle ( $\tau_u$ ):**

La fissuration est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} \leq \min\{0.1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

➤ **Armature d'effort tranchant :**

-le béton est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h \leq 15 \text{ cm}$$

Donc, aucune armature d'âme à prévoir

c) **Etat limite de service :**

$$M_{\text{ser}} = 14.95 \text{ KN.m} ; \quad A_s = 3.41 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

L'équation s'écrit :

$$by^2 + 30(As + A's)y - 30(d - .As + d'.A') = 0$$

Solution :

$$Y = \frac{15(As + A')}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b.(d.As + d'.A')}{7.5(As + A')}} - 1 \right) = 6.24 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = 10434.99 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{M_s}{I} = 1.43$$

- **Calcul des contraintes :**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_b' = K \cdot y = 0,2919 \cdot 1,95 = 8.94 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d-y) = 15 \cdot 1.43 \cdot (10-8.94) = 22.73 \text{ Mpa}$$

**Tableau .3.3.** Vérification des contraintes

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	δ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	obs
14.95	3.41	6.24	10434.99	15	8.94	22.73	240	CV

❖ **Vérifications :**

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b' = 8.94 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

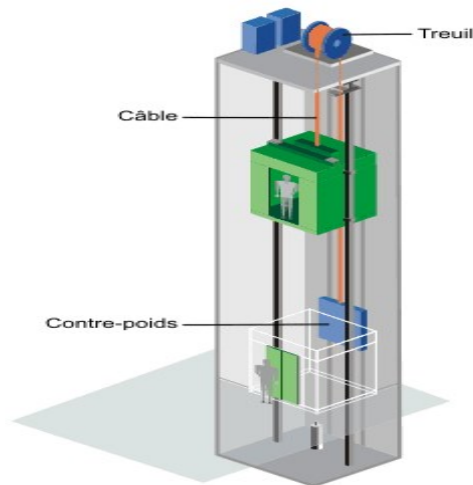
- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s = 22.73 \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

**3.4. Etude de la dalle salle machine :**

Cet immeuble est doté de deux ascenseurs de vitesse d'entraînement (V= 1 m/s) dont la surface de cabinet est de 2.88m<sup>2</sup> (1,60x1.80) pouvant charger huit personnes, la charge totale

que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 5 Tonnes.



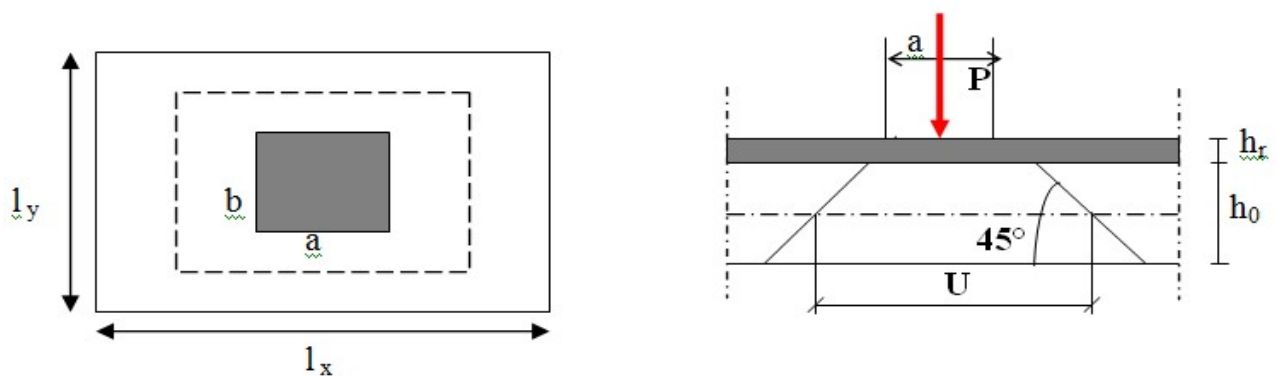
**Figure. 3.5:** Schéma d'Ascenseur.

### 3.4.1. Dimensionnement :

La dalle est une dalle pleine,  $h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA 2003).

On prend :  $h_t = 15\text{cm}$ .

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.



**Figure .3.6:** Répartition de la charge localisée sur la dalle.

On a:  $\alpha = L_x / L_y = 160 / 180 = 0.889 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha = 0,88 \leq 1$ .

Donc : La dalle travaille dans les deux sens.

Pour revêtement en béton on a :

$$U = a + 2h_r + h_0$$

$$V = b + 2h_r + h_0.$$

Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0=15$  cm).

$h_r$  : épaisseur du revêtement ( $h_r=5$ cm).

$a = b=80$  cm (cote de rectangle dont la quelle  $q$  est concentrée).

D'où :

$$u = 80 + 2 \times 5 + 25 = 115 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 25 = 115 \text{ cm.}$$

❖ Les moments  $M_{X1}$ ,  $M_{Y1}$  du système de levage :

$$M_{X1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_{Y1} = (M_1 + \nu M_2) q$$

Avec :  $\nu$  : Coefficient de Poisson  $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \dots, \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \dots, \text{ELS} \end{cases}$

$M_1, M_2$  : Coefficients donnée en fonction de  $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD

$$\text{On a: } \begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,88 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1.15}{1.60} = 0,72 \rightarrow M_1 = 0,098, M_2 = 0,148 \text{ (après interpolation)} \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1.15}{1.80} = 0,63 \end{cases}$$

❖ Les moments dus au système de levage  $M_{X1}$ ,  $M_{Y1}$  :

System de levage :  $P=50$ KN

**Tableau .3.4.** Les combinaisons de charge pour le système de levage.

Les charges	l'ELU	l'ELS
$P=50$ KN	$q_u = 1,35 G + 1,5Q$ $q_u = 1.35 \times 56.25 + 1.5 \times 1 = 77.43 \text{ KN}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 57.25 \text{ KN}$

**Tableau .3.5.** Moment dus au système de levage.

	I'ELU (v = 0)	I'ELS (v =0,2)
M1=0.102	$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_u$	$M_{x1} = (M_1 + vM_2)q_s$
M2=0.075	$M_{x1} = 7.58\text{KN.m}$	$M_{x1} = 7.30\text{KN.m}$
	$M_{y1} = (M_2 + vM_1)q_u$	$M_{y1} = (M_2 + vM_1) q_s$
	$M_{y1} = 11.45\text{KN.m}$	$M_{y1} = 9.59\text{KN.m}$

❖ Les moments dus au poids propre de la dalle  $M_{x2}$ ,  $M_{y2}$  :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Les valeurs des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données en fonction de rapport  $\rho$  et  $v$

À l'ELU :

$$\rho=1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \quad \text{annexe 1}$$

À l'ELS :

$$\rho=1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \quad \text{annexe 1}$$

Tableau .3.6. Charges dus au système de levage.

Les charges	I'ELU	I'ELS
$G = \rho_b \times h_t$ $G = 25 \times 0,15 = 3,75\text{KN/m}^2$ $Q = 1\text{KN/m}^2$	$q_u = 1,35 G + 1,5Q$ $q_u = 6,562 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 4.75 \text{ KN/ml}$

Tableau .3.7. Combinaisons de charge dus au poids propre de la dalle

Les moments	I'ELU (v=0)	I'ELS (v =0,2)
$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{x2} = 0.618\text{KN.m}^2$	$M_{x2} = 0.536\text{KN.m}$
$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$	$M_{y2} = 0.618 \text{ KN.m}$	$M_{y2} = 0.536\text{KN.m}$

Superposition des moments :

Tableau .3.8. Superposition des moments

Les moments	I'ELU (v =0)	I'ELS (v =0,2)
-------------	--------------	----------------

$M_x = M_{x1} + M_{x2}$ $M_y = M_{y1} + M_{y2}$	$M_x = 7.58 + 0.618 = 8.198 \text{ KN.m}$ $M_y = 11.45 + 0.618 = 12.068 \text{ KN.m}$	$M_x = 7.30 + 0.536 = 7.836 \text{ KN.m}$ $M_y = 9.59 + 0.536 = 10.126 \text{ KN.m}$
--	--	---

**Correction des moments :**

**À l'ELU :**

**Sens  $L_x$  et  $L_y$  :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8.198 = 6.968 \text{ KN.m.} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 12.068 = 10.257 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 8.198 = -2.459 \text{ KN.m.} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 12.068 = -3.620 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

**À l'ELS :**

**Sens  $l_x$  et  $l_y$  :**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7.836 = 6.66 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 10.126 = 8.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 7.836 = -2.35 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 10.126 = -3.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### 3.4.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera par une bande de 1 m de largeur, Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  
 $d = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$ .

❖ **Armatures longitudinales :**

**Tableau .3.9.** Ferrailage de la dalle dans le sens x-x et sens y-y.

		Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Y (cm)	A' (cm <sup>2</sup> )	Z <sub>b</sub>	A (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adp</sub> ( cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Travée	Sens x-x	6.968	6.66	2.85	0	1.28	1.56	4HA10	3.14	25
	Sens y-y	10.257	8.61	4.25	0	1.27	2.32	4HA10	3.14	25
Appuis	Sens x-x	2.459	2.35	0.98	0	1.29	0.54	4HA10	3.14	25

	Sens y-y	3.62	3.04	1.46	0	1.29	0.80	4HA10	3.14	25
--	----------	------	------	------	---	------	------	-------	------	----

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art 4,21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{(3-\alpha)}{2} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,88$$

Avec :

$\rho_0$  : Taux d'acier minimal règlementaire dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour l'acier de HA, feE400).

$$A_{\min} = 0,0008 \times 80 \times 15 \times \frac{(3-0,88)}{2} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**En travée :**

$$\text{Sens x-x : } A_s = 1,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

$$\text{Sens y-y : } A_s = 2,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

**Aux appuis :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } A_s = 0,54 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 \\ \text{Sens y-y : } A_s = 0,80 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x-x) et (y-y).

- **Espacement des barres :** (Art A, 8,2, 42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe soumise à une charge concentre ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Direction la plus sollicitée : } s_t \leq \min (2h ; 25\text{cm}) \\ \text{Direction perpendiculaire : } s_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures } A_x // \text{ à } l_x : s_t = 20 \text{ cm} \leq \min (30 ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{CV} \\ \text{Armatures } A_y // \text{ à } l_y : s_t = 20 \text{ cm} \leq \min (45 ; 33\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

- **Diamètre minimal des barres :** (Art A-7,21/ BAEL91)

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments,

$$\text{On doit vérifier que : } \quad \phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$$\phi_{\max} = 12\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \rightarrow \text{CV}$$

▪ **Condition de non poinçonnement :** (Art A, 5,2, 42/ BAEL91)

Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

Expression dans laquelle on désigne par :

$$q_u \leq q_c = 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$ : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$h_t$ : L'épaisseur totale de la dalle,

$\mu_c$  : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

$$\mu_c = 2(u + v) = 4,6\text{m}$$

$$q_u = 77,43 \leq q_c = 0,045 \times 4,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 517,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 77,43 \text{ KN} \leq q_c = 517,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

La condition est vérifiée donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

**3.4.3. Vérification des contraintes tangentielles :**(BAEL91/Art A.5.1.1)

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Pour les fissurations peu nuisibles :  $\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\}$  (MPa) = 4 MPa.

Au milieu de U :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3 \times V} = \frac{50}{3 \times 1,15} = 14,49 \text{ KN.}$

Au milieu de V:  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2u + V} = \frac{50}{(2 \times 1,15) + 1,15} = 14,49 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{14,49 \times 10^3}{800 \times 130} = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,139 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**3.4.4. Vérification à LELS :**

Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

**Tableau .3.10.** Contrainte de compressions de la salle machine dans le béton à L'ELS

Mser (KNm)	As (cm <sup>2</sup> )	I(cm <sup>4</sup> )	Y(cm)	K(Kg/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
6.66	3.14	8797.61	5.75	0.75	4.35	15	Vérifiée

▪ **Etat limite de déformation :** (BAEL91/Art B.7.5)

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

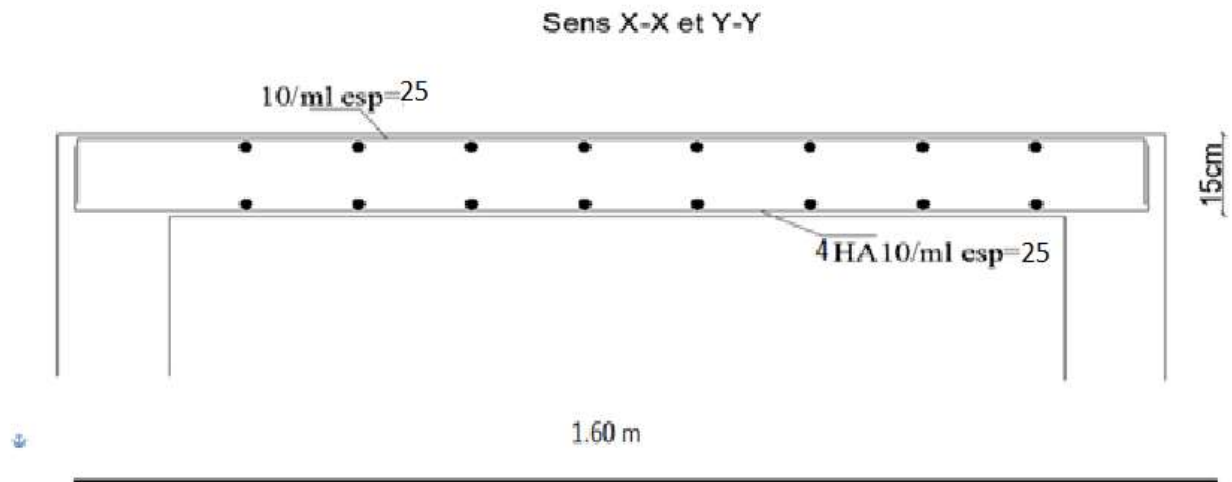
$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{1.60} = 0.093 \geq \frac{M_t}{20 \times M_x} = \frac{6.66}{20 \times 6.66} = 0.05 \quad \dots\dots\dots CV.$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{5.95}{80 \times 13} = 0.0057 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \dots\dots\dots CV.$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

**3.4.5. Schéma de ferrailage**



**Figure .3.7.** Schéma de Ferrailage de la dalle salle machine.

**3.5. Escalier**

**3.5.1. Introduction**

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté. Notre bâtiment comporte un escalier à deux volets.

### 3.5.2. Les composants d'escalier

- ✓ Emmarchement : la largeur de la volée.
- ✓ Giron : largeur d'une marche.
- ✓ Paillasse : la dalle inclinée soutien les gradins.
- ✓ Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- ✓ Contre marche : partie verticale de la marche.

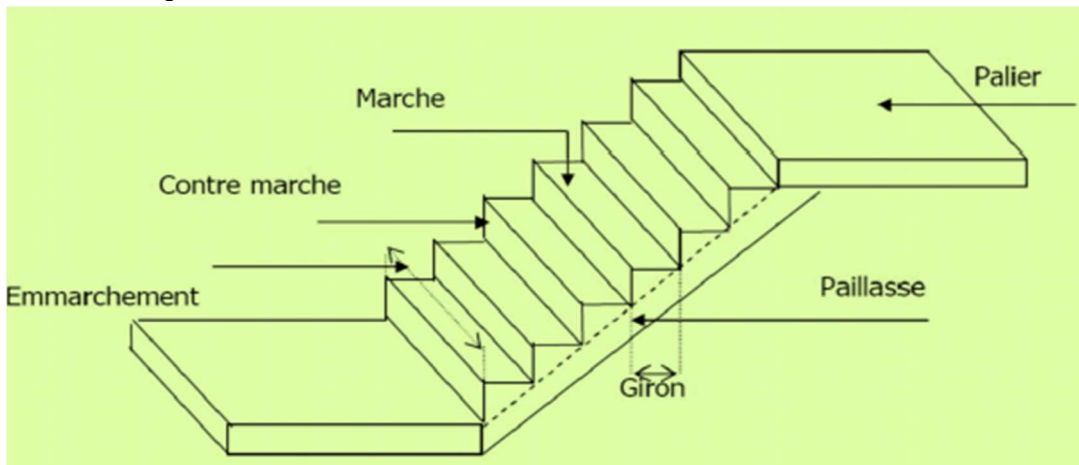


Figure .3.8. La forme et les éléments d'escalier

### 3.5.3. Dimensionnement d'escalier

- **Dimensions des marches**

On utilise la formule de « **blondel** » :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$$

Avec :

**h** : la hauteur de la contre marche.

**g** : la largeur de la marche 'Giron'.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

- **Hauteur à franchir**

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3}{2} = 1.50 \text{ m}$$

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

$$27 \leq g \leq 31$$

a) Pour  $h=16.5\text{cm}$   $\rightarrow$  le nombre de marche  $n = \frac{1.50}{0.165} = 9.09$  marche .

b) Pour  $h=17.5\text{cm}$   $\rightarrow$  le nombre de marche  $n = \frac{1.50}{0.175} = 8.57$  marche .

On choisit  $n = 9$  marche.

$$\text{Donc : } h = \frac{1.50}{9} = 0.17 \text{ cm} = 17 \text{ cm}.$$

$$(1) \rightarrow 2h + g = 0.64 \Rightarrow g = 0.30 \text{ m} = 30\text{cm} .$$

- **Calculer de reculement  $L_0$**

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 9 = 270 \text{ cm}.$$

Donc : la largeur de palier  $L_p=170\text{cm}$ .

- **Calculer la longueur de la pailasse**

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0.566.$$

$$\text{Donc } \alpha = 29.5^\circ .$$

$$l_v = 270/\cos \alpha = 310.21 \text{ cm}.$$

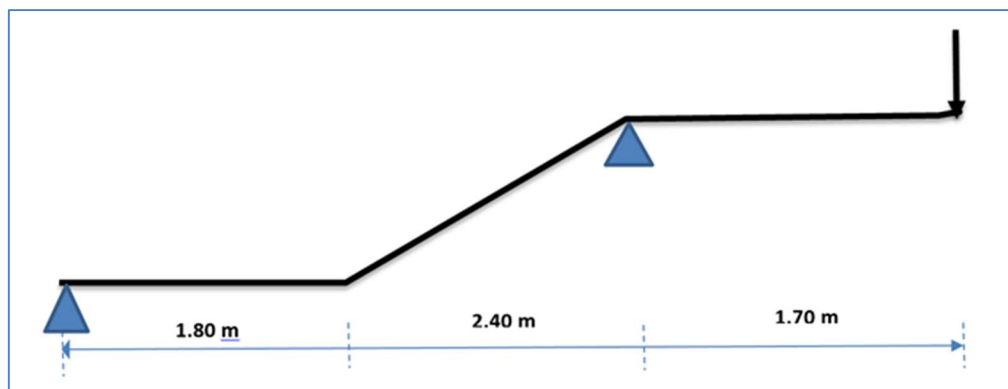
$$\text{La ligne de foulée : } L_T = l_v + L_p = 480.21 \text{ cm} = 4.89 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la pailasse et de palier :**

$$\text{on a : } l = 4.89 \text{ m}$$

$$\frac{l_T}{30} \leq e \leq \frac{l_T}{20} \Rightarrow 0.16 \leq e \leq 0.24$$

Donc prend une épaisseur :  $e = 20 \text{ cm}$



**Figure.3.9.** schéma statique de l'escalier

a) **Palliasse**

**Tableau.3.11.** Charge permanente palliase [3]

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ( $e = 20 \text{ cm}$ )	25	$1 \times 0.2 / \cos 29.5^\circ$	5.74
Poids propre du contre marche ( $e = 17 \text{ cm}$ )	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ( $e = 2 \text{ cm}$ )	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose horizontal ( $e = 2 \text{ cm}$ )	20	$0.02 \times 1$	0.40
Carrelage vertical ( $e = 2 \text{ cm}$ )	22	$0.02 \times 1$	0.44
Mortier de pose vertical ( $e = 2 \text{ cm}$ )	20	$0.02 \times 1$	0.40
Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$ )	10	$0.02 \times 1$	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		<b>10.49</b>
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		<b>2.5</b>

**b) Palier****Tableau .3.12.** Charge permanente palier

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ( $e = 20 \text{ cm}$ )	25	$1 \times 0.2$	5.000
Carrelage ( $e = 2 \text{ cm}$ )	22	$0.02 \times 1$	0.440
Mortier de pose ( $e = 2 \text{ cm}$ )	20	$0.02 \times 1$	0.400
Enduit en plâtre ( $e = 2 \text{ cm}$ )	10	$0.02 \times 1$	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		<b>6.04</b>
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		<b>2.5</b>

✓ **Les combinaisons des charges et surcharges :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

- **E.L.U :**

- **La paillasse :**

$$P_{u1} = (1.35 G_1 + 1.5 Q) =$$

$$= (1.35 \times 10,49 + 1.5 \times 2.5) = 17.91 \text{ KN/m}$$

- **Le palier :**

$$P_{u2} = (1.35 G_2 + 1,5 .Q_2)$$

$$= (1.35 \times 6.04 + 1.5 \times 2.5) = 11.904 \text{ KN/m}$$

**La charge concentrée au niveau du mur :  $P_{u3} = G = 1.35(2.41 \times 2.60) = 8.46 \text{ kN/m}$ .**

- **E.L.S :**

- **La paillasse :**

$$P_{s1} = (G_1 + Q_1)$$

$$= (10.49 + 2,5) = 12.99 \text{ KN/m}$$

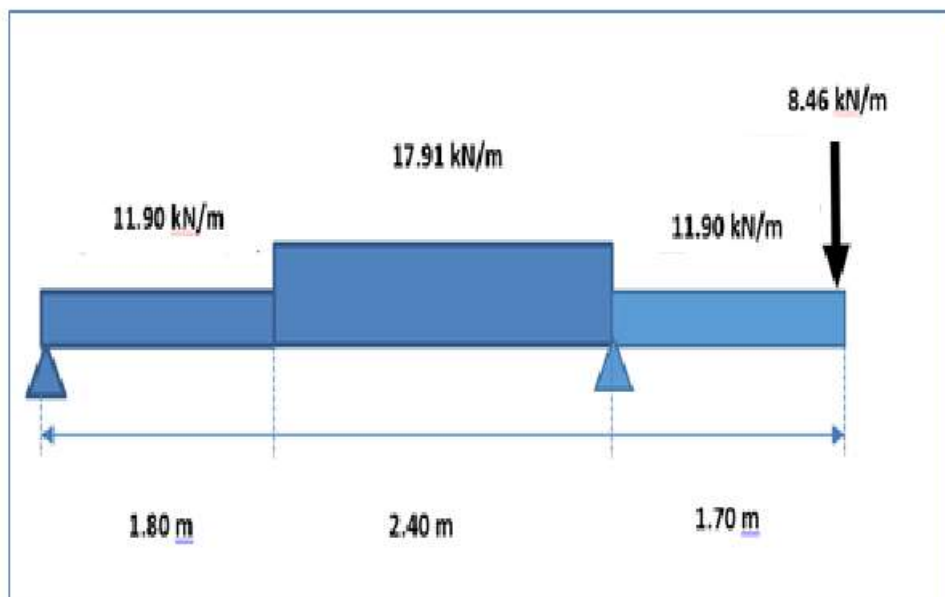
- **Le palier :**

$$P_{s2} = (G + Q)$$

$$= (6.04 + 2.5) = 8.54 \text{ KN/m}$$

**La charge concentrée au niveau du mur :  $P_{u3} = G = (2.41 \times 2.60) = 6.67 \text{ kN/m}$ .**

### 3.5.4. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant



**Figure.3.10.** Charge revenant aux escaliers

- **E.L.U**

$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 17.91 \times 2.4 - 11.90 \times 1.80 - 11.90 \times 1.70 - 8.46 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_a = 21.48 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_b = 71.59 \text{ KN}$$

- **La coupe A-A**

$$0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.48 \text{ KN} \\ T(1.80 \text{ m}) = 0.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.80) = 19.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La coupe B-B :**

$$1.80 \leq x \leq 4.2 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(1.80) = 0.06 \text{ KN} \\ T(4.20 \text{ m}) = -42.92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(1.80) = 19.38 \text{ KN.m} \\ M(4.2) = -35.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La coupe C-C :**

$$0 \leq x \leq 1.70 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 8.46 \text{ KN} \\ T(1.70) = 28.69 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.70) = -35.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Diagramme de l'effort tranchant

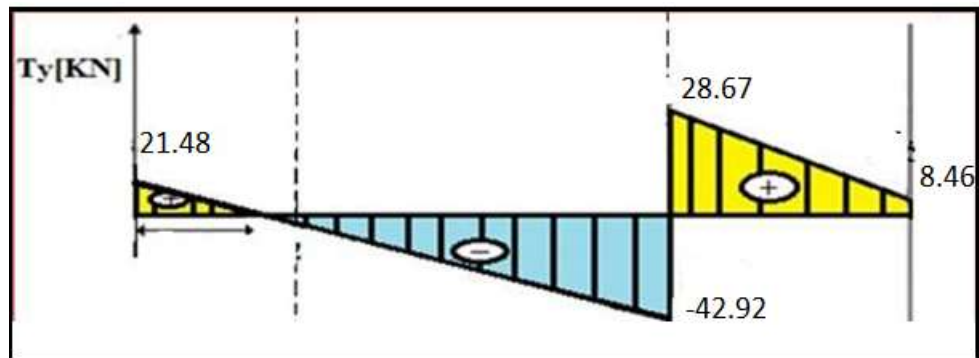


Figure 3.11. Diagramme de T a L'ELU

• Diagramme de moment :

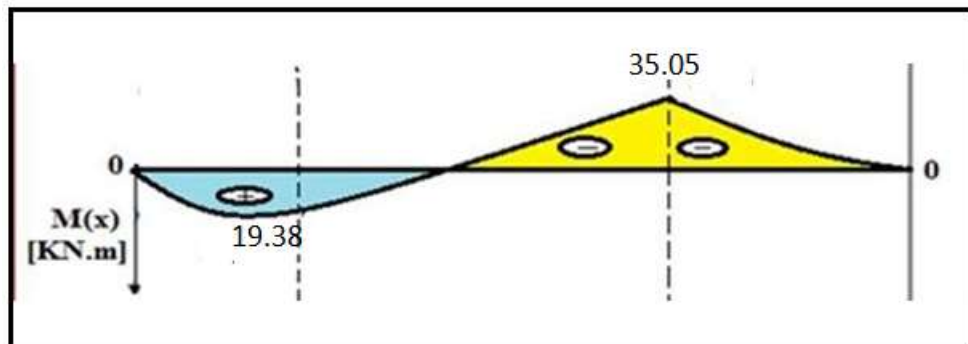


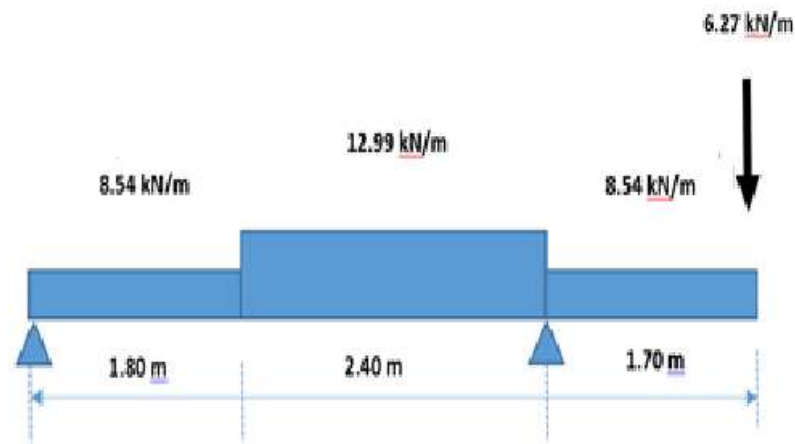
Figure.3.12. Diagramme de  $M_{Fa}$  L'ELU

▪ Calcul de  $M_{MAX}$  :

$$\rightarrow M_{MAX} = 19.38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On a :

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 19.38 = 16.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



- **E.L.S :**

$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 12.99 \times 2.4 - 8.54 \times 1.80 - 8.54 \times 1.7 - 6.27 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_a = 51.82 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_b = 17.70 \text{ KN}$$

- **La coupe A-A :**

$$0 \leq x \leq 1.80 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 17.70 \text{ KN} \\ T(1.80\text{m}) = 2.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.8) = 18.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La coupe B-B :**

$$1.8 \leq x \leq 4.2\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(1.80) = 2.32 \text{ KN} \\ T(4.20 \text{ m}) = -28.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(1.80) = 18.02 \text{ KN.m} \\ M(4.20) = -23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **La coupe C-C :**

$$0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 6.27 \text{ KN} \\ T(1.7) = 20.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.7) = -22.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Diagramme de l'effort tranchant**

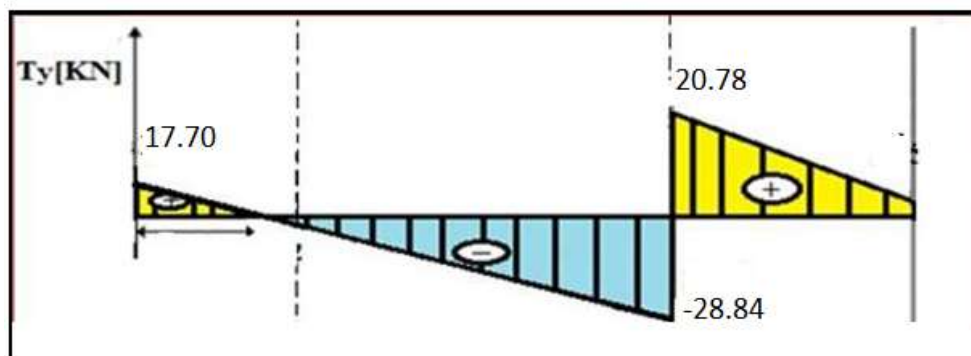
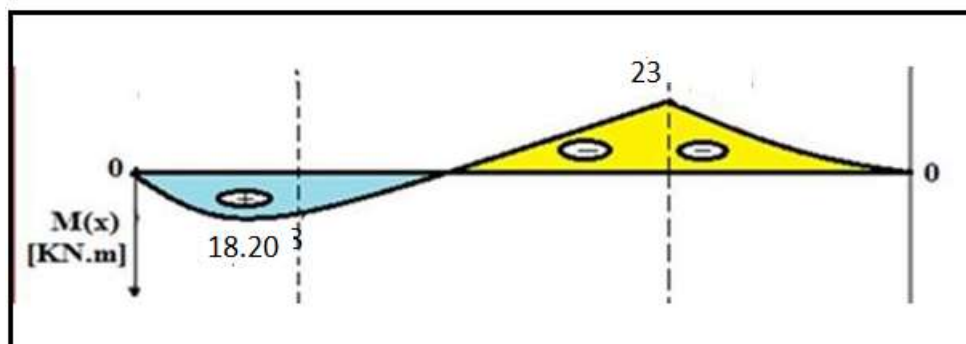


Figure.3.13. Diagramme de T a L'ELS

• **Diagramme de moment :**



**Figure 3.13.** Diagramme de  $M_{Fa}$  L'ELS**3.5.5. Ferrailage de l'escalier**

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$$b = 100\text{cm.} \quad e = 20 \text{ cm.} \quad d=16= 18\text{cm.} \quad d'=4 \text{ cm}$$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

**Tableau.3.13.**Caractéristiques géométriques et mécaniques

$f_{c28}$ (MPa)	$f_{t28}$ (MPa)	$\gamma_b$	$\gamma_s$	d (cm)	$f_{bu}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$f_e$ (MPa)	b(cm)
25	2,1	1.5	1.15	18	14.17	348	400	100

- ♦ Calcul des sections des armatures à l'E.L.U
- Calcul des sections d'armature dans la travée
- ♦ Moment en travée :

A L'E.L.U:

$$M_{Ut} = 0.85 \times M_{MAX} = 16.47 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S:

$$M_{St} = 0.85 \times M_{MAX} = 15.31 \text{ kN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.08$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.191$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.057$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 15.63 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 3.02 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{\min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

- Choix des barres :

$$A_t = 5T12 = 5.66 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25 \text{ cm.}$$

♦ **Armatures de répartition:**

$$A_t / 4 = 1.42 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq A_t / 2 = 2.83$$

- on prendre :

$$A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (64 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

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

On prendre:  $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Calcula section d 'armature sur appuis**

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm} \quad ; c = 4 \text{ cm.}$$

♦ **Moment sur appuis**

A L'E.L.U :

$$M_u = 35.05 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S :

$$M_{ser} = 23 \text{ kN.m.}$$

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexionsimple :

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.097 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.52$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.342$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0$  (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.127$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 15.18 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 6.63 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$A_t \geq A_{\min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_c \} = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$  Condition non vérifiée .

- Choix des barres :

$$A_a = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm.}$$

♦ **Armatures de répartition:**

$$A_t / 4 = 1.69 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq A_t / 2 = 3.39$$

- on prendre :

$$A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

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

On prendre:  $S_t = 25 \text{ cm}$

♦ **Vérification à l'effet tranchant :**

On doit vérifier :

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

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{28.69 \times 10}{100 \times 16} = 0.179 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} (0,133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

♦ **Les Armatures transversales :**

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1.  $\tau_u < 0,046f_{c28} = 1,16\text{MPa}$  .....OK.

2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

♦ **Position de l'axe neutre**

Equation s'écrit :

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Solution :

$$A = AS = 5.66\text{cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0.85\text{cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.85 \times 16 = 27.168\text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 27.168} = 4.43\text{ cm}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d-y)^2] = \frac{100 \times 4.43^3}{3} + 15 \times [5.66 \times (16 - 4.43)^2] = 14263.07\text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{23 \times 10^3}{14263.07} = 1.61\text{ MPa / cm}$$

❖ **Calcul des contraintes**

♦ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1.61 \times 4.43 = 5.53\text{ MPa}$$

♦ **Contrainte dans les armatures tendues :**

$$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 24.3 \times 1.61 \times (16 - 4.43) = 447.06\text{ MPa}$$

❖ **Vérifications**

▪ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma'_b = 5.53\text{ MPa} \leq \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15\text{ MPa} \quad \text{..... (CV)}$$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire

**3.5.6. Ferrailage de l'escalier :**

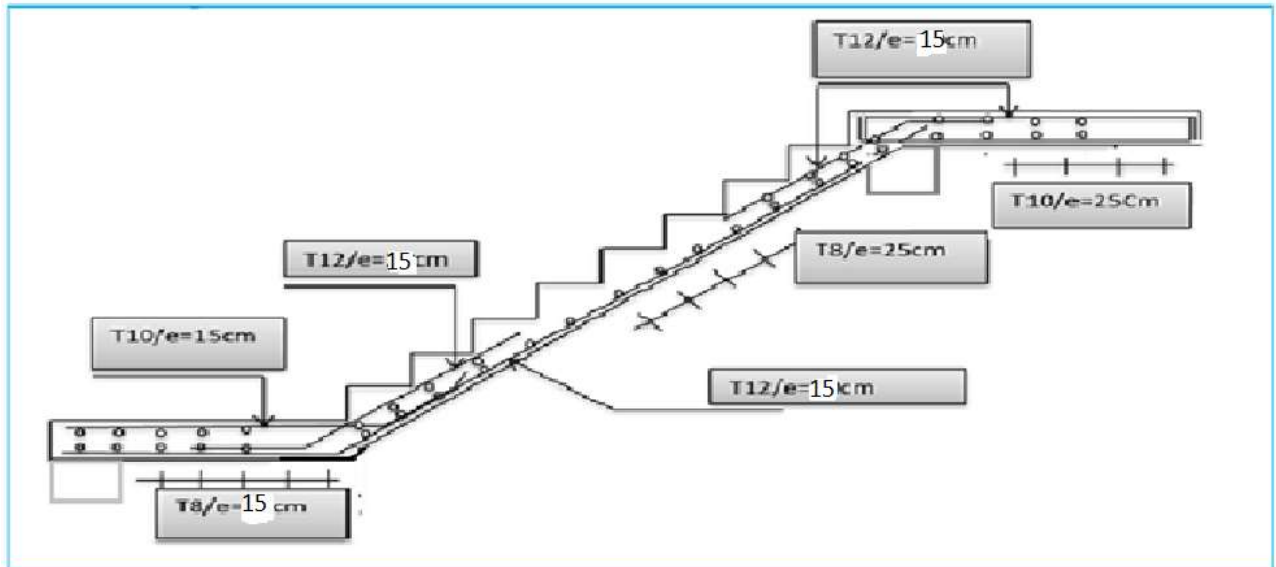


Figure.3.15.ferallage final

### 3.6.1. Étude de la poutre palière:

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de 3,7m, son schéma statique est le suivant :

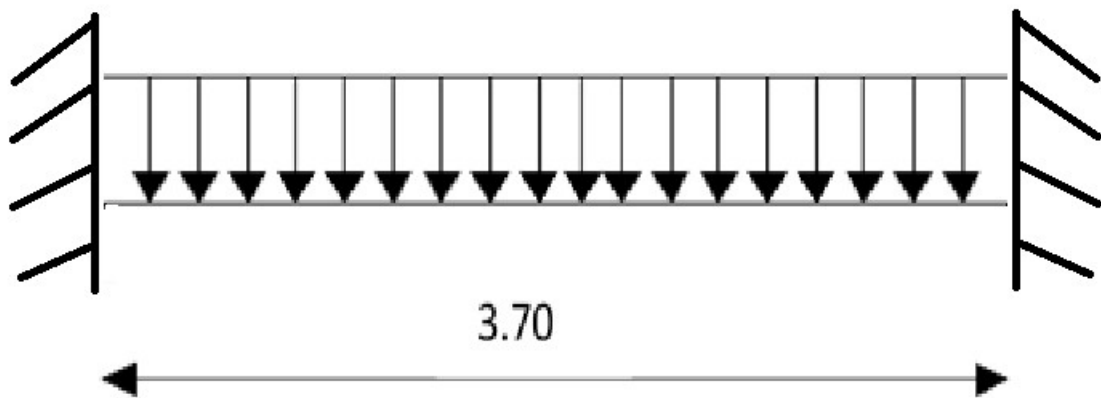


Figure .3.14. Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

### 3.6.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière:

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$L=350\text{cm.}$$

$$350/15 < h < 350/10$$

$$\text{Donc : } 23,33 < h < 35$$

$$\text{On prend : } h= 35 \text{ cm}$$

$$0.3h < b < 0.7h \quad \text{Donc: } 10,5 < b < 24$$

Vue l'importance de la portée et de l'épaisseur de notre escalier, on est contraint de choisir  $b = 30$  cm

### 3.6.3. Vérifications des conditions de résistance (RPA99/V2003) :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm} \quad \text{CV.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Longrightarrow \quad \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \text{CV.}$$

Donc les dimensions de la poutre sont :  $h = 35\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$ .

#### La poutre palière est soumise à :

-Son poids propre :  $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62$  KN/m.

-Réaction d'appuis due à l'escalier :

ELU:  $R_B = 71.59$  KN.

ELS:  $R_B = 51.82$  KN.

#### Combinaison de charges :

À l'ELU :  $q_u = (1.35 \times 2.62) + 71.59 = 75.13$  KN

À l'ELS :  $q_s = 4.35 + 51.82 = 54.44$  KN

### 3.6.4. Détermination des charges :

#### ▪ E.L.U

- Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{75.13 \times 3.7^2}{12} = 85.71 \text{ Kn. m}$$

- Moment sur travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{75.13 \times 3.7^2}{24} = 42.85 \text{ Kn. m}$$

- Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{75.13 \times 3.7}{2} = 138.9 \text{ Kn. m}$$

#### ▪ E.L.S

- Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{54.44 \times 3.7^2}{12} = 62.11 \text{ Kn. m}$$

- Moment sur travée :

$$M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{54.44 \times 3.7^2}{24} = 31.05 \text{ Kn. m}$$

- Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{54.44 \times 3.7}{2} = 100.71 \text{ Kn. m}$$

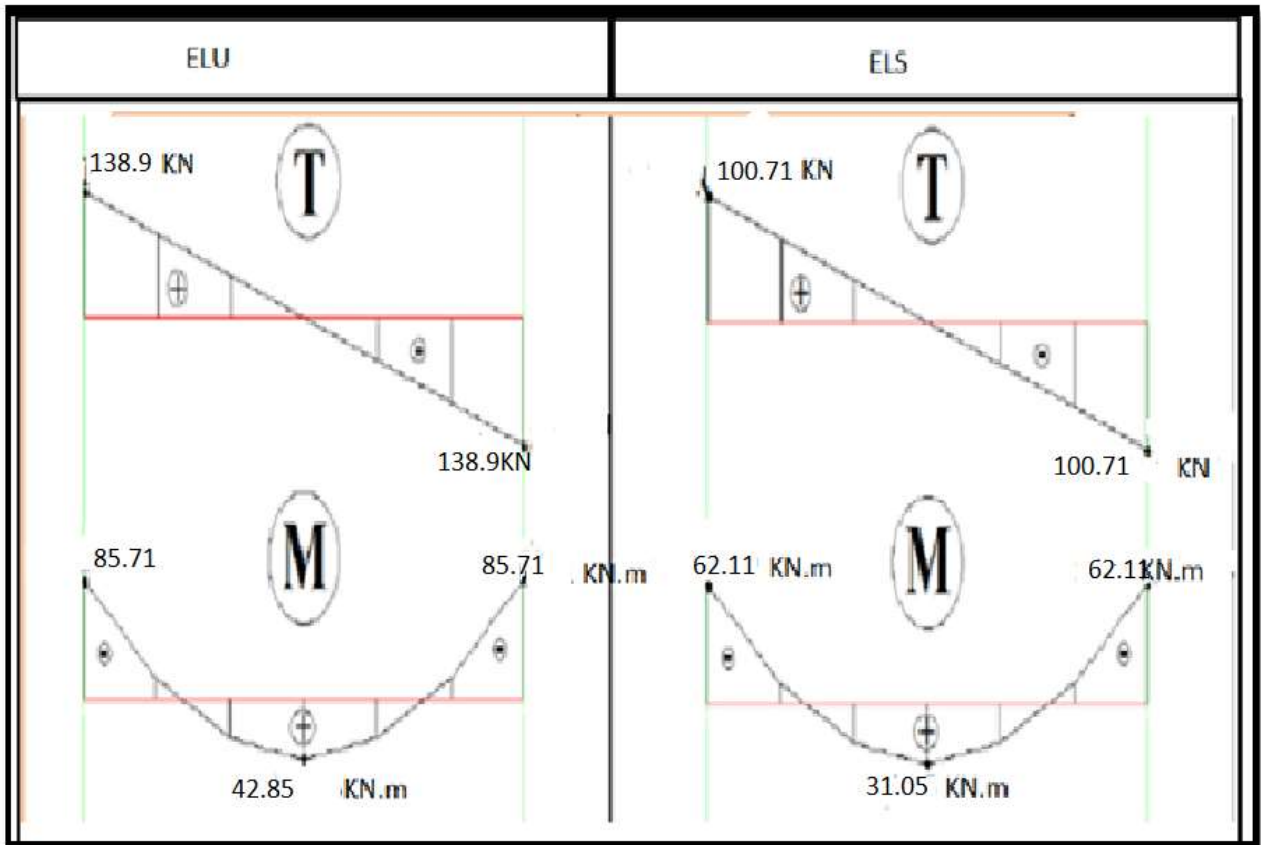


Figure .3.16. Diagramme des efforts interne a l'ELU et l'ELS

III.6.4) Calcul des armatures :

- a) Armatures longitudinales :

Tableau 3.14 .Calcul des armatures longitudinales.

	M <sub>u</sub> (kN.m)	μ	μ <sub>bu</sub> < μ <sub>lu</sub>	A's (cm <sup>2</sup> )	a	Z (cm)	A <sub>cal sml</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>ad/ml</sub> s/(cm <sup>2</sup> )
travée	42.85	0.101	oui	0	0.134	29.8	4.13	4T12	4.53
appuis	85.71	0.203	oui	0	0.286	27.8	8.83	4T14+2T12	8,42

- Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.53 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A = 8.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

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

$$4.13+8.83=12.96\text{cm}^2 > \frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 5.25\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$12.96\text{cm}^2 < \frac{4bh}{100} = \frac{4 \cdot 30 \cdot 35}{100} = 42\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**b) Armatures de répartition :**

Diamètre des armatures transversales : (Art,7,4,2,2,3 BAEL91)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \qquad \phi_t \leq \min\left\{\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 12\right\} = 1 \text{ cm}$$

$\phi_l$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales. On choisit 4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>

**-Espacement des armatures transversales :**

✓ A partir des conditions de CBA 93 les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :  $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$

$$S_t \leq \min(28.35; 40\text{cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

A partir d'Art(7,5,2,2 de RPA99/version2003), les armature doivent respectées les conditions suivantes :

zone courante :  $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm.}$ ; zone nodale :  $S_t \leq \min(h/4, 12\Phi_l) = 8.75\text{cm.}$

on adopte les espacements suivants : zone courante :  $s_t = 20\text{cm.}$ ; zone nodale :  $s_t = 8\text{cm.}$

**III.6.5 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 5-1,2)**

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15(A_s + A')}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5(A_s + A')}} - 1 \right)$$

- **Moment d'inertie**

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

$$K = \frac{M_a}{I}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) \quad (\text{Fissuration peu prejudiciable})$$

$$V_{u \max} = 138.9 \text{KN}$$

	Ms(kN.m)	As(cm <sup>2</sup> )	Y	I	k	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub> < σ <sub>bc</sub>
			(cm)	(cm <sup>4</sup> )	Mpa/cm	(MPa)	(MPa)
<b>Travée</b>	31.05	4.53	23.26	130456.3	0.238	5.53	Vérifiée
<b>Appui</b>	62.11	8.42	42.23	825287.1	0.075	3.17	Vérifiée

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{138.9}{0.3 \times 0.9 \times 0.35} \times 10^{-3} = 1.46 < \bar{\tau}_u = 4 \text{MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**3.6.6. Vérification à L’ELS**

**Contrainte de compression dans le béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

**Tableau .3.15.** Vérification de Contrainte de compression dans le béton.

▪ **Vérification de la flèche :**

On admet qu’il n’est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{370} = 0.095 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{30.70}{10 \times 36.12} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Avec :

h : hauteur totale : h =35 cm.

L : portée entre nue d’appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

### 3.6.7. Schémas de ferrailage de la Poutre palière:

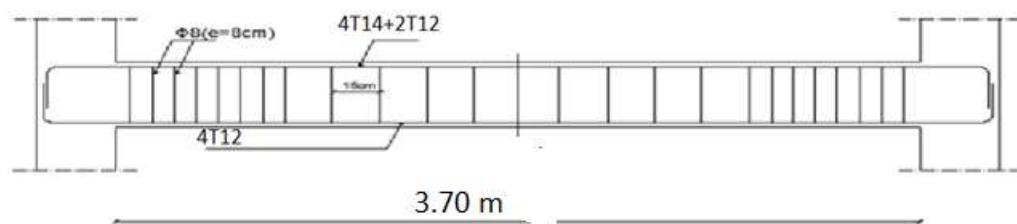


Figure .3.17. schéma de ferrailage de la poutre palière.

## 3.7. Calcul des planchers :

### 3.7.1) Planches à corps creux :

#### 1) Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

#### 2) Ferrailage de la dalle de compression :(BAEL 91/B.6.8,423)

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 400) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

l : distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

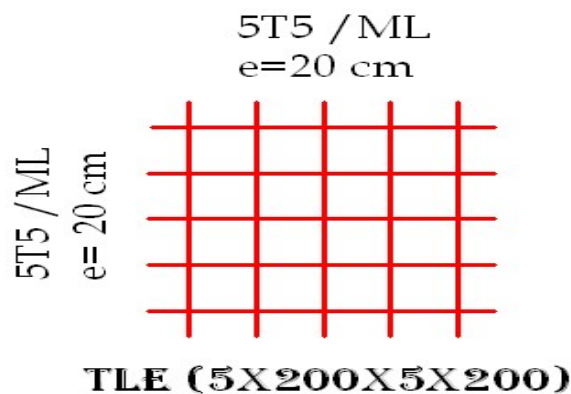
Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension ;(5 × 5 × 200 × 200)



**Figure .3.18.** Treillis soudés (200×200).

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

**Tableau 3.16.** Combinaison des charges.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Planche étage courant	5.09	1.5
Planche étage terrasse	6.48	1

### 3) Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art. A.4.1,3)

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \min \left( \frac{l'}{10} ; \frac{l}{2} ; 8h_0 \right)$$

$$b_1 = \min \left( \frac{4.80}{10} ; \frac{53}{2} ; 8 \times 4 \right) = 26.5 \text{ cm}$$

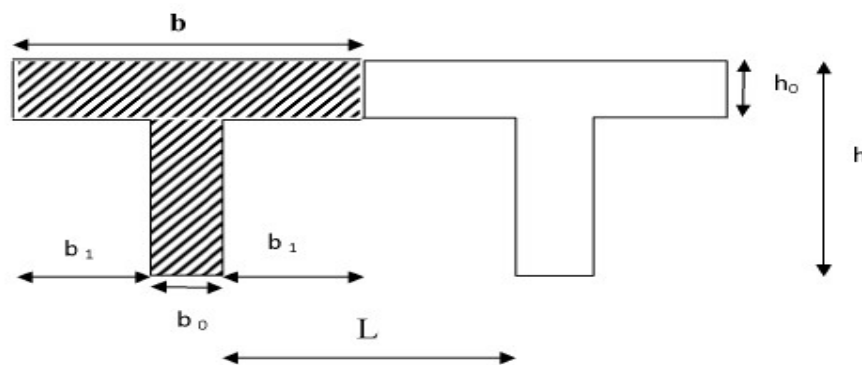


Figure 3.19. construction de la section en T.

Avec :

$l$ : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ( $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ ).

$l'$  : Longueur de la plus grande travée ( $l' = 475 \text{ cm}$ ).

$b_0$ : Largeur de la poutrelle (12 cm).

$h_0$ : Epaisseur de la dalle de compression. (4 cm).

$h$ : Epaisseur du corps creux (20 cm).

$b_1$  : Largeur de l'hourdis (26.5 cm).

**Plancher terrasse**

Estimation de Charges et surcharges :

Poids propre du plancher  $G = 6.48 \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/ml}$ .

La charge d'exploitation  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$ .

**4) Combinaison des charges :**

$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 (4.21) + 1,5(0.65) = 6.66 \text{ KN/ml}$ .

$q_s = G + Q = 6.48 + 0.65 = 4.86 \text{ KN/m}$ .

**Etage courant :**

Estimation de Charges et surcharges :

Poids propre du plancher  $G = 5.09 \times 0.65 = 3.30 \text{ KN/ml}$ .

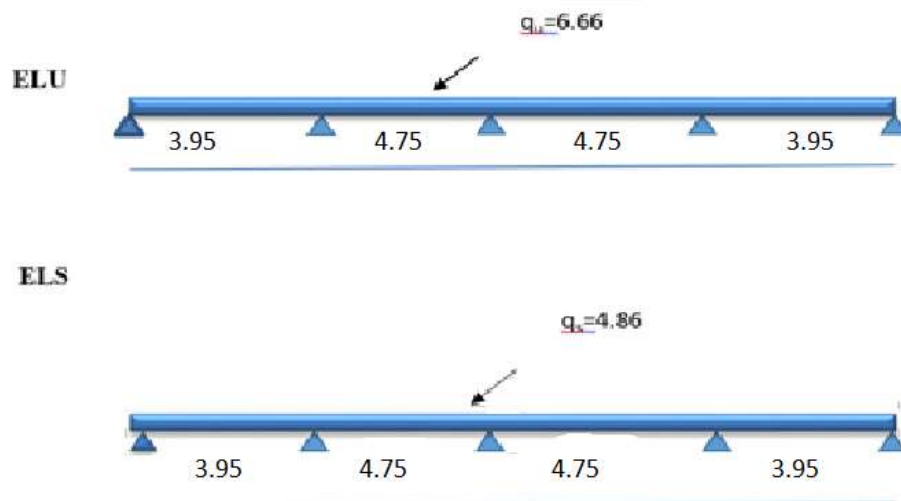
La charge d'exploitation  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/ml}$ .

**5) Combinaison des charges :**

$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 (3.30) + 1,5(0.97) = 5.92 \text{ KN/ml}$ .

$q_s = G + Q = 3.30 + 0.97 = 4.27 \text{ KN/m}$ .

**Schéma statique :**



**Figure .3.20.**schéma statique de poutrelle à ELU et à ELS.

**Méthode de calcul :**

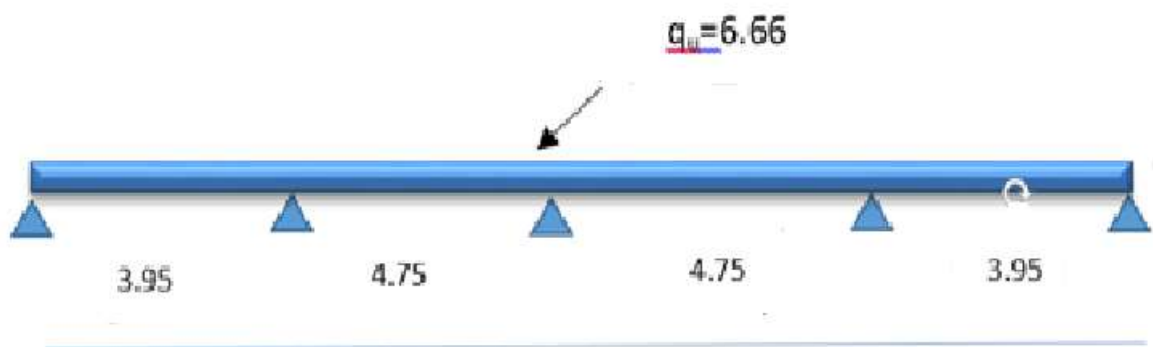
Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles sont :

1-la méthode forfaitaire.



**Principe de calcul :**

**Poutrelles à deux travées**



**Figure.3.1.21.** Schéma des moments fléchissant

✓ **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.65}{0.65+4.21} \rightarrow \alpha = 0.13$$

$$M_t \geq \text{Max} \left\{ 1.05 M_0 ; (1+0.3 \alpha) M_0 \right\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq [(1+0.3 \alpha) M_0] / 2 \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ M_t \geq [(1.2+0.3 \alpha) M_0] / 2 \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 6.66 \text{ Kn/ml} \\ q_{ser} = 4.86 \text{ Kn/ml} \end{array} \right.$$

❖ **Etat limite ultime**

▪ **Moment isostatique :**

$$M_{01-2} = \frac{6.66 \times 3.95^2}{8} = 12.98 \text{Kn. m}$$

$$M_{02-3} = \frac{6.66 \times 4.75^2}{8} = 18.78 \text{Kn.m}$$

$$M_{03-4} = \frac{6.66 \times 4.75^2}{8} = 18.78 \text{Kn.m}$$

$$M_{04-5} = \frac{6.66 \times 3.95^2}{8} = 12.98 \text{Kn.m}$$

✓ **Moment sur appuis:**

$$M_1 = 0,2 M_{01-2} = -0,2 \times 12.98 = -2.59 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02-3} = -0,5 \times 18.78 = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03-4} = -0,4 \times 18.78 = -7.51 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04-5} = -0,5 \times 18.78 = -9.39 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,2 M_{04-5} = -0,2 \times 12.98 = -2.59 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée :**

**Travée 1-2 :**

$$M_{t_{1-2}} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M_1 + M_2}{2}$$

$$M_{t_{1-2}} \geq \text{Max}( 1.05 \times 12.98 ; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 12.98 ) - \frac{2.52 + 9.39}{2} = 7.67 \text{ Kn.m}$$

$$H M_{t_{1-2}} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 12.98 = 8.04 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$M_{t_{1-2}} = 8.04 \text{ Kn.m}$
-----------------------------------

**Travée 2-3:**

$$M_{t_{2-3}} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M_2 + M_3}{2}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq \text{Max}( 1.05 \times 18.78 ; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.78 ) - \frac{9.39 + 7.51}{2} = 11.21 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t_{2-3}} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.78 = 9.75 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$M_{t_{2-3}} = 11.21 \text{ Kn.m}$
------------------------------------

**Travée 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M2+M3}{2}$$

$$Mt_{3-4} \geq \text{Max}( 1.05 \times 18.78; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.78) - \frac{7.51+9.39}{2} = 11.21 \text{Kn.m}$$

$$Mt_{3-4} \geq \frac{1+0.3 \times 0.13}{2} \times 18.78 = 9.75 \text{Kn.m}$$

$Mt_{2-3} = 11.21 \text{Kn.m}$

On prend .....

**Travée 4-5:**

$$Mt_{4-5} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M1+M2}{2}$$

$$Mt_{4-5} \geq \text{Max}( 1.05 \times 12.98; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 12.98) - \frac{9.39+2.52}{2} = 7.67 \text{Kn.m}$$

$$Mt_{4-5} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 12.98 = 8.04 \text{Kn.m}$$

$Mt_{1-2} = 8.04 \text{Kn.m}$

On prend .....

**✓ Efforts tranchants :****Travée 1-2 :**

$$a = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.39+11.21}{2.59+8.04}}} = 1.65 \text{m}$$

$$b = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.59+8.04}{9.39+11.21}}} = 2.29 \text{m}$$

$$V_w = -2 \frac{2.59+8.04}{1.65} = -12.88 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{9.39+11.21}{2.29} = 17.99 \text{ kn}$$

**Travée 2-3 :**

$$a = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7.51+11.21}{9.39+11.21}}} = 2.43 \text{ m}$$

$$b = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.39+11.21}{7.51+11.21}}} = 2.32 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{9.39+11.21}{2.43} = -16.95 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{7.51+11.21}{2.32} = 16.13 \text{ kn}$$

**Travée 3-4 :**

$$a = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.39+1.21}{7.51+11.21}}} = 2.32\text{m}$$

$$b = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{7.51+11.21}{9.39+11.21}}} = 2.43 \text{ m}$$

$$V_W = -2 \frac{7.51+11.21}{2.32} = -16.13 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{9.39+11.21}{2.43} = 16.95 \text{ kn}$$

**Travée 4-5 :**

$$a = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2.59+8.04}{9.39+11.21}}} = 2.29\text{m}$$

$$b = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{9.39+11.21}{2.59+8.04}}} = 1.65 \text{ m}$$

$$V_W = -2 \frac{9.39+11.21}{2.29} = -17.99 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{2.52+8.04}{1.65} = 12.8 \text{ kn}$$

**❖ Etat limite servies****▪ Moment isostatique :**

$$M_{01-2} = \frac{4.86 \times 3.95^2}{8} = 9.48\text{Kn.m}$$

$$M_{02-3} = \frac{4.86 \times 4.75^2}{8} = 13.71\text{Kn.m}$$

$$M_{03-4} = \frac{4.86 \times 4.75^2}{8} = 13.71\text{Kn.m}$$

$$M_{04-5} = \frac{4.86 \times 3.95^2}{8} = 9.48\text{Kn.m}$$

**▪ Moment sur appuis:**

$$M_1 = 0,2 M_{01-2} = -0,2 \times 9.48 = -1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0,5 M_{02-3} = -0,5 \times 13.71 = -6.86 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4 M_{03-4} = -0,4 \times 13.71 = -5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,5 M_{04-5} = -0,5 \times 13.71 = -6.86 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,2 M_{04-5} = -0,2 \times 9.48 = -1.89 \text{ KN.m}$$

**Moment en travée :****Travée 1-2 :**

$$Mt_{1-2} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M_1+M_2}{2}$$

$$Mt_{1-2} \geq \text{Max}( 1.05 \times 9.48; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.48) - \frac{1.89+6.86}{2} = 5.57 \text{ Kn.m}$$

$$Mt_{1-2} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.48 = 5.87 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$Mt_{1-2} = 5.87 \text{ Kn.m}$
--------------------------------

**Travée 2-3:**

$$Mt_{2-3} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M_2+M_3}{2}$$

$$Mt_{2-3} \geq \text{Max}( 1.05 \times 13.71; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 13.71) - \frac{6.86+5.48}{2} = 8.23 \text{ Kn.m}$$

$$Mt_{2-3} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.71 = 7.12 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$Mt_{2-3} = 8.23 \text{ Kn.m}$
--------------------------------

**Travée 3-4:**

$$Mt_{3-4} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{02-3} ; (1+0.3 \alpha) M_{02-3} \} - \frac{M_2+M_3}{2}$$

$$Mt_{3-4} \geq \text{Max}( 1.05 \times 13.71; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 13.71) - \frac{5.48+6.86}{2} = 8.23 \text{ Kn.m}$$

$$Mt_{3-4} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.71 = 7.12 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$Mt_{2-3} = 8.23 \text{ Kn.m}$
--------------------------------

**Travée 4-5:**

$$Mt_{4-5} \geq \text{Max}\{ 1.05 M_{01-2} ; (1+0.3 \alpha) M_{01-2} \} - \frac{M_1+M_2}{2}$$

$$Mt_{4-5} \geq \text{Max}( 1.05 \times 9.48; (1 + 0.3 \times 0.13) \times 9.48) - \frac{6.86+1.89}{2} = 5.57 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t_{4-5}} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 9.48 = 5.87 \text{ Kn.m}$$

On prend .....

$M_{t_{1-2}} = 5.87 \text{ Kn.m}$
-----------------------------------

▪ **Efforts tranchants :**

**Travée 1-2 :**

$$a = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.86+8.23}{1.89+5.87}}} = 1.65 \text{ m}$$

$$b = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.89+5.87}{6.86+8.23}}} = 2.30 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{1.89+5.87}{1.65} = -9.41 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{6.86+8.23}{2.30} = 13.12 \text{ kn}$$

**Travée 2-3 :**

$$a = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.48+8.23}{6.86+8.23}}} = 2.43 \text{ m}$$

$$b = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.86+8.23}{5.48+8.23}}} = 2.32 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{6.86+8.23}{2.43} = -12.41 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{5.48+8.23}{2.32} = 11.81 \text{ kn}$$

**Travée 3-4 :**

$$a = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.86+8.23}{5.48+8.23}}} = 2.32 \text{ m}$$

$$b = 4.75 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{5.48+8.23}{6.86+8.23}}} = 2.43 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{5.48+8.23}{2.32} = -11.81 \text{ -kn}; \quad V_e = 2 \frac{6.86+8.23}{2.43} = 12.41 \text{ kn}$$

**Travée 4-5 :**

$$a = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1.81+5.87}{6.86+8.23}}} = 2.30 \text{ m}$$

$$b = 3.95 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6.86+8.23}{1.81+5.87}}} = 1.64 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{6.86+8.23}{2.30} = -13.12 \text{ kn}; \quad V_e = 2 \frac{1.81+5.87}{1.64} = 4.68 \text{ kn}$$

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

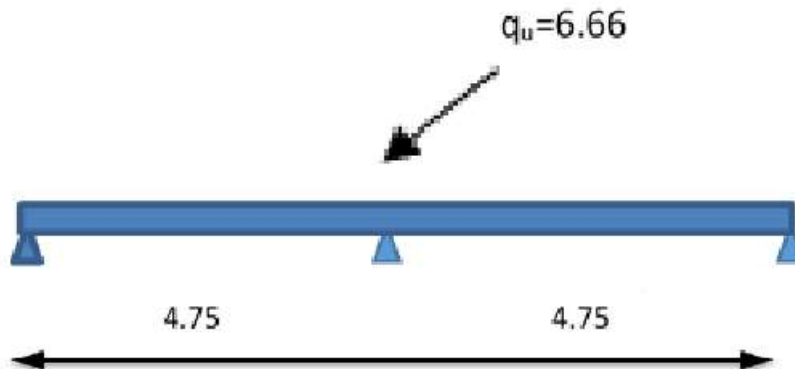
Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui suivent :

**Tableau .3. 17.:** Calcul des efforts internes des poutrelles à deux travées

Appuis	Moment sur appuis (Kn.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (Kn.m)		Effort tranchant (Kn)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							$V_w$	$V_e$	$V_w$	$V_e$
1	2.59	1.89	1-2	3.95	8.04	5.87	-12.88	17.99	-9.41	13.12
2	9.39	6.86	2-3	4.75	11.21	8.23	-16.85	16.13	-12.41	11.81
3	7.51	5.48	3-4	4.75	11.21	8.23	-16.13	16.95	-11.81	12.41
4	9.39	6.86	4-5	3.95	8.04	5.87	-17.99	12.80	-13.12	4.68
5	2.59	1.89								

poutrelles à deux travées :

E.L.U:



**Figure.3.2.21.** Schéma des moments fléchissant

ELS :

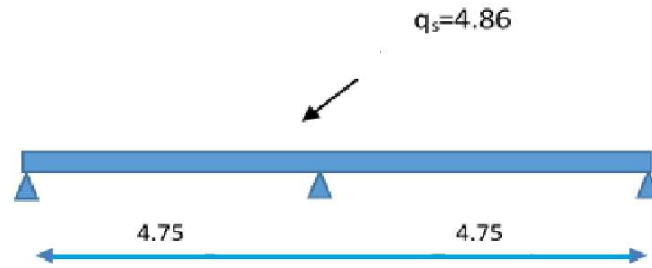


Figure 3.22. schéma statique de poutrelle à ELU et à ELS.

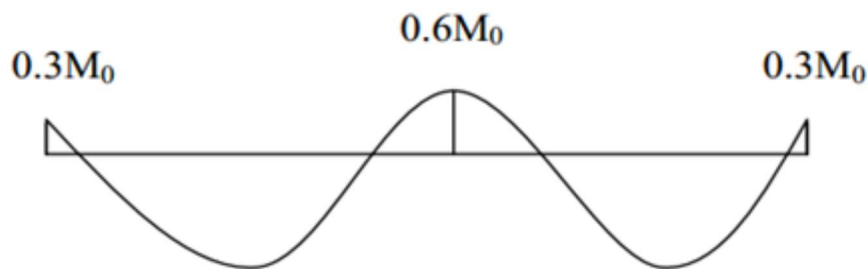


Figure.3.23. Schéma des moments fléchissant

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Tableau 3.18. : Calcul des efforts internes des poutrelles à deux travées

Appuis	Moment sur appuis (Kn.m)		Travée	Portée réelle (m)	Moment en travée (Kn.m)		Effort tranchant (Kn)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>	V <sub>w</sub>	V <sub>e</sub>
1	5.63	4.11	1-2	4.75	11.63	8.49	-15.16	17.53	-11.06	12.79
2	11.27	8.22	2-3	4.75	11.63	8.49	-17.53	15.16	-12.79	11.06
3	5.63	4.11								

#### ❖ Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

**En travée :**

le moment en travée max,  $M_{t \max} = 11.63 \text{ KN/m}$ .

Moment équilibré par la table de compression :

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b ; \text{ Tel que } \left\{ \begin{array}{l} Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.16 \text{ m.} \\ F_{bc} = b h_0 F_{bu} = 0.36 \text{ MN.} \end{array} \right.$$

$M_{tu} = 58.90 \text{ KN.m} > M_t \implies$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, La table n'est pas entièrement comprimée par conséquent la section considérée sera calculée comme une section rectangulaire ( $b = 65 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ).

**Sur appuis :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

( $b_0 = 12 \text{ cm}$ ,  $d = 18 \text{ cm}$ ), On a:  $M_{t \max} = 11.63 \text{ KN/m}$ .

✓ **Espacement des armatures :** (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \implies S_t = 15 \text{ cm.}$$

On aura :

**Tableau 3.19.** Calcul de ferrailage à L'ELU.

En travée						
$M_{t \max}$ (KN/m)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
11.63	0	17.6	1.90	1.41	3T10	2.36
Sur appuis						
$M_{t \max}$ (KN/m)	$A'$ (cm <sup>2</sup> )	$Z_b$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
11.27	0	16	2.03	0.26	2T12	2.26

✓ **Condition de non fragilité :**

**En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_t = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Armatures transversales :** (art.A.7.2.2 / BAEL91)

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance.

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$

$$\Phi_t = \min (20/35, 12/10, 1) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de T 6 avec  $A_t = 2T6 = 0.57 \text{ cm}^2$

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = 17.53 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc:  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  Condition est vérifiée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que:

**Tableau.3.20.** Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche :** (BAEL 91/Art B.6.5, 2)

On doit vérifier que :  $f = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$

La flèche admissible est  $\bar{f} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} = 0.5 \text{ cm} + \frac{4750}{1000} = 4.75 \text{ mm}$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation différée.  $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.86 \text{ MPa}$

$I_f$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_T}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène.

**Aire de la section homogénéisée**

$$B_0 = B + \eta A = (b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + 15A$$

$$B_0 = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 1.37$$

$$B_0 = 472.55 \text{ cm}^2$$

**Moment statique de la section homogénéisée par rapport à (xx) :**

$$S_{/xx} = \frac{b h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[ \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_t d$$

$$S_{/xx} = \frac{65 \times (4)^2}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left[ \frac{20 - 4}{2} + 4 \right] + 15 \times 1.37 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3193.9 \text{ cm}^3$$

**Position du centre de gravité**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3193.9}{472.55} = 6.75 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_1 = 6.75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.75 = 13.24 \text{ cm} ; \text{ donc } : V_2 = 13.24 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2} \right] + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

D'où :

$$I_0 = \frac{12}{3} (6.75^3 + 13.24^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + 6.75 - \frac{4}{2} \right] + 15 \times 1.37 \times (13.24 - 2)^2$$

$$I_0 = 14399.84 \text{ cm}^4$$

a) Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{1.37}{12 \times 20} = 0.57 \times 10^{-2}$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 t_{28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.57 \times 10^{-2} (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2.88$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2.88 = 1.15$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{st} + f_{t28}}$$

Avec : La contrainte limite dans l'acier (BAEL91/Art A.4.5, 2)

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = nK(d - y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 0.222 \times (200 - 63.2) = 45.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 45.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.57 \times 10^{-2} \times 45.55) + 2.1} = -0.17$$

b) Calcul de l'inertie fictive  $I_f$  :

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 14399.84}{1 + 1.15 \times (-0.17)} = 19689.02 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 19689.02 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de flèche:

$$f = \frac{M_t l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{8.49 (4750)^2 \times 10}{10 \times 10818.86 \times 19689.02} = 0.899 \text{ mm}$$

$$f = 0.988 \text{ mm} < \bar{f} = 4.75 \text{ mm}$$

### Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

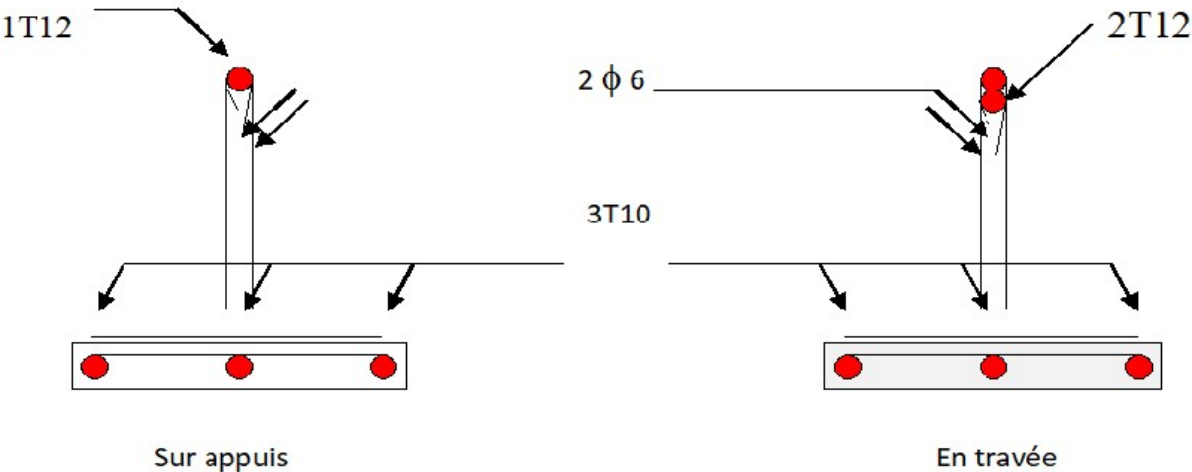


Figure.3.24. Ferrailage des poutrelles

# **Chapitre 04**

## **Etude dynamique**

#### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface terrestre, les tremblements de terre sont sans doute les catastrophes qui ont le plus d'impact sur la structure dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, ainsi qu'aux risques imprévus, il est nécessaire de construire des ouvrages capables de résister à ce phénomène pour assurer au moins une protection acceptable de la vie humaine face aux séismes de construction. Ces dernières sont généralement basées sur des études dynamiques des structures.

L'objectif principal de la dynamique des structures est de déterminer les propriétés dynamiques spécifiques d'une structure lors de sa vibration. Faire une telle étude sur notre structure est souvent très complexe, c'est pourquoi les gens font souvent des modèles qui simplifient suffisamment le système à analyser.

#### 4.2. Etude dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### 4.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors de l'analyse dynamique d'une structure est de modéliser adéquatement cette dernière. Compte tenu de la complexité de calcul manuel, l'utilisation d'outils informatiques est essentielle. Dans le cadre de notre projet, nous avons choisi le logiciel **ETABS 9[5]**.

##### a. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds. Ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

##### b. Modélisation de la masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le [1] avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .

#### 4.4. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation des structures visant à prédire au mieux, le comportement réel de la structure.

Suivant le règlement parasismique Algérie (**RPA99/version2003**) [1] on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.

3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### 4.5.Méthode statique équivalente : [1]

##### a. Principe de la méthode :

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. 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. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

##### b. Conditions d'applications :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones III.

2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires :

Zone III :

1- Groupe d'usage 3 la hauteur est inférieure ou égale à 9 niveaux ou 28.48m

La méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée dans le cas de notre bâtiment.

#### 4.6.La méthode dynamique modale spectrale : [1]

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.

##### 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.
- ✓ Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes soit aux moins égales 90%.
- ✓ 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20\text{sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_k$  la période du mode K. La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale.

#### 4.7.Interprétation des résultats de l'analyse sismique

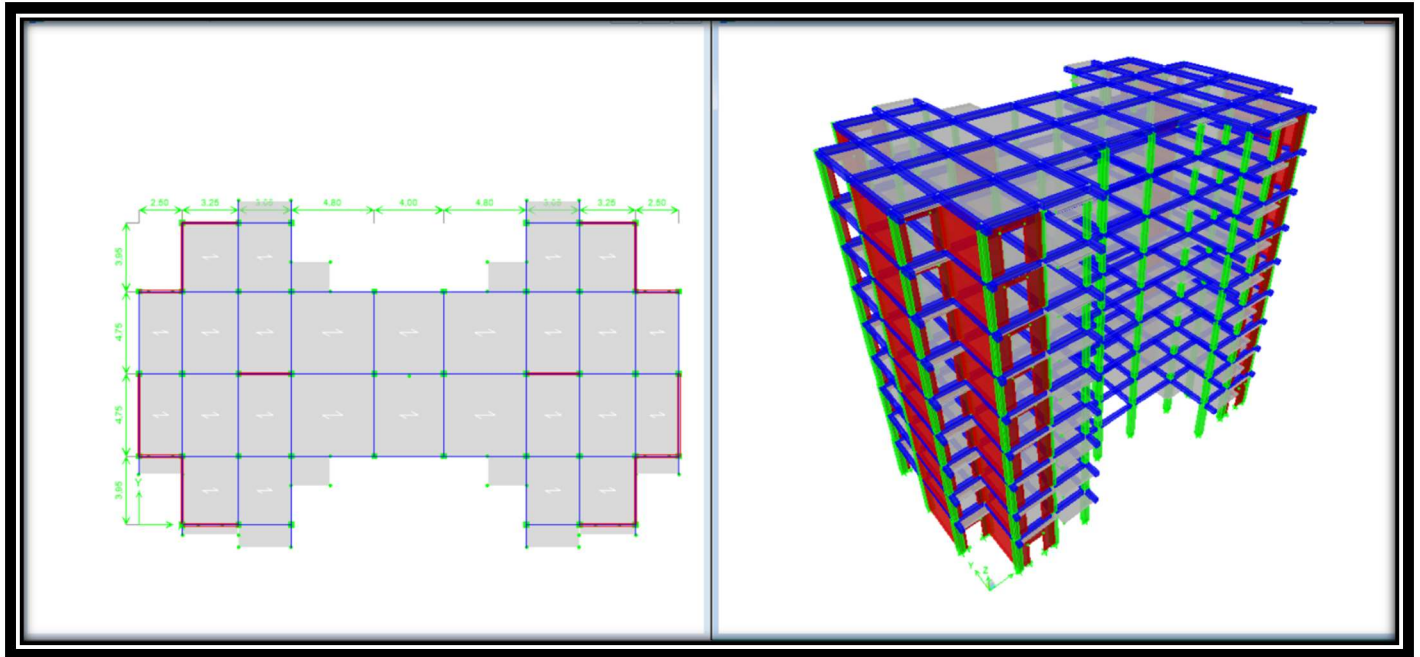


Figure 4.1. Modèle final.

#### 4.8. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

**Tableau.4.1.** Périodes et facteurs de participation massique.

Mode	Period (sec)	UX (%)	UY(%)	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,589885	68,9527	0	68,9527	0	1,1723
2	0,47216	0	70,518	68,9527	70,518	1,1723
3	0,314845	1,9261	0	70,8788	70,518	69,6616
4	0,154381	17,9562	0	88,835	70,518	70,0571
5	0,119214	0	19,6068	88,835	90,1248	70,0571
6	0,083444	0,3621	0	89,1972	90,1248	87,9337
7	0,073356	5,5807	0	94,7779	90,1248	89,2485
8	0,055884	0	5,9308	94,7779	96,0556	89,2485

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T=0,58$  sec

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7<sup>ème</sup>** mode

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

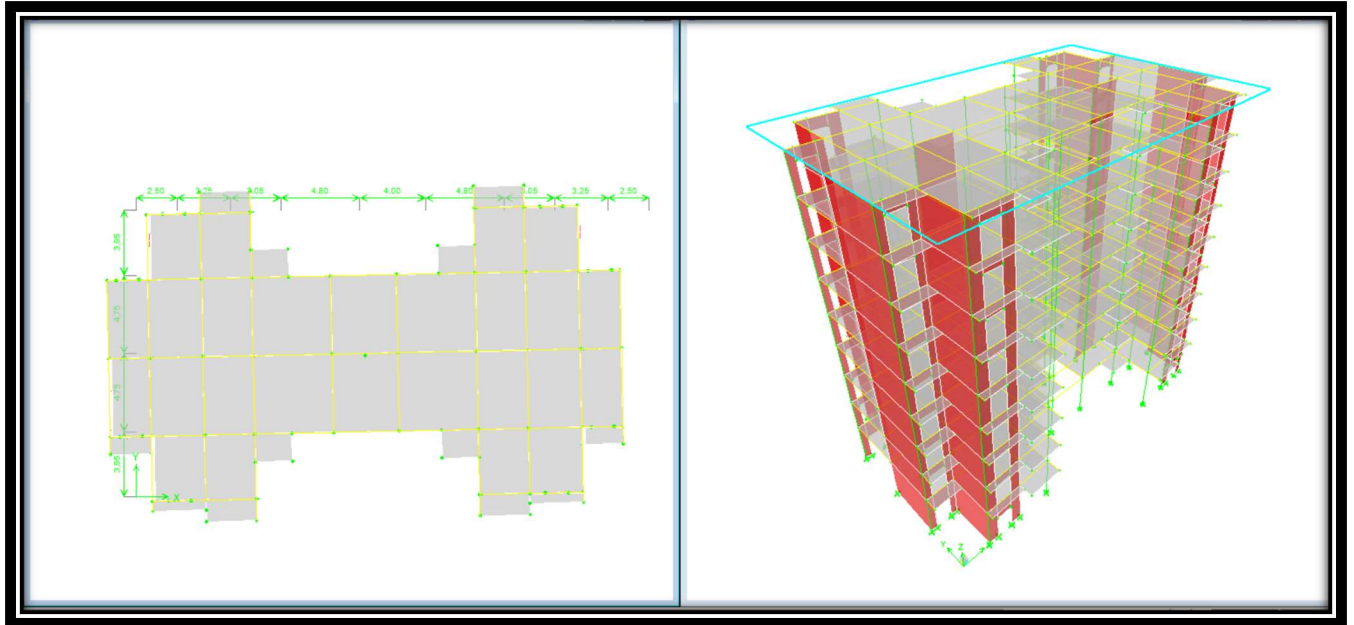


Figure 4.2 : Le 1<sup>er</sup> mode translation suivant l'axe Y-Y

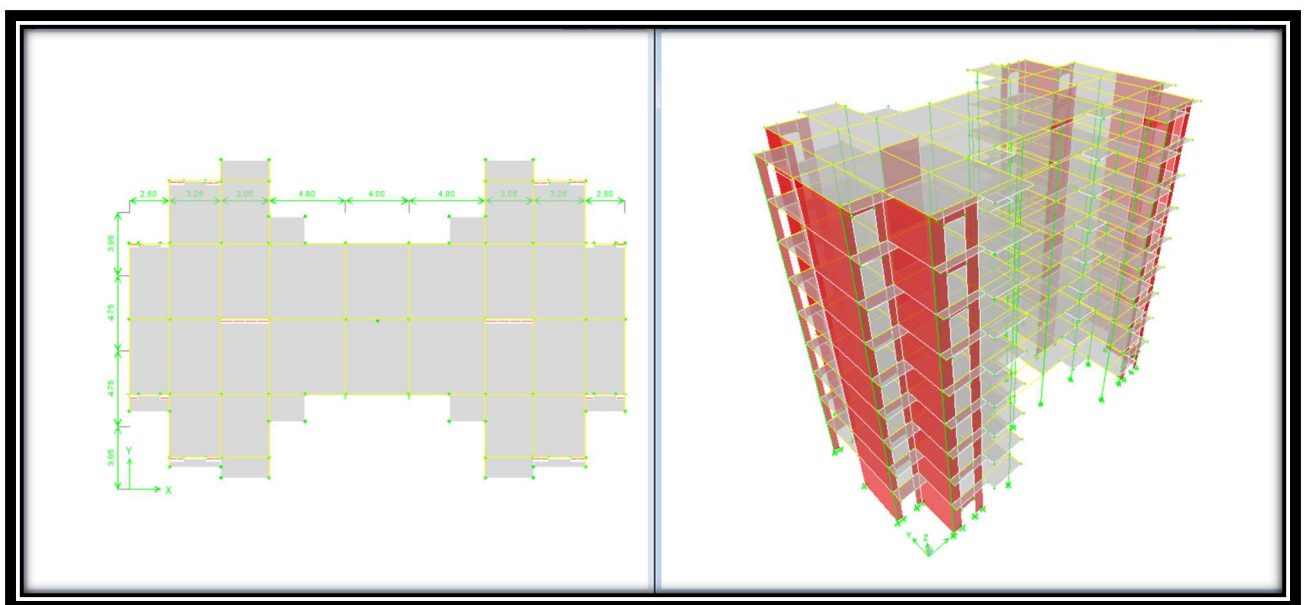


Figure 4.3 : Le 2<sup>ème</sup> Mode translation suivant l'axe X-X.

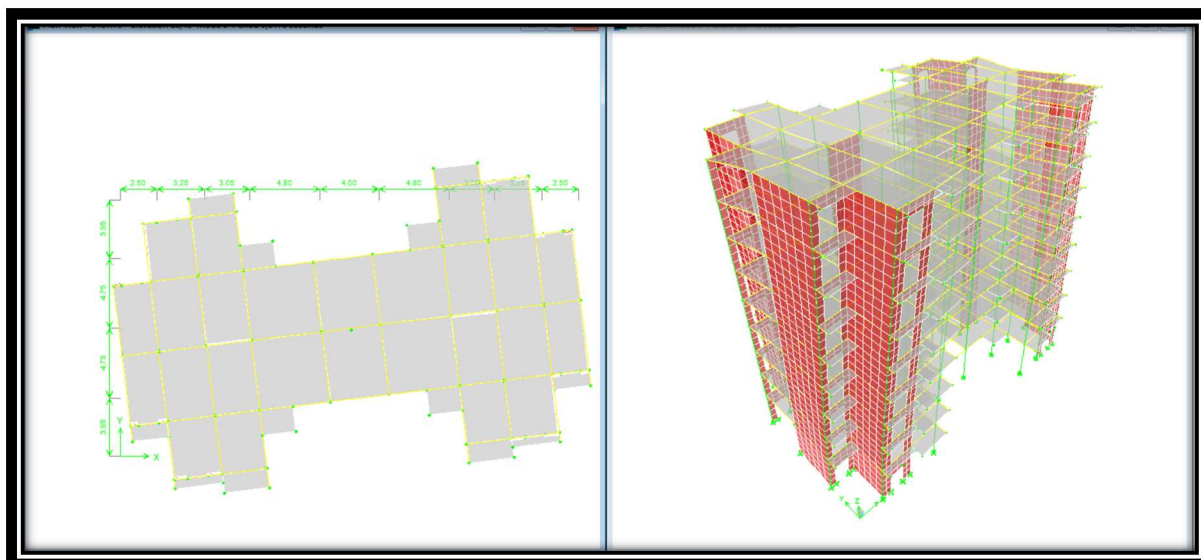


Figure 4. 4 : Le 3<sup>ème</sup> mode de torsion.

Tableau 4.2 : Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2, Hauteur bâtiment < 48m, Zone sismique III	0,25
R	Système de contreventement mixte : portique contreventés par des voile	3,5
Q	$1+\Sigma P_q$	1,2
$\xi$	-	10%
$\eta$	$[(7/(2+\varepsilon))]^{1/2} \geq 0,7$	0,763
T <sub>1</sub>	Site 3	0,15 s
T <sub>2</sub>	Site 3	0,50 s

**4.9. Vérification des résultats vis-à-vis du [1] :**

D'après le fichier des résultats d'ETABS [5] .

**4.9.1. Vérification de l'effort sismique à la base :**

**Tableau .4.3.** Poids de chaque étage et totale du structur

<b>Etage</b>	<b>Output Case</b>	<b>Location</b>	<b>P (kN)</b>
<b>Etage 09</b>	G+0.2Q	Bottom	4629.38
<b>Etage 08</b>	G+0.2Q	Bottom	8536.09
<b>Etage 07</b>	G+0.2Q	Bottom	12450.8
<b>Etage 06</b>	G+0.2Q	Bottom	16469.92
<b>Etage 05</b>	G+0.2Q	Bottom	20489.04
<b>Etage 04</b>	G+0.2Q	Bottom	24508.17
<b>Etage 03</b>	G+0.2Q	Bottom	28647.78
<b>Etage 02</b>	G+0.2Q	Bottom	32787.39
<b>Etage 01</b>	<b>G+0.2Q</b>	<b>Bottom</b>	<b>37444.68</b>

O n a  $W = 37444.68 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{L'effort tranchant :} & \begin{cases} V_x \times 0.162 \times W \\ V_y \times 0.144 \times W \end{cases} \\ \text{Donc :} & \begin{cases} V_x = 0.162 \times 37444.68 = 6066.03 \text{ kN} \\ V_y = 0.149 \times 37444.68 = 5779.25 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

**Tableau 4.3.** Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	V_RPA (kN)	0,8*V_RPA (kN)	V_ETABS (kN)	Observation
X	6066.03	4852.82	5668.09	Vérifié
Y	5779.25	4463.40	6451.73	Vérifié

#### 4.9.2. Déplacements inter étages du modèle final :

Selon le **RPA99 (Art 4.4.3 page 37) [1]**, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé par :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$ .

Avec :  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques. ; R : coefficient de comportement (**R= 3.5**).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1};$$

Avec:  $\Delta k < 1\% \times h_e$ ..... [1].

**Tableau. 4.4.** Vérification des déplacements inter étages. (Sens X)

Etage	Diaphragme	Load	$\delta_{ekx}$	$\delta_k=R.\delta_{ekx}$	$\Delta k$	1% $h_e$	Obs
Etage 9	9DP	EX	0.0261	0.0913	0.0112	0.0306	CV
Etage 8	8DP	EX	0.0229	0.0801	0.0115	0.0306	CV
Etage 7	7DP	EX	0.0196	0.0686	0.0123	0.0306	CV
Etage 6	6DP	EX	0.0161	0.0563	0.0122	0.0306	CV
Etage 5	5DP	EX	0.0126	0.0441	0.0089	0.0306	CV
Etage 4	4DP	EX	0.0092	0.0322	0.0109	0.0306	CV
Etage 3	3DP	EX	0.0061	0.0213	0.0094	0.0306	CV
Etage 2	2DP	EX	0.0034	0.0119	0.0047	0.0306	CV
Etage 1	1DP	EX	0.0013	0.0045	0.0045	0.0400	CV

**Tableau 4.5.** Vérification des déplacements inter étages. **Sens-Y**

Etage	STOR	Diaphragme	Load	$\delta_{ky}$	$\delta_k=R.\delta_{ky}$	$\Delta_k$	1%hn	Obs
Etage 9	STORY9	9DP	EY	0.019	0.0665	0.0084	0.0306	CV
Etage 8	STORY8	8DP	EY	0.0166	0.0581	0.0088	0.0306	CV
Etage 7	STORY7	7DP	EY	0.0141	0.0493	0.0087	0.0306	CV
Etage 6	STORY6	6DP	EY	0.0116	0.0406	0.0088	0.0306	CV
Etage 5	STORY5	5DP	EY	0.0091	0.0318	0.0084	0.0306	CV
Etage 4	STORY4	4DP	EY	0.0067	0.0234	0.008	0.0306	CV
Etage 3	STORY3	3DP	EY	0.0044	0.0154	0.0067	0.0306	CV
Etage 2	STORY2	2DP	EY	0.0025	0.0087	0.0067	0.0306	CV
Etage 1	STORY1	1DP	EY	0.001	0.001	0.001	0.0400	CV

Donc d'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.  $\Delta_k \leq 1\%h$ ..... CV.

#### 4.9.3 Vérification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{PK.\Delta K}{VK.HK} \leq 0.1$$

Avec :

- **P<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'K'.
- **V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.
- **$\Delta_k$**  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- **h<sub>k</sub>** : Hauteur de l'étage 'K'.

Si  $\theta < 0,10$  : les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si  $0,10 < \theta < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta)$ .

Si  $\theta > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

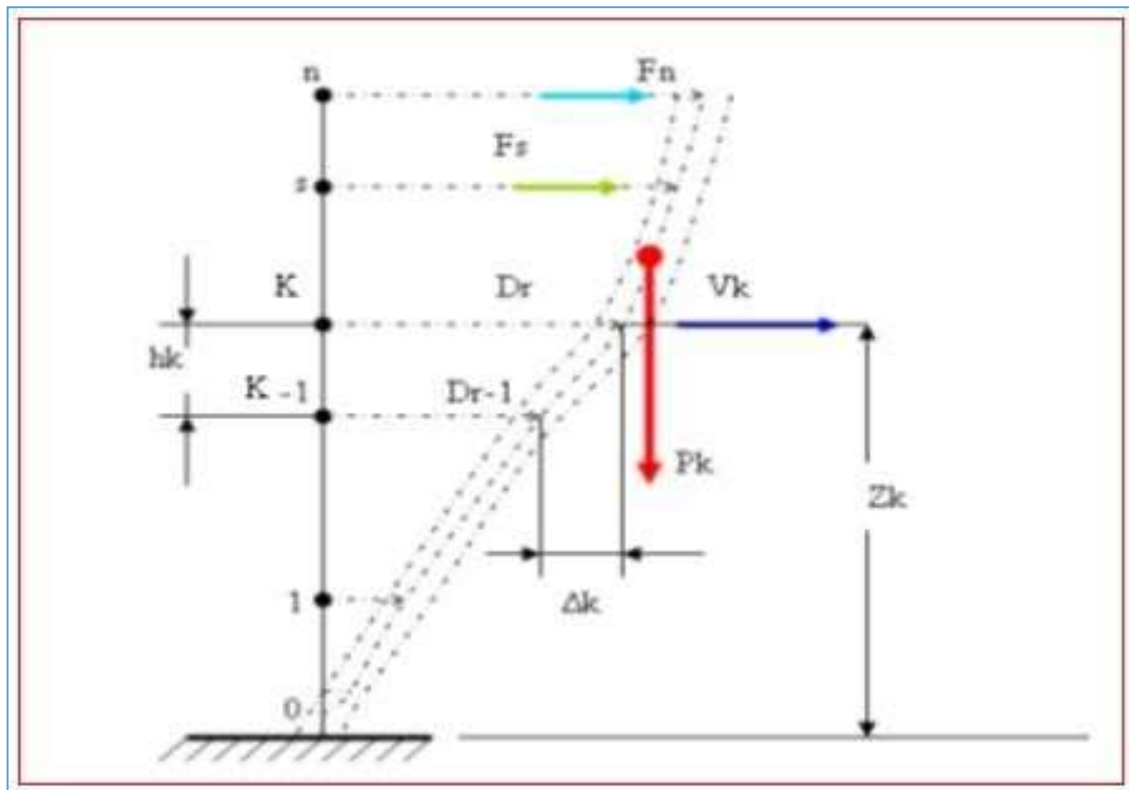


Figure 4.5. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau 4.6.Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Etage	Diaphragme	P	$\Delta_k$	$V_x$	H	$\theta$	$\leq 0.1$
Etage 9	D9	4629.38	0.0112	1443.03	3.06	0.01	CV
Etage 8	D8	8536.09	0.0115	2455.44	3.06	0.013	CV
Etage 7	D7	12450.8	0.0123	3262.21	3.06	0.015	CV
Etage 6	D6	16469.92	0.0122	3927.12	3.06	0.017	CV
Etage 5	D5	20489.04	0.0089	4480.3	3.06	0.013	CV
Etage 4	D4	24508.17	0.0109	4925.98	3.06	0.018	CV
Etage 3	D3	28647.78	0.0094	5275.39	3.06	0.017	CV
Etage 2	D2	32787.39	0.0047	5522.34	3.06	0.0091	CV
Etage 1	D1	37444.68	0.0045	5668.09	4	0.0074	CV

**Tableau 4.7.**Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens y-y

Etage	Diaphragme	P	Δk	Vy	H	θ	≤0.1
Etage 9	D9	4629.38	0.0084	1625.87	3.06	0.0078	CV
Etage 8	D8	8536.09	0.0088	2787.9	3.06	0.0088	CV
Etage 7	D7	12450.8	0.0087	3709.18	3.06	0.0095	CV
Etage 6	D6	16469.92	0.0088	4469.73	3.06	0.010	CV
Etage 5	D5	20489.04	0.0084	5097.42	3.06	0.011	CV
Etage 4	D4	24508.17	0.008	5603.79	3.06	0.011	CV
Etage 3	D3	28647.78	0.0067	5997.19	3.06	0.010	CV
Etage 2	D2	32787.39	0.0067	6280.61	3.06	0.011	CV
Etage 1	D1	37444.68	0.001	6451.73	4	0.0014	CV

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieure à 0,1 ; Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

#### A. Justification des voiles sous charges verticales :

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

$$\frac{\sum F_{z,portiques}}{\sum F_{z,portiques} + \sum F_{z,voiles}} < 80\% \quad \text{Des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_{z,voiles}}{\sum F_{z,portiques} + \sum F_{z,voiles}} \geq 20\% \quad \text{Des charges verticales reprises par les voiles}$$

**Tableau V.12.**Vérification d'interaction sous charges verticale

Combinaison	F Globale (kN)	Voiles (kN)	Pourcentage des voiles (%)	Portiques (kN)	Pourcentage des portiques (%)
<b>G+βQ</b>	37644.28	21242,92	56.43	16401.36	43.56

#### B. Justification des voiles reprendre 100% des charges horizontales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

**Tableau 4.8.**Vérification de l'interaction sous charges horizontale

	Sens-X		Sens-Y	
	Charges reprises (kN)	Percentages reprise (%)	Charges reprises (kN)	Percentages repris (%)

<b>Voiles</b>	42759.69	89.50	35605.97	84.07
<b>Portiques</b>	5016.24	10.5	4746.53	11.76

#### 4.9.4. Vérifications des Sollicitations normales

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003[3] exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section du béton. La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$Nd = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

**N** : Effort normal maximal.

**B** : Section brute du poteau.

**F<sub>c28</sub>** : Résistance caractéristique du béton.

**Tableau 4.9.** Vérification l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	N	Nrd	obs	nouveau section(cm <sup>2</sup> )
8	40*40	193.55	0.019	CV	30*30
7	40*40	290.07	0.029	CV	30*30
6	40*40	390.95	0.039	CV	30*30
5	40*40	501.95	0.05	CV	35*35
4	40*40	627.68	0.062	CV	35*35
3	40*40	758.35	0.076	CV	35*35
2	40*40	895.69	0.089	CV	40*40
1	40*40	1037.01	0.103	CV	40*40
RDC	50*50	1192.23	0.119	CV	50*50

#### 4.9.5. Vérification de la stabilité au renversement :

✓ Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{x_{gi}} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{y_{gi}} W_i$$

$W_j$  : Poids de chaque niveau ;

$X_j, Y_j$  : Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

✓ Le moment de renversement est égal à :

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

$f_i$  : force sismique pour chaque étage.

**Tableau.4.10.** calcul du moment stabilisant

<b>Ms (kN.m)</b>					
<b>Etage</b>	<b>Gx(m)</b>	<b>Gy(m)</b>	<b>Wi(kN)</b>	<b>Wi*Gx</b>	<b>Wi*Gy</b>
<b>Etage 9</b>	15.6	8.508	4629.38	72218.328	39386.76
<b>Etage 8</b>	15.6	8.459	3906.71	609444.67	33046.85
<b>Etage 7</b>	15.6	8.459	3914.74	61069.47	33114.78
<b>Etage 6</b>	15.6	8.462	4018.29	62685.32	34002.76
<b>Etage 5</b>	15.6	8.465	3992.12	62277.07	33793.29
<b>Etage 4</b>	15.6	8.465	4019.13	62698.43	34021.9
<b>Etage 3</b>	15.6	8.483	4139.61	64577.92	35116.38
<b>Etage 2</b>	15.6	8.471	4139.61	64577.62	35066.66
<b>Etage 1</b>	15.6	8.476	4657.29	72653.72	39475.19
<b>Σ</b>				<b>583703.26</b>	<b>317024.57</b>

**Tableau .4.11. :** Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement.

<b>Direction</b>	<b>Σ Ms</b>	<b>Σ Mr</b>	<b>Σ Ms/Σ Mr</b>	<b>Ms/Mr ≥ 1,5</b>	<b>obs</b>
Suivant X-X	<b>583703.26</b>	114951,414	5.1	oui	CV
Suivant Y-Y	317024.57	130826,837	2.42	oui	CV

#### 4.10. Conclusion

Selon les règles parasismiques Algériennes, et par le biais de l'utilisation de la méthode d'analyse modale spectrale, on remarque que notre structure est stable vis à vis :

- Effort tranchant à la base.
- Déplacement inter-étages.
- Effet P-delta , Effort Normal, réduit Le renversement.



# **Chapitre 05**

## **Ferraillage des éléments structuraux**

## 5.1. Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue. Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 9.7.0) [16]**:

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

## 5.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

### a) Armatures longitudinales

La section  $A_l$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par « **RPA99 modifié en**

- $0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\%$

- **2003 [1] »** : (Zone courante)

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_L$  ;
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barresont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left( \frac{h_e}{6}; b_l; h_l; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

$h_e$  : la hauteur d'étage.

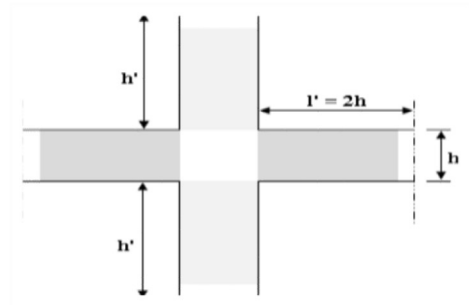


Figure VI.1 Zone nodale.

### b) Calcul de contrainte de cisaillement $\tau_u$ et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux  $\tau_u$  est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime ( $T_u$ ) ;  $b_0$  : la largeur de poteau ;

$d$  : la hauteur utile ( $d = h - c$ ).

### c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite  $\overline{\tau_u}$  a pour valeur :

**Selon (CBA 93 [3]) :**

Armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

**Selon BAEL 91 Modifié 99 [2] :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

**d) Élancement  $\lambda$**        $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec :}$$

**$\lambda$**  : L'élancement du poteau

**$i$**  : Rayon de giration.

**$I$**  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

**$B$**  : Section du poteau.

**$l_f$**  : Longueur de flambement.

pour une section rectangulaire de hauteur  $h$ , l'élancement a pour valeur :  $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$

**e) Armatures transversales**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs  $\phi_t$  est donnée par la relation :

$\phi_t$  : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l$$

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**1) Situation durable**

**Tableau .5.1.** Situation durable

<b>Béton</b>	$\gamma_b=1,5$	<b><math>f_{c28}=25\text{MPa}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}</math></b>
<b>Acier</b>	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s=348\text{MPa}$

**2) Situation accidentelle**

**Tableau .5.2** Situation accidentelle

<b>Béton</b>	$\gamma_b=1,15$	<b><math>f_{c28}=25\text{MPa}</math></b>	<b><math>\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}</math></b>
<b>Acier</b>	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s=400\text{MPa}$

### 5.3 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 [3] :

$$\begin{cases} \text{ELU : Situation} & \text{durable} \dots\dots\dots 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : Situation} & \text{durable} \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

Selon RPA99 modifié en 2003 article 5.2 [1] :

$$\begin{cases} \text{Situation accidentelle} \dots\dots\dots G + Q \pm E \\ \text{Situation accidentelle} \dots\dots\dots 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{Avec: G:}$$

Charges permanentes ; Q: Surcharge d'exploitation ; E: Action du séisme.

#### Le ferrailage

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux à l'aide du Logiciel « **EXPERT 2010** » [6]

#### 5.3.. : Les sollicitations dans les poteaux :

**Tableau 5.3 : Les sollicitations dans les poteaux**

		N (kN)	M <sub>2</sub> (kN.m)	M <sub>3</sub> (kN.m)	Etag e	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-400.95	3.727	-5.918	RDC	6,17	6,02
	Nmax; sous M2 , M3	-1640.31	-1.264	-1.962	RDC	23,71	23,49
	M2 Max, N correspond	-1034.9	13.44	8.47	RDC	13,96	15,8
	M3 Max, N correspond	-1616.01	-6.6	10.50	RDC	22,51	23,95
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-400.95	-0.728	-0.714	RDC	5,06	4,97
	Nmax; sous M2 , M3	-789.5	1.793	-2.692	RDC	10,03	9,71
	M2 Max, N correspond	-515.45	6.354	3.797	RDC	6,06	6,82
	M3 Max, N correspond	-775.1	-3.158	4.776	RDC	9,4	9,97
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-526.03	-2.07	-2.137	<b>1</b>	7,75	7,37
	Nmax; sous M2 , M3	-1037.1	8.131	-8.794	<b>1</b>	15,7	14,12
	M2 Max, N correspond	-683.45	16.17	-7.297	<b>1</b>	8,37	11,28
	M3 Max, N correspond	-958.38	11.42	8.635	<b>1</b>	12,75	14,8
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-350.82	-1.487	-1.31	<b>1</b>	4,5	4,27
	Nmax; sous M2 , M3	-686.5	5.376	-5.53	<b>1</b>	9,01	8,15
	M2 Max, N correspond	-468.08	10.54	-4.52	<b>1</b>	5,03	6,67
	M3 Max, N correspond	-637.21	7.409	5.431	<b>1</b>	7,39	8,54
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-452.37	-3.58	-4.308	<b>2</b>	6,89	6,12
	Nmax; sous M2 , M3	-895.64	8.194	-9.491	<b>2</b>	13,73	12,02
	M2 Max, N correspond	-601.39	15.25	-8.66	<b>2</b>	7,27	10,02
	M3 Max, N correspond	-610.08	15.119	9.522	<b>2</b>	7,41	10,13
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-301.37	-2.505	-2.535	<b>2</b>	3,97	3,57
	Nmax; sous M2 , M3	-593.62	5.442	-5.97	<b>2</b>	7,89	6,95
	M2 Max, N correspond	-411.8	9.964	-5.359	<b>2</b>	4,37	5,93
	M3 Max, N correspond	-417.3	9.882	5.90	<b>2</b>	4,44	5,99

<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-382.55	-3.626	-4.45	3	5,97	5,03
	Nmax; sous M2 , M3	-518.53	12.65	-7.071	3	6,11	8,8
	M2 Max, N correspond	-385.01	8.277	-4.374	3	4,65	6,42
	M3 Max, N correspond	-553.79	6.338	8.577	3	7,05	8,87
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-254.76	-2.507	-	3	3,43	2,94
	Nmax; sous M2 , M3	-503.28	4.331	-4.401	3	6,7	5,88
	M2 Max, N correspond	-355.01	8.277	-4.374	3	3,67	5,2
	M3 Max, N correspond	-373.46	4.094	5.54	3	4,16	5,18
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-314.41	-4.91	-5.641	4	5,12	3,92
	Nmax; sous M2 , M3	-627.68	7.686	-8.046	4	9,88	8,17
	M2 Max, N correspond	-437.83	15.22	-8.705	4	4,67	7,91
	M3 Max, N correspond	-454.33	7.778	12.26	4	12.26	7,84
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-209.24	-3.081	-3.423	4	2,93	2,3
	Nmax; sous M2 , M3	-417.62	5.125	-5.0723	4	4,75	5,69
	M2 Max, N correspond	-300.06	9.975	-5.381	4	2,83	4,67
	M3 Max, N correspond	-307.35	5.033	7.946	4	3,11	4,58
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-247.44	-6.052	-7.639	5	4,37	2,74
	Nmax; sous M2 , M3	-501.95	8.322	-8.531	5	8,12	6,31
	M2 Max, N correspond	-353.58	16.12	-9.48	5	3,37	6,8
	M3 Max, N correspond	-358.73	8.617	15.18	5	3,54	6,77
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-164.41	-4.142	-4.669	5	2,49	1,62
	Nmax; sous M2 , M3	-339.44	-0.099	-2.674	5	4,49	4
	M2 Max, N correspond	-244.29	10.58	-5.857	5	2,07	4,03
	M3 Max, N correspond	-244	-5.676	9.857	5	2,14	3,96
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-183.48	-4.749	-5.839	6	3,4	1,87
	Nmax; sous M2 , M3	-390.85	-0.142	-3.165	6	6,03	5,2
	M2 Max, N correspond	-273.75	12.133	-6.776	6	2,35	5,52
	M3 Max, N	-	6.001	10.89	6	2,41	5,2

	correspond	266.36		4			5
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-	-3.254	-	6	1,93	1,1
		121.86		3.587			2
	Nmax; sous M2 , M3	-	-0.07	-	6	3,62	3,1
		270.04		2.166			3
	M2 Max, N correspond	-	7.993	-	6		3,2
		188.44		4.185		1,45	6
	M3 Max, N correspond	-	-3.966	7.095	6	1,48	3,09
		182.65					
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-	-5.099	-	7	2,58	0,88
		120.52		6.511			
	Nmax; sous M2 , M3	-	-0.016	-	7	4,72	3,6
		290.07		4.239			2
	M2 Max, N correspond	-	13.4	-	7	1,05	4,5
		194.57		7.906			5
	M3 Max, N correspond	-	-7.132	13.23	7	1,07	4,5
		180.15		5			3
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-80.03	-3.475	-	7	1,46	0,5
				4.017			4
	Nmax; sous M2 , M3	-	-0.081	-	7	2,86	2,2
		202.48		2.913			
	M2 Max, N correspond	-	8.744	-	7	2,02	1,3
		134.85		4.881			5
	M3 Max, N correspond	-127.1	-4.6	8.646	7		2,5
						0,61	7
<b>ELU</b>	Nmin; sous M2 , M3	-58.05	-7.756	-	8	1,92	0
				8.619			
	Nmax; sous M2 , M3	-	-0.179	-5.31	8	3,48	2,0
		193.55					9
	M2 Max, N correspond	-	27.51	7.909	8	0	4,8
		107.36					7
	M3 Max, N correspond	-96.41	7.947	15.08	8	0	3,27
				5			
<b>ELA</b>	Nmin; sous M2 , M3	-38.38	-5.47	-	8	1,08	0
				5.315			
	Nmax; sous M2 , M3	-	-0.084	-3.66	8	2,14	1,3
		137.99					1
	M2 Max, N correspond	-76.25	19.316	-	8	0	2,97
				5.618			
	M3 Max, N correspond	-70.87	-5.351	9.8	8	0	2

**Chioix des armatures :**

Le choix final des armatures longitudinales est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau 5.4 : Choix des armatures des poteaux.**

Etages	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )	le choix	As adop (cm <sup>2</sup> )
RDC	50*50	23,71	23,71	22,5	4T20+8T16	28,66
1	40*40	15,7	15,7	14,4	4T16+8T14	20,37
2	40*40	13,73	13,73	14,4	12T14	18,48
3	35*35	12	12	11,02	8T14	12,32
4	35*35	12,26	12,26	11,02	8T14	12,32
5	35*35	8,12	8,12	11,02	8T14	12,32
6	30*30	6,03	6,03	8,1	8T12	9,05
7	30*30	4,72	4,72	8,1	8T12	9,05
8	30*30	4,87	4,87	8,1	8T12	9,05

**5.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service [2]:**

Les contraintes admissibles sont données par :

- Béton :  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Fissuration peu nuisible .....Pas de vérification.

- Acier :

Fissuration préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 110(\eta \cdot ft)^{0.5})$

Fissuration très préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3}f_e, 110\eta)$

**Avec:**

$\eta=1,6$  : pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

➤ **Combinaison: ELS**

**a. (N<sup>max</sup>, M<sup>cor</sup>)**

**Tableau 5.5. Vérifications des contraintes pour les poteaux (N<sup>max</sup>, M<sup>cor</sup>)**

Niveau	Section	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	Obs
		(kN)	(kN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
RDC	50X50	1192.23	2.709	35,5	201.63	5,09	15	Vérifié
1	40X40	1037.01	8.131	49,4	201.63	8,48	15	Vérifié
2	40X40	895.69	8.194	41,9	201.63	7,42	15	Vérifié
3	35X35	758.39	6.52	45,1	201.63	8,27	15	Vérifié
4	35X35	627.68	7.686	35,3	201.63	7,11	15	Vérifié
5	35X35	501.95	8.322	26,3	201.63	5,94	15	Vérifié
6	30X30	390.85	- 3.165	36,5	201.63	8,25	15	Vérifié
7	30X30	194.57	- 4.239	26,3	201.63	1,77	15	Vérifié
8	30X30	193.55	- 4.239	26,1	201.63	1,76	15	Vérifié

a. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ ):

Tableau 5.6. Vérifications des contraintes pour les poteaux ( $N^{max}$ ;  $M^{cor}$ )

Niveau	Section	$N_{ser}$	$M_{ser}$	$\sigma_s$	$\sigma_s^-$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^-$	Obs
		(kN)	(kN.m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
RDC	50X50	754.37	9.759	30	201.63	1,89	15	Vérifié
1	40X40	683.45	16.16	46,1	201.63	2,98	15	Vérifié
2	40X40	601.39	15.25	41,2	201.63	2,68	15	Vérifié
3	35X35	518.53	12.65	46,1	201.63	3	15	Vérifié
4	35X35	437.83	15.22	42,9	201.63	2,9	15	Vérifié
5	35X35	355.85	16.12	38,2	201.63	2,67	15	Vérifié
6	30X30	237.75	12.13	40	201.63	2,94	15	Vérifié
7	30X30	194.57	13.4	37,6	201.63	2,89	15	Vérifié
8	30X30	167.3	13.9	35,7	201.	2,81	15	Vérifié

	0	6			63			ié
--	---	---	--	--	----	--	--	----

### Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

#### 5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

**Avec :**

**T<sub>u</sub>** : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

**b** : Largeur de la section du poteau.

**d** : Hauteur utile de la section du poteau.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte de cisaillement.

**τ<sub>u</sub>** : Contrainte limite de cisaillement du béton.

\* **La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :**

\* **Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [3]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4\text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

\* **Selon le RPA99 modifié en 2003 : article 7.4.3.2 [1]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaisonsismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$\rho_d = 0,075$ ..... si l'élancement  $\lambda g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ ..... si l'élancement  $\lambda g < 5$

**Avec :**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 5.7.** Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Section	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> -RPA	τ <sub>u</sub> -BAEL	Vérification
						(MPa)	(MPa)	
RDC	50x50	7.97	0.033	5.04	0.075	1.875	3.75	Vérifié
1 <sup>eme</sup>	40x40	12.06	0.08	6.65	0.075	1.875	3.75	Vérifié
2 <sup>eme</sup>	40x40	14.73	0.099	6.65	0.075	1.875	3.75	Vérifié
3 <sup>eme</sup>	35x35	11.93	0.103	7.6	0.075	1.875	3.75	Vérifié
4 <sup>eme</sup>	35x35	13.48	0.116	7.6	0.075	1.875	3.75	Vérifié
5 <sup>eme</sup>	35x35	15.18	0.13	7.6	0.075	1.875	3.75	Vérifié
6 <sup>eme</sup>	30x30	11.60	0.14	8.86	0.075	1.875	3.75	Vérifié
7 <sup>eme</sup>	30x30	11.63	0.143	8.86	0.075	1.875	3.75	Vérifié
8 <sup>eme</sup>	30X30	25.2	0.31	8.86	0.075	1.875	3.75	Vérifié

**5.8.Ferraillage transversal des poteaux**

- Selon le RPA99 modifié en 2003 : Article 7.4.2.2 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right. \quad \text{Avec:}$$

- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- $b$ : Largeur de la section droite.
- $h$ : Hauteur de la section droite.
- $S_t$ : Espacement des armatures transversales.
- $\phi_t$ : Diamètre des armatures transversales.
- $\phi_l$ : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon BAEL99 [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

avec :

- $A_t$ : Section d'armatures transversales.
- $S_t$ : Espacement des armatures transversales.
- $T_u$ : Effort tranchant à l'ELU.
- $f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$ : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort

Tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots$  Zone courante (zone III).

avec :

- $\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\frac{A_t}{S_t}$$

- La quantité d'armatures transversales minimale  $S_t b$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_c=400\text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau 5.8.** Espacements maximales selon RPA99.

Niveau	Section	Barres	Φl (mm)	St (cm)	
				Z.N	Z . C
RDC	50*50	4T20+8T16	20	10	20
1 <sup>eme</sup>	40*40	12T14	20	10	14
2 <sup>eme</sup>	40*40	12T14	20	10	14
3 <sup>eme</sup>	35*35	8T14	16	10	14
4 <sup>eme</sup>	35*35	8T14	16	10	14
5 <sup>eme</sup>	35*35	8T14	16	10	14
6 <sup>eme</sup>	30*30	8T12	14	10	12
7 <sup>eme</sup>	30*30	8T12	14	10	12
8 <sup>eme</sup>	30*30	8T12	14	10	12

Le choix des armatures transversales est dans le tableau suivant :

**Tableau 5.9.** Le choix des armatures transversales.

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Lf (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	Tu (kN)	St (cm)		At <sup>cal</sup> cm <sup>2</sup>		Choix	A <sub>T adob</sub> Cm <sup>2</sup>
						Z.N	Z.C	Z.N	Z.C		
RDC	50x50	2.52	5.04	2.5	7.97	10	20	0,39	0,8	4T8	2.01
1 <sup>eme</sup>	40x40	1.86	6.65	2.5	12.06	10	20	0,56	1,13	4T8	2.01
2 <sup>eme</sup>	40x40	1.86	6.65	2.5	14.73	10	20	0,37	0,74	4T8	2.01
3 <sup>eme</sup>	35x35	1.86	7.6	2.5	11.93	10	16	0,4	0,64	4T8	2.01
4 <sup>eme</sup>	35x35	1.86	7.6	2.5	13.48	10	16	0,5	0,81	4T8	2.01
5 <sup>eme</sup>	35x35	1.86	7.6	2.5	15.18	10	16	0,63	0,88	4T8	2.01

6 <sup>eme</sup>	30x30	1.86	8.86	2.5	11.60	10	14	0,66	0,92	4T8	2.01
7 <sup>eme</sup>	30x30	1.86	8.86	2.5	11.63	10	14	0,67	0,94	4T8	2.01
8 <sup>eme</sup>	30X30	1.86	8.86	2.5	25.2	10	14	0,69	0,95	4T8	2.01

### 5.10. Vérification du flambement :

Si l'élanement  $\lambda \leq 50$  on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte du risque du flambement dans les calculs de la flexion déviée composée des poteaux.

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

**L<sub>f</sub>** : longueur de flambement ;  $L_f = 0,7l_0$

**i** : rayon de giration ;  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

**I** : moment d'inertie.

**B** : aire de la section transversale.

**l<sub>0</sub>** : hauteur du poteau (entre plancher).

Pour les poteaux carrés :  $\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a}$

**Tableau 5.10:** Vérification au flambement

Niveau	Section	B(m <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub>	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	λ	λ
							≤50
RDC	50x50	0.25	2.80	5.7	2.5	19,74	C.V
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	40x40	0,2	2.14	4,75	3.75	16,47	CV
3 <sup>ème</sup> .4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	35x35	0,16	2.14	5,35	2,5	18,53	C.V
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> .8 <sup>ème</sup>	30*30	0,09	2.14	7,13	2.5	24,71	C.V

### V.1.1. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi$  en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau 5.11.** La longueur de recouvrement

Les barres	T12	T14	T16	T20
Le choix (mm)	600	700	800	1000

### 5.11. Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal :  $N_u(\text{RDC}) = 1192.23 \text{ kN}$ .

✓ (Poids du poteau.....0,5x0,5x4x25 = 25 kN.

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du RDC est :

$$N_{u(\text{rdc})} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 2229.24 \text{ kN}.$$

a. Calcul du ferrailage:

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 14.43 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 4 \times 100}{14.43} = 19.40 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$$

$$B_r = (50 - 3)^2 = 2209 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left( \frac{2229.24 \times 1000}{0.80} - \frac{2056 \times 100}{0.9} \times \frac{25}{1.5} \right) \times \frac{1.15}{400} = -293.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s^{\text{min}} = 22.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 8T20 = 25.14 cm<sup>2</sup>

**b. Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser}(\text{RDC})} = 1192.23 \text{ kN}$$

✓ (Poids du poteau.....0,5x0,5x4x25 = 25 kN

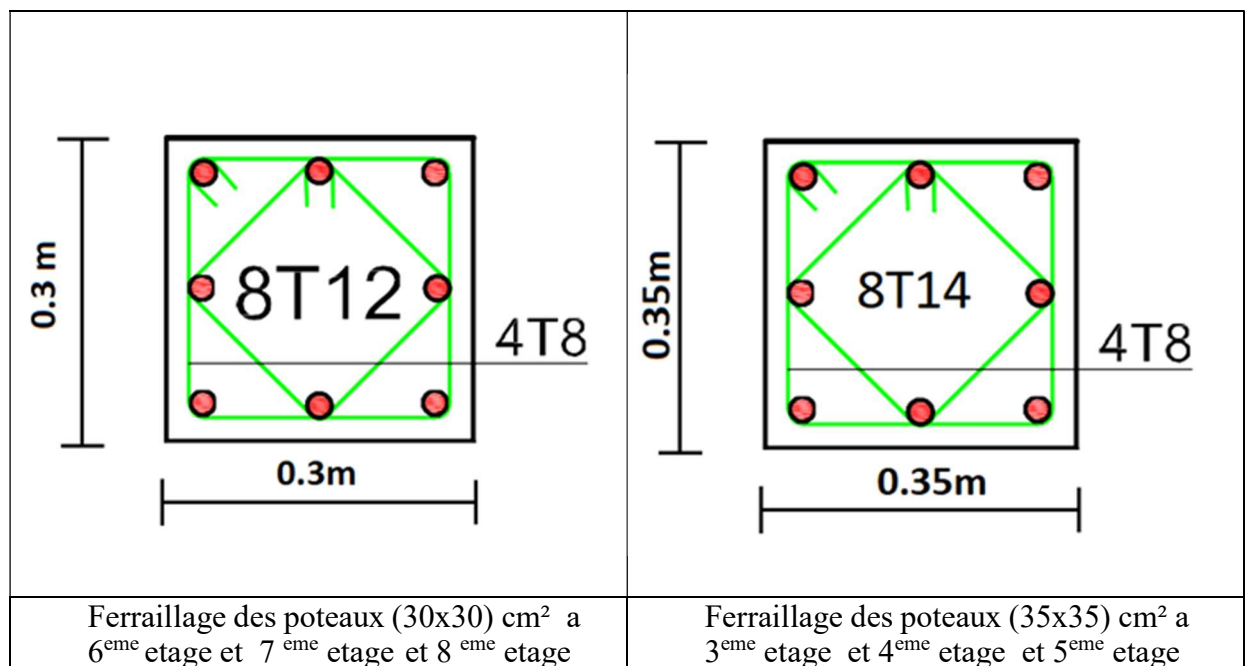
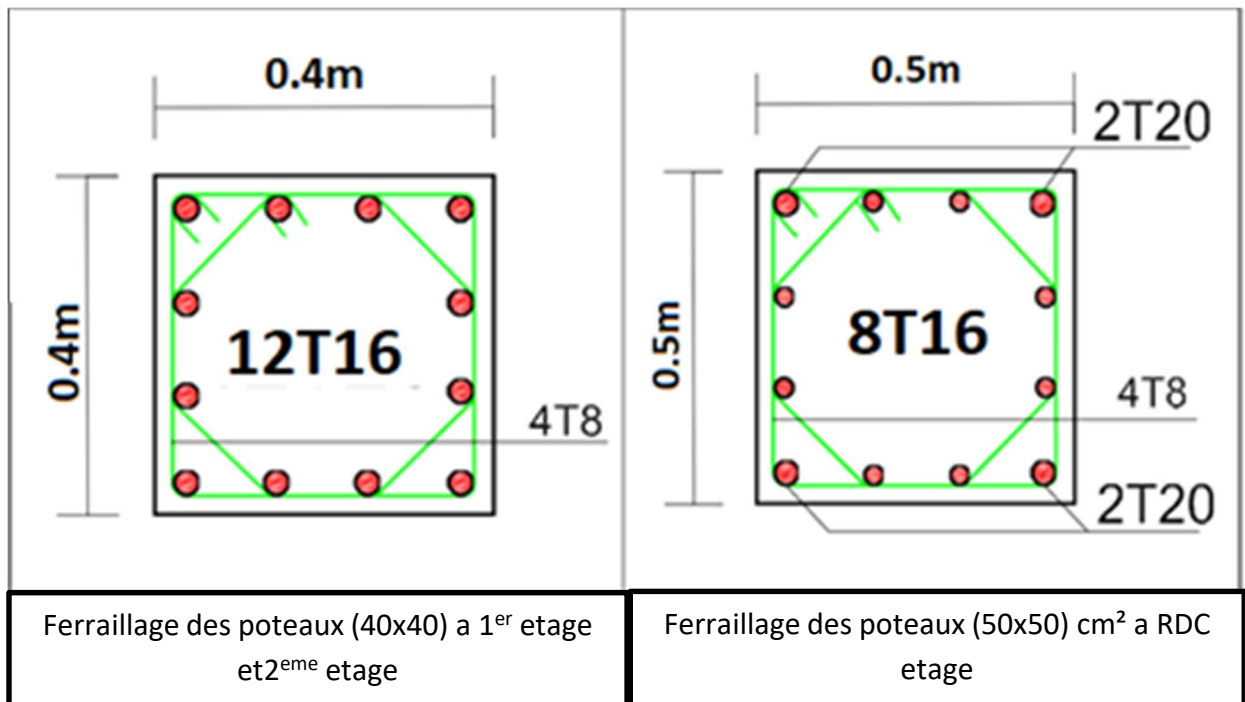
Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du

$$\text{RDC est : } N_{\text{ser}(\text{rdc})} = N_{\text{ser}(\text{RDC})} + N_{u1} = 1192.23 \text{ kN}$$

**Tableau 5.12.** Vérification des contraintes des poteaux du RDC.

Section(cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	(MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	(MPa)	Vérification
50 x 50	50X50	1217.2	2.709	35,5	201.63	5,09

5.3333. Schéma de ferraillage des poteaux :



## 5.2. Ferrailage des poutres

### 5.2.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

### 5.2.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93 [3]** "

- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q

✓ Combinaisons exigées par le " **RPA99 modifié en 2003 [1]** "

- G + Q ± E

G: charge permanente.

Q: charge

d'exploitation. E:

charge sismique.

### 5.2.3. Recommandations des règlements

-Selon **RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.1 [1]**

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (**zone III**).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par:  $A_t = 0.003 S_t.b$

b: longueur de la poutre.

$S_t$ : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné

par :  $S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right]$  (Zone nodale).

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad (\text{Zone courante}).$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

✓ **Situation durable**

- Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14,16$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1,15$ ; FeE 400;  $\sigma_s = 348$  MPa.

✓ **Situation accidentelle**

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18,48$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1,00$ ; FeE 400;  $\sigma_s = 400$  MPa.

### 5.2.4. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

### 5.2.5. Sens porteur (poutre porteuse).

**A. Situation durable : 1,35G+1,5Q**

**Tableau 5.13.** Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>max</sup> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	30 x 40	Travée	<b>48,08</b>	3.91	0
		Appui	<b>-66,851</b>	5.54	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>49,008</b>	4	0
		Appui	<b>-73,234</b>	6.12	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>49,932</b>	4.07	0
		Appui	<b>-76,569</b>	6.42	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>51,572</b>	4.21	0
		Appui	<b>-82,821</b>	7	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>51,435</b>	4.2	0

		Appui	<b>-85,284</b>	7.22	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>52,763</b>	4.31	0
		Appui	<b>-88,694</b>	7.54	0
<b>6<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>54,492</b>	4.46	0
		Appui	<b>-95,086</b>	8.14	0
<b>7<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>54,995</b>	4.5	0
		Appui	<b>-98,063</b>	8.43	0
<b>8<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>55,936</b>	4.6	0
		Appui	<b>-95,141</b>	8.15	0

**Situation accidentelle : G+Q±E**

**Tableau 5.14.** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

<b>Niveau</b>	<b>Section (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Position</b>	<b>M<sub>max</sub>(kN.m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As'(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>RDC</b>	30x40	Travée	<b>54,484</b>	3.83	0
		Appui	<b>-87,304</b>	6.3	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>88,198</b>	6.37	0
		Appui	<b>-114,393</b>	8.44	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>102,497</b>	7.5	0
		Appui	<b>-128,774</b>	9.63	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>110,704</b>	8.15	0
		Appui	<b>-144,771</b>	11	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>118,685</b>	8.8	0
		Appui	<b>-154,789</b>	8.89	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>108,725</b>	8	0
		Appui	<b>-151,048</b>	11.54	0
		Travée	<b>101,315</b>	7.4	0

<b>6<sup>ème</sup></b>	30x40				
		Appui	<b>-145,043</b>	11.02	0
<b>7<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>97,488</b>	7.09	0
		Appui	<b>-143,263</b>	10.86	0
<b>8<sup>ème</sup></b>	30x40	Travée	<b>76,752</b>	5.5	0
		Appui	<b>-129,99</b>	9.73	0

- **5.2.5.Sens non porteur (poutre secondaire).**

**A. Situation durable : 1,35G+1,5Q**

**Tableau 5.15.** Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN)	As (cm <sup>2</sup> )	As'(cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	35x30	Travée	<b>12,687</b>	1.16	0
		Appui	<b>-14,243</b>	1.3	0
<b>1<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>13,844</b>	1.26	0
		Appui	<b>-19,09</b>	1.76	0
<b>2<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>14,904</b>	1.36	0
		Appui	<b>-22,485</b>	2.08	0
<b>3<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>16,164</b>	1.48	0
		Appui	<b>-26,414</b>	2.45	0
<b>4<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>17</b>	1.56	0
		Appui	<b>-29,465</b>	2.75	0
<b>5<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>17,904</b>	1.64	0
		Appui	<b>-31,101</b>	2.91	0
<b>6<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>19,002</b>	1.75	0
		Appui	<b>-32,768</b>	3.07	0
<b>7<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>19,875</b>	1.83	0
		Appui	<b>-34,951</b>	3.28	0
<b>8<sup>ème</sup></b>	35x30	Travée	<b>20,612</b>	1.9	0
		Appui	<b>-31,333</b>	2.93	0

**B. Situation accidentelle: G+Q±E**

**Tableau 5.16.** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>max</sub> (kN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As'(cm <sup>2</sup> )
RDC	35x30	Travée	<b>26,107</b>	2.09	0
		Appui	<b>-32,304</b>	2.60	0
1 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>44,7</b>	3.75	0
		Appui	<b>-52,181</b>	4.29	0
2 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>56,682</b>	4.68	0
		Appui	<b>-64,629</b>	5.4	0
3 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>67,187</b>	5.61	0
		Appui	<b>-75,5</b>	6.37	0
4 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>74,291</b>	6.3	0
		Appui	<b>-82,759</b>	7.04	0
5 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>75,816</b>	6.4	0
		Appui	<b>-84,642</b>	7.22	0
6 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>75,568</b>	6.41	0
		Appui	<b>-84,801</b>	7.23	0
7 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>76,326</b>	6.44	0
		Appui	<b>-85,408</b>	7.3	0
8 <sup>ème</sup>	35x30	Travée	<b>66,052</b>	5.5	0
		Appui	<b>-75,04</b>	6.33	0

### 5.2.6.Choix des armatures

#### Sens porteur

**Tableau 5.17.** Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Position	$A_s^{\max}$ (ZC)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	48	72	6	3.91	3T12+3T12	6,79
	Appui				6.3	3T12+3T12	6,79
1 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	6.37	3T12+3T12	6,79
	Appui				8.44	3T14+3T14	9.24
2 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	7.5	3T12+3T14	8,02
	Appui				9.73	3T14+3T16	10,65
3 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	8.15	3T14+3T14	9,24
	Appui				11	3T16+3T16	12.07
4 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	8.8	3T14+3T14	9,24
	Appui				8.9	3T14+3T14	9.24
5 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	8.54	3T14+3T14	9.24
	Appui				11.54	3T16+3T16	12.07
6 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	7.4	3T12+3T14	8,02
	Appui				11.03	3T16+3T16	12.07
7 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	7.09	3T12+3T14	8,02
	Appui				10.86	3T16+3T16	12.07
8 <sup>ème</sup>	Travée	48	72	6	5.8	3T12+3T14	8,02
	Appui				9.73	3T14+3T16	10,65

### 5.2.7.Sens non porteur

Tableau 5.18. Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Position	$A_s^{\max}$ (ZC)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC	Travée	42	63	5.25	2.09	3T12	3,4
	Appui				2.06	3T12	3,4
1 <sup>er</sup>	Travée	42	63	5.25	3.74	3T14	4,62
	Appui				4.29	3T14	4,62
2 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	4.68	3T16	6,03
	Appui				5.4	3T16	6,03
3 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	5.6	3T16	6,03
	Appui				6.37	3T12+3T1	6,79

						2	
4 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	6.3	3T12+3T1 2	6,79
	Appui				7.04	2T14+3T1 4	7,70
5 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	6.4	3T12+3T1 2	6,79
	Appui				7.22	2T14+3T1 4	7,70
6 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	6.41	3T12+3T12	6,79
	Appui				7.23	2T14+3T14	7,70
7 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	6.44	3T12+3T12	6,79
	Appui				7.3	2T14+3T14	7,70
8 <sup>ème</sup>	Travée	42	63	5.25	5.5	3T12+3T12	6,79
	Appui				6.33	3T12+3T1 2	6,79

### 5.2.8. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

#### Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

**Tableau 5.19.** Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section(cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u$	Vérifié
RDC	PP=30×40	104,7	0.936	3,75	<b>CV</b>
	PS=30×35	23,46	0.236	3,75	<b>CV</b>
1 <sup>ème</sup>	PP=30×40	107,91	0.942	3,75	<b>CV</b>
	PS=30×35	28,37	0.286	3,75	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	PP=30×40	109,64	0.977	3,75	CV
	PS=30×35	33,37	0.337	3,75	CV
3 <sup>ème</sup>	PP=30×40	112,89	1.017	3,75	CV
	PS=30×35	37,62	0.38	3,75	CV
4 <sup>ème</sup>	PP=30×40	113,82	1.025	3,75	CV

	PS=30×35	40,93	0.413	3,75	CV
5ème	PP=30×40	115,72	1.042	3,75	CV
	PS=30×35	41,44	0.373	3,75	CV
6ème	PP=30×40	118,95	1.071	3,75	CV
	PS=30×35	40,63	0.310	3,75	CV
7ème	PP=30×40	120,34	1.084	3,75	CV
	PS=30×35	41,2	0.416	3,75	CV
8ème	PP=30×40	126,15	1.136	3,75	CV
	PS=30×35	35,32	0.356	3,75	CV

### 5.2.9. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance

FeE400 ( $f_c=400\text{MPa}$ ).

#### a) Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.2 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

#### b) Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.1 [1]

$L_r = 50\phi$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :  $\phi = 16\text{mm}$      $L_r = 800\text{mm}$

$\phi = 14\text{mm}$          $L_r = 700\text{mm}$

$\phi = 12\text{mm}$          $L_r = 600\text{mm}$

### 5.2.10. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens porteur : (30×45)

#### a) Combinaison G+Q

Tableau 5.20. Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ <sub>s</sub> (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
RDC	30×40	Travée	<b>34,808</b>	4,6	15	156	201,63	CV
		Appui	<b>-48,412</b>	5,4		113,9		CV
1 <sup>er</sup>	30×40	Travée	<b>35,482</b>	4,6	15	110,9	201,63	CV
		Appui	<b>-53,044</b>	5,2		114,1		CV
2 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>36,15</b>	4,7	15	111	201,63	CV
		Appui	<b>-55,474</b>	5,5		114,4		CV
3 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>37,337</b>	4,8	15	111,2	201,63	CV
		Appui	<b>-60,014</b>	5,7		114,5		CV
4 <sup>ème</sup>		Travée	<b>37,24</b>	4,8	15	111,1	201,63	CV
	30×40	Appui	<b>-61,815</b>	5,8		114,6		CV
5 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>38,199</b>	4,9	15	111,4	201,63	CV
		Appui	<b>-64,297</b>	6		114,8		CV
6 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>39,449</b>	5	15	111,3	201,63	CV
		Appui	<b>-68,938</b>	6,3		115,2		CV
7 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>39,809</b>	4,9	15	111,4		CV
		Appui	<b>-71,106</b>	6,4		115		CV
8 <sup>ème</sup>	30×40	Travée	<b>40,878</b>	5,1	15	111,5		CV
		Appui	<b>-69,522</b>	6,4		114,9		CV

Sens non porteur : (30×35)

a) Combinaison G+Q

Tableau 5.21. Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sub>ser</sub> (kN.m)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
RDC	30×35	Travée	<b>26,107</b>	3,4	15	-126,1	201,63	CV
		Appui	<b>-32,304</b>	4,1		-136,3		CV
1 <sup>er</sup>	30×35	Travée	<b>44,7</b>	5,1	15	-147	201,63	CV
		Appui	<b>-52,181</b>	5,5		-167,9		CV
2 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>56,682</b>	5,6	15	-166,6	201,63	CV
		Appui	<b>-64,629</b>	5,7		-179,8		CV
3 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>67,187</b>	5,8	15	-178,6	201,63	CV
		Appui	<b>-75,5</b>	6,1		-188,5		CV
4 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>74,291</b>	6,3	15	-195	201,63	CV
	30×35	Appui	<b>-82,759</b>	6,4		-195,9		CV
5 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>75,816</b>	6,3	15	-198,9	201,63	CV
		Appui	<b>-84,642</b>	6,4		-196,7		CV
6 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>75,568</b>	6,3	15	-196,8	201,63	CV
		Appui	<b>-84,801</b>	6,5		-199,1		CV
7 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>76,326</b>	6,3	15	-196,6	201,63	CV
		Appui	<b>-85,408</b>	6,5		-199,2		CV
8 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	<b>66,052</b>	5,7	15	-178,6	201,63	CV
		Appui	<b>-75,04</b>	6,2		-178,6		CV

### 5.2.11. Vérification de la flèche

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

**Avec :**

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; La flèche maximale est donnée par :

$$\text{Avec : } f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj} I_b}$$

**L :** La portée de la poutre.

**h :** La hauteur de la section de la poutre.

**f<sub>max</sub> :** La flèche maximale de la poutre.

**q :** Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S (q=G+Q).

**G :** Charge permanente reprise par la poutre.

**Q :** Charge d'exploitation supportée par la poutre.

**I<sub>b</sub> :** Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion

$$\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$$

**E<sub>vj</sub> :** Module d'élasticité différé du béton armé (E<sub>vj</sub>=10721,40MPa).

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

el que : Poutre principale :  $f_1 = \frac{l}{500} = 0.96cm$  ( $L = 4.8m \leq 5m$ )

Poutre secondaire :  $f_2 = \frac{l}{500} = 0.95cm$  ( $L = 4.75m \leq 5m$ )

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges

instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre "y<sub>1</sub>" :**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I<sub>0</sub>" :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

**- Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots \quad \text{- Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \quad \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{: Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left( y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15 A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau 5.22.** Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	M <sub>ser</sub> kN.m	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
<b>Principal</b>	40,87	9,24	6.0 4	0,0025	12.28	41.6 6	16.6 6	0.56	515583,80	23310,78 9	266732,78 5
<b>secondaire</b>	75,816	11	19.4	0.0003	99.1	30.1	14.0	-0.76	86820,35	2923,99	9006,26037

**- Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20 MP$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87 MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_1 = \frac{M_{ser} l^2}{10E_j I_f} = 3.67 \text{ mm} (L = 4.80)$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 6.79 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 3.12 \text{ mm} \langle \bar{f} = 10.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_1 = \frac{M_{ser} l^2}{10E_j I_f} = 2.21 \text{ mm} (L = 4.75)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 5.63 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 3.42 \text{ mm} \langle \bar{f} = 10.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

1- Sens porteur :

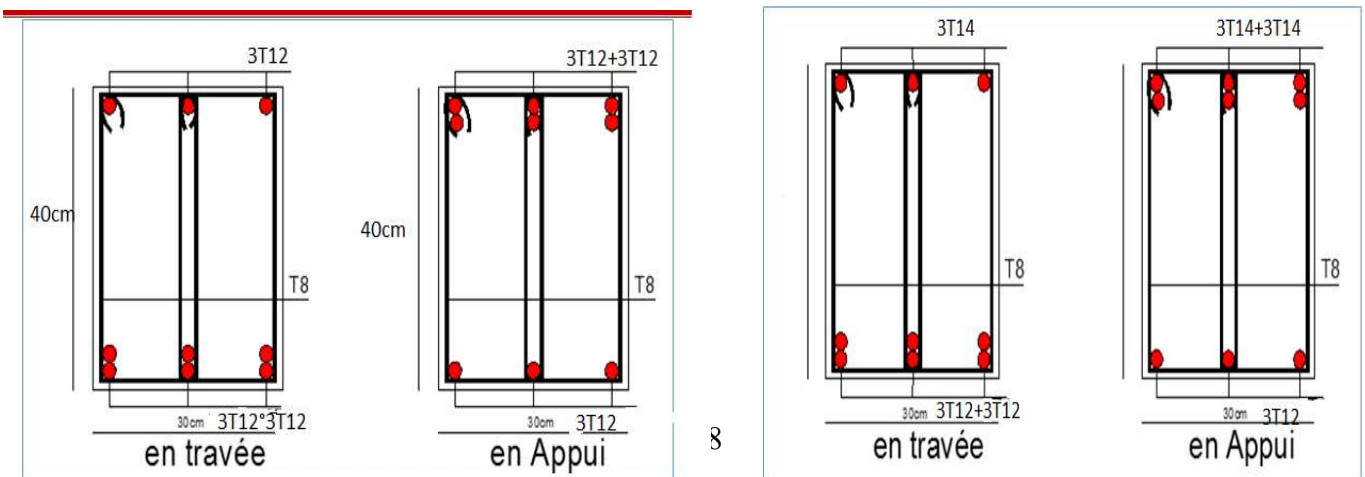


Figure5.1 : RDC

Figure5.2 : 1<sup>ER</sup> étage

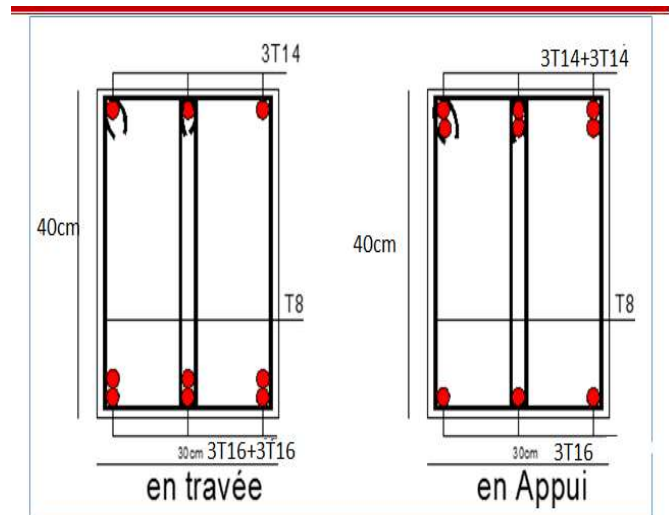
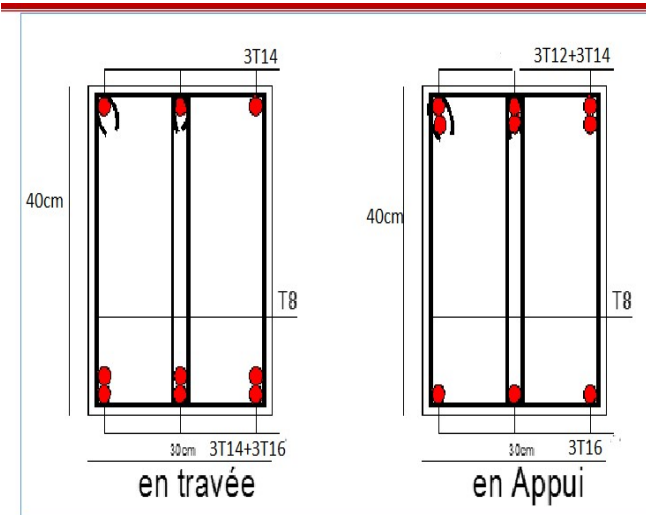


Figure5.3 : 8<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup>

Figure 5.4: 3<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>

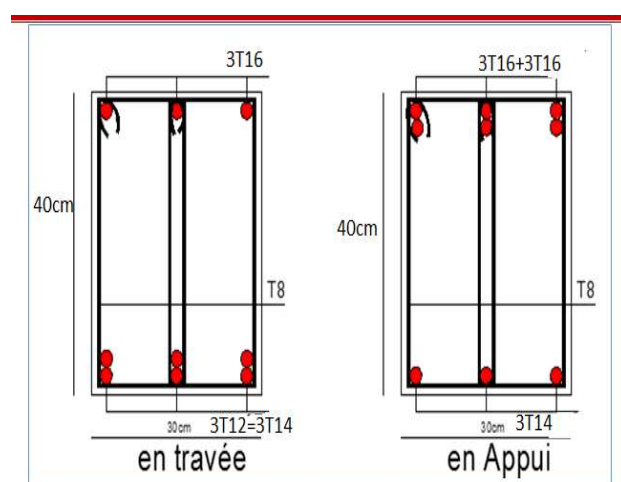
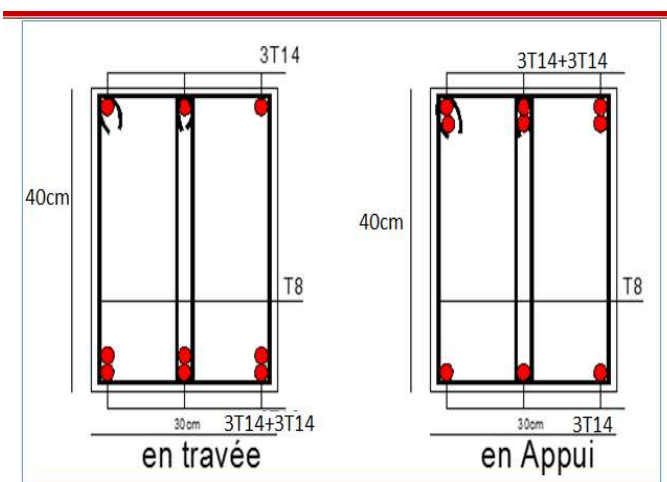


Figure5.5 : 4<sup>eme</sup>

Figure 5.6 : 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup>

2- Sens non porteur

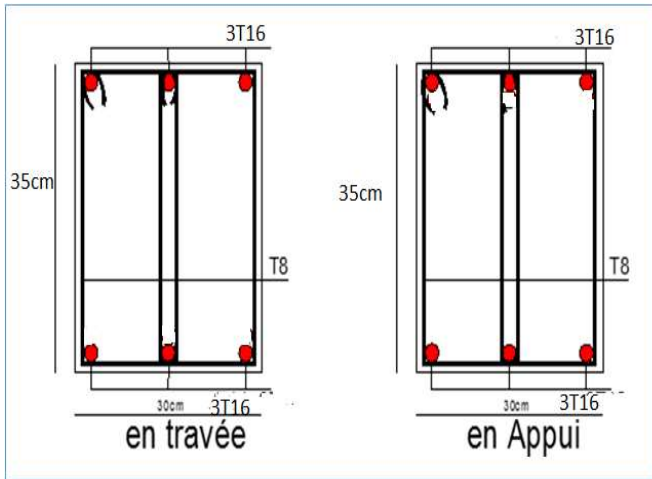


Figure 5.7 : 2<sup>eme</sup>

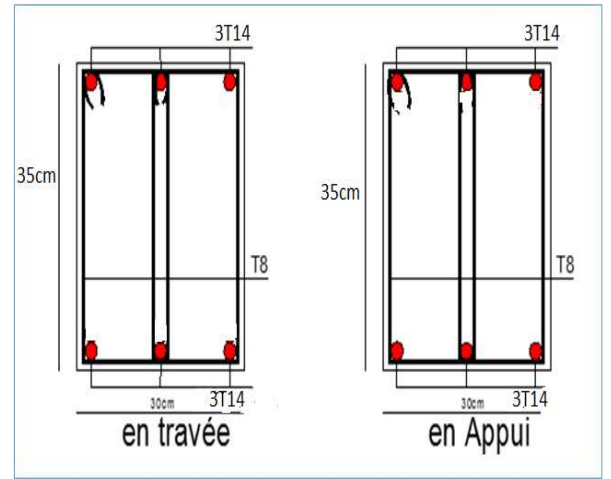


Figure 5.8 : 1<sup>er</sup>

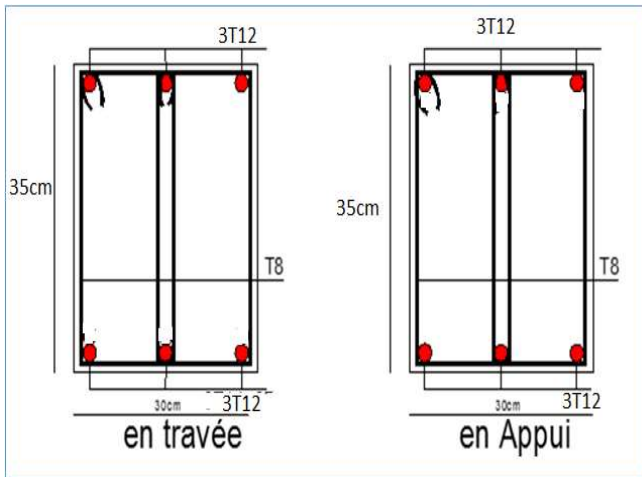


Figure 5.9 : RDC

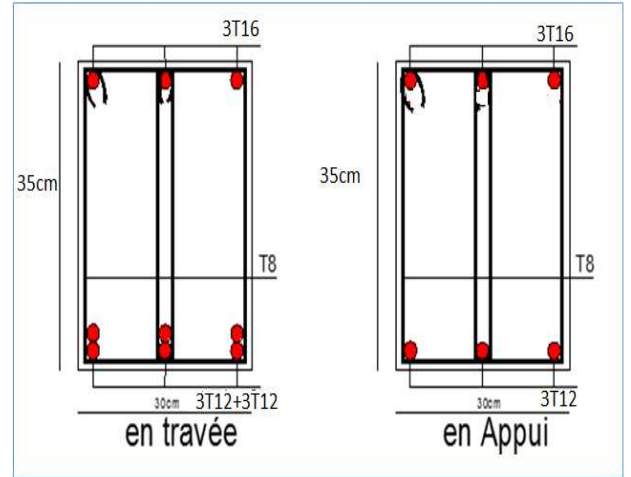


Figure 5.10 : 3<sup>eme</sup>

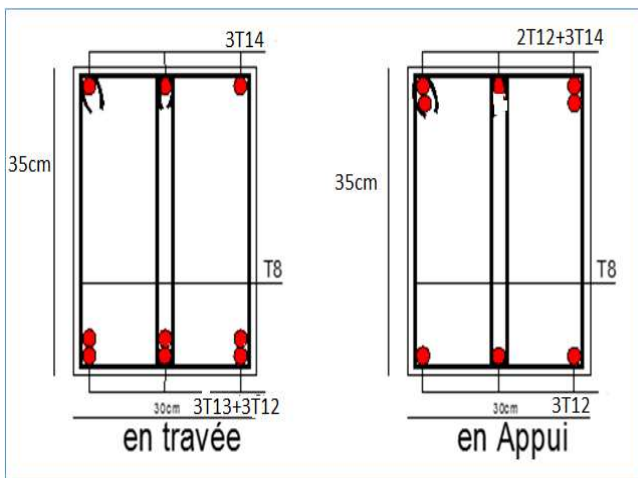


Figure 5.11 : 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>

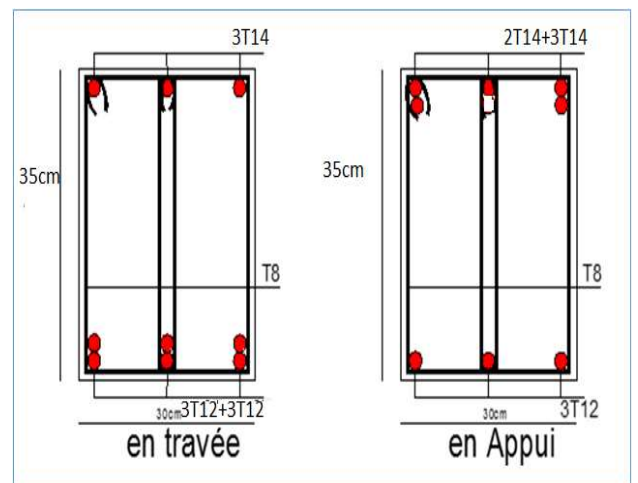


Figure 5.12 : 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup>

### 5.3.Ferrailage des voiles

#### 5.3.1Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA99 modifié en 2003 [1]**.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à  $10\phi$ .

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :  $s \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$

avec :

**a**: épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

#### 5.3.2.Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**A** : section transversale du voile.

**I** : moment d'inertie.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en 3 cas :

**1<sup>ere</sup> cas**: Si  $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ .....la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est

armées par le minimum exigé par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » (  $A_{\min}=0,2\%a.l$ )

**2<sup>eme</sup>cas :**

- $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$  Si.....la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction  $F_t$

- La section des armatures verticales

$$A_V = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_V$  avec la section minimale exigée par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » :

- Si  $A_V \leq A_{\min} = 0,20\%a.l$  .on ferraille avec la section minimale.
- Si  $A_V > A_{\min} = 0,20\%a.l$  .on ferraille avec  $A_V$ .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0,15\%a.l$$

**3<sup>eme</sup>cas :**

- Si  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

**5.3.4. Armature horizontale**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après « **RPA99 modifié en 2003**

**[1] articles 7.7.2»**

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

**Avec :**  $\bar{T} = 1,4T$

**T :** effort tranchant du au séisme.

**a :** épaisseur du voile.  $d = 0,9h$ .

**h:** hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$  : Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA99 modifié en 2003 [1]:**

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.l$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.l$$

**L'espacement :** d'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** »  $S \leq (1,5a ; 30cm)$  Les

longueurs de recouvrement doivent être égales à :

➤  $40\phi$  → les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.

➤  $20\phi$  → les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{L}{x}$$

avec :

$$\bar{V} = 1,4V$$

**V**: L'effort tranchant dans la section considérée ;

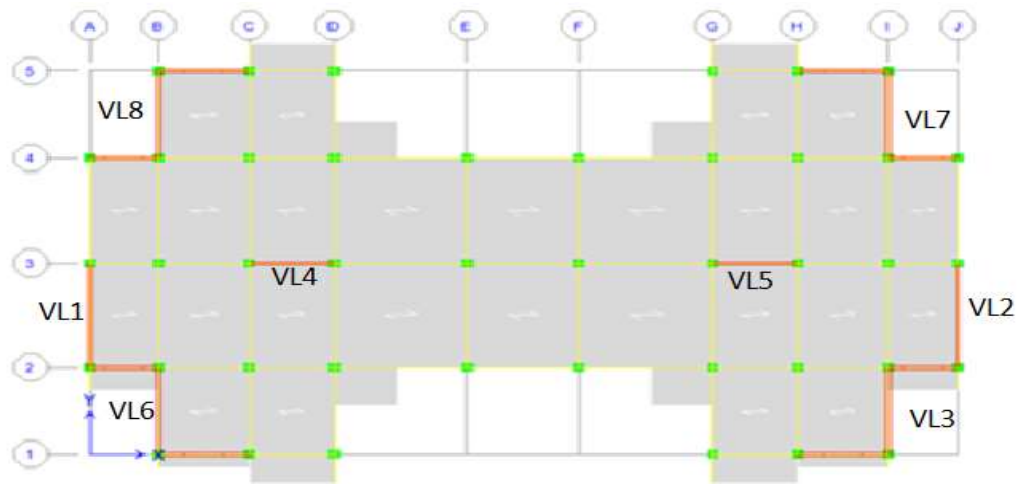
**x**: Longueur de la zone tendue ;

**L**: Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

### 5.3.5. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.



**Figure 5.13** : Vue en plan du disposition des voiles

### 5.3.6. Ferrailage des voiles sous (0,8G+E)

**Premier type**

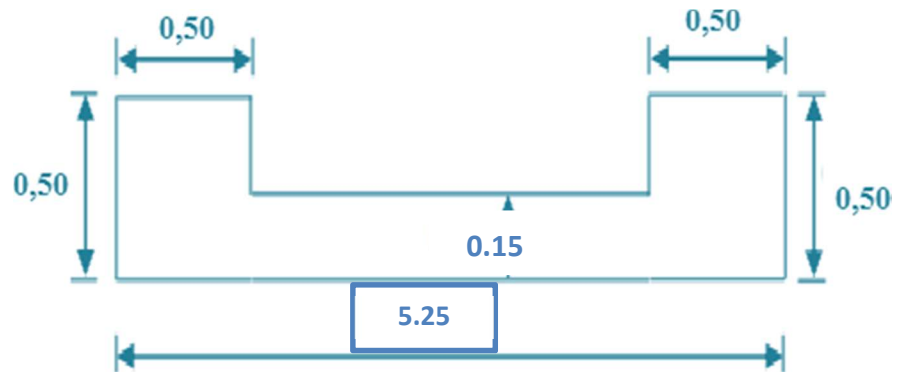
**Voile pleine en 1**

$$A = 1.14 \text{ m}^2$$

$$V=2.625 \text{ m}$$

$$V'=2.625 \text{ m}$$

$$I = 3.948 \text{ m}^4$$



**Figure 5.14** : démentions de type de voile

❖ Calcul des contraintes :  $(0,8G \pm E)$  ;

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = 9,678 \text{ mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = 3,024 \text{ mpa}$$

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 1,6822 \text{ m}$$

**Tableau 5.23.** Tableau de containte  $(0,8G \pm E)$

Niveaux	Voiles	N (KN)	V(KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$	$\sigma_2$	X(tendue) (m)
					(Mpa)	(mpa)	
RDC	V2	1183,92	219,47	2076,574	2,2298	-0,1528	0,336
RDC	V2	4968	201,98	2324,334	5,691	3,024	-5,953
RDC	V2	2915,39	1316,55	12411,732	9,678	-4,5633	1,6822
RDC	V2	6699,47	1299,06	12659,491	13,139	-1,3861	0,5009

**Tableau 5.24:** Vérification de la contrainte de compression sous  $(G+Q \pm E)$

Niveaux	Voiles	N (KN)	V(KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{bc}$ MPa
					(Mpa)	(mpa)	

RDC	V2	409,62	223,62	1981,405	1,496	-0,7774	15
RDC	V2	5742,3	197,84	2419,503	6,425	3,6490	15
RDC	V2	2141,09	1320,7	12316,562	8,9442	-5,1879	15
RDC	V2	7473,77	1294,91	12754,661	13,873	-0,761	15

❖ **Déterminations des armatures verticales et Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

$$Y = L - X = 4,913 \text{ m}$$

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X-b)}{X} = -3,207 \text{ mpa}$$

$$F_1 = \left( \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) bh = 1780,17 \text{ KN}$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3(X - b) \cdot a = 284,36 \text{ KN}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimé

F1 et F2: La force de traction résultante

**Tableau 5.25 : Vérification de la contrainte**

Niveaux	$\sigma_3$	Y	$F_1$	$F_2$
	mpa	m	KN	KN
RDC	0,07410211	4,91327565	297,836886	0,90743029
RDC	3,27840324	11,2036006	333,372373	1586,81287
RDC	-3,20702667	3,56775244	1780,17813	284,362459
RDC	-0,00272507	4,74901508	1815,71347	0,0002013

❖ **Section total d'armature :**

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s}$$

**Tableau 5.26** :determination de surface de feriallge

Niveaux	$f_e$	$A_{V1}$	$A_{V2}$	$A_{vj}$	$A_t$	<b><math>A_{total}</math></b>
	mpa	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>
RDC	400	7,445	0,0226	0,54193988	7,468	8,0108
RDC	400	8,33	39,6703	-8,8183	48,004	39,1864
RDC	400	34,504	7,10908	<b>16,2415955</b>	<b>41,613</b>	<b>57,8502</b>
RDC	400	45,392	5,0324E-06	4,77260275	45,392	50,1655

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj}$$

$$A_{Total} = 57.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,15 \times 1.68 \times 10^4 = 5.04 \text{ cm}^2$$

♦ **Détermination des armatures horizontales:**

♦ **La contrainte de cisaillement:**

$$\tau_b = \frac{V \cdot 1,4}{a \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{1316,55 \times 1,4 \times 10}{15 \times 0,9 \times 525} = 2.60 \text{ mpa}$$

$$\tau_b = 2.60 \text{ mpa} < 0.2 f_{c28} = 5 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 [1]

$$\tau_b = 2.60 \text{ mpa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ mpa}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25 \times 0.15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2$   $S_h = 25 \text{ cm}$

♦ **L'espacement**

♦  $S_v \leq \min(1.5a = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% \cdot a \cdot (y-x) = 0.2\% \cdot 0,15 \cdot (3.56 - 1.68) \cdot 10^4 = 5.64 \text{ cm}^2$$

**Choix d'armature**

♦ **Les poteaux :**

$$A_p = 4T20 + 8T16 = 28,66 \text{ cm}^2$$

◆ La zone poteau voile :  $2(6T12) = 18.10\text{cm}^2$  ;  $S_v = 8\text{ cm}$  et  $S_v = 15\text{cm}$

◆ La zone courante :  $2(6T10) = 9.42\text{ cm}^2$  ;  $S_c = 15\text{ cm}$

**N.B :** Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.



**Figure 5.15.** Schéma de ferrailage du voile en forme a RDC .

### 5.3.7. Caractéristiques et ferrailage des voiles :

**Tableau V.27:** Caractéristiques géométriques et sollicitations des voiles.

	Voile	L	A	V	V'	I	N	V	M	$\sigma_1$	$\sigma_2$	Ob
		m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>4</sup>	(kN)	(kN)	(kN.m)	MPa	MPa	
RDC	V1	3.55	0.88	1.77	1.77	1.47	1939,68	689,37	6936,5	10,55	-6,14	SPC
	V2	5.25	1.14	2.625	2.625	3.95	2915,39	1316,55	12411,72	9,678	-4,563	SPC
	V3	4.45	1.02	2.225	2.225	2.60	4025,33	978,97	10863,57	13,28	-5,311	SPC
	V4	4.45	1.02	2.225	2.225	2.60	1727,43	964,82	4198,806	5,33571	-1,88	SPC
	V5	4.45	1.02	2.225	2.225	2.60	4008,42	979,11	10885,36	13,28	-5,34	SPC
	V7	5.25	1.14	2.625	2.625	3.95	2898,71	1316,8	12439,014	9,67	-4,59	SPC
	V10	3.55	0.88	1.77	1.77	1.47	2395,86	688,56	6925,1	11,05	-5,60	SPC
N1+ N2	V1	3.35	0.7	1.67	1.67	0.96	2094,18	632	4432,316	10,64	-4,66	SPC
	V2	5.05	0.96	2.53	2.53	2.80	2340,04	1250,3	9141,64	10,68	-5,80	SPC
	V3	4.25	0.84	2.12	2.12	1.79	3039,89	807,45	5584,209	10,24	-3,01	SPC
	V4	4.25	0.84	2.12	2.12	1.79	953,01	973,32	2277,605	3,838	-1,56	SPC
	V5	4.25	0.84	2.12	2.12	1.79	3030,64	808,31	5604,819	10,26	-3,04	SPC
	V7	5.05	0.96	2.53	2.53	2.80	1134,27	214,95	1526,566	10,6869	-5,8	SPC
	V10	3.35	0.7	1.67	1.67	0.96	2113,8	658,69	4460,186	10,72	-4,68	SPC
N3+ N4 +N5	V1	3.25	0.66	1.62	1.62	0.77	1586,66	375,89	1872,076	6,46	-1,43	SPC
	V2	4.95	0.88	2.47	2.47	2.34	1135,64	954,62	3607,343	5,10	-2,52	SPC
	V3	4.15	0.76	2.07	2.07	1.46	1880,74	575,66	2101,322	5,451	-0,52	SPC
	V4	4.15	0.76	2.07	2.07	1.46	717,71	945,4	1631,761	3,259	-1,378	SPC
	V5	4.15	0.76	2.07	2.07	1.46	2380,27	646,2	2947,571	7,308	-1,06	SPC
	V7	4.95	0.88	2.47	2.47	2.34	1127,41	956	3609,656	5,094	-2,541	SPC
	V10	3.25	0.66	1.62	1.62	0.77	1603,79	407,5	1917,954	6,593	-1,50	SPC
N6 +N7+N8	V1	3.15	0.56	1.57	1.57	0.61	288,14	36	358,71	1,43	-0,414	SPC
	V2	4.85	0.82	2.42	2.42	1.94	486,35	694,6	1308,783	2,225	-1,039	SPC
	V3	4.05	0.7	2.02	2.02	1.19	234,14	440,43	1071,829	2,152	-1,483	SPC
	V4	4.05	0.7	2.02	2.02	1.19	215,41	657,58	306,885	0,828	-0,212	SPC
	V5	4.05	0.7	2.02	2.02	1.19	230,51	438,77	1064,735	2,13	-1,47	SPC
	V7	4.85	0.82	2.42	2.42	1.94	482,17	695,25	1305,324	2,216	-1,04	SPC
	V10	3.15	0.56	1.57	1.57	0.61	262,37	34,59	359,362	1,39	-0,46	SPC

## V.5.1.2 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

Tableau 5.28 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E).

	Voile	N	V	M	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{bc}$	Ob
		(kN)	(kN)	(kN.m)	MPa	MPa	MPa	
RDC	V1	2948,76	693,61	6937,816	11,694	-4,9923	15	CV
	V2	2141,09	1320,7	12316,562	8,9442	-5,186	15	CV
	V3	930,84	991,98	10936,795	10,289	-8,4388	15	CV
	V4	1253,68	958,52	4181,161	4,8193	-2,33681	15	CV
	V5	921,14	990,18	10924,901	10,2612	-8,4372	15	CV
	V7	2118,58	1321,09	12344,933	8,9408	-5,22396	15	CV
	V10	2995,84	671,6	6951,524	11,764	-4,9553	15	CV
N1+ N2	V1	2598,08	668,03	4489,768	11,464	-4,041	15	CV
	V2	1671,73	1251,77	9059,768	9,911	-6,4285	15	CV
	V3	689	942,65	7760,548	10,0331	-8,39277	15	CV
	V4	731,83	1013,55	3073,443	4,5192	-2,7774	15	CV
	V5	4269,54	909,59	7399,501	13,865	-3,701	15	CV
	V7	1650,74	1254,23	9084,395	9,911	-6,478	15	CV
	V10	2628,79	625,82	4444,803	11,430	-3,919	15	CV
N3+ N4 +N5	V1	1975,85	416,17	1941,497	7,2335	-0,96104	15	CV
	V2	1044,93	1067,33	5087,45	6,564	-4,197	15	CV
	V3	3097,72	719,67	3913,174	9,6214	-1,508	15	CV
	V4	374,9	940,64	1598,187	2,762	-1,7800	15	CV
	V5	2491,19	616,67	2643,955	7,022	-0,492	15	CV
	V7	1029,78	1069,27	5095,57	6,55	-4,223	15	CV
	V10	2002,65	366,54	1869,42	7,12407	-0,766	15	CV
N6 +N7+N8	V1	366,26	94,39	417,078	1,727	-0,421	15	CV
	V2	243,56	690,22	1274,826	1,887	-1,2932	15	CV
	V3	506,47	446,07	1117,457	2,6118	-1,1714	15	CV
	V4	32,84	656,42	272,924	0,509	-0,4159	15	CV
	V5	585,42	434,47	1002,57	2,5366	-0,862	15	CV
	V7	236,92	691,18	1271,094	1,8741	-1,2966	15	CV
	V10	371,69	22,69	345,667	1,554	-0,232	15	CV

: sections d'armature dans les voiles :

Tableau5.29. Effort et sections d'armature dans les voiles :

	Voile	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	X (m)	Y (m)	F2 (kN)	F1 (kN)	Fe (kN)	Av2 (cm <sup>2</sup> )	AV1 (cm <sup>2</sup> )	AVJ (cm <sup>2</sup> )
		MPa	MPa	MPa								
RDC	V1	10,55	-6,14	-3,78	1,31	2,25	2085,42	228,96	400	52,13	5,72	9,76
	V2	9,678	-4,563	-3,21	1,68	3,56	1780,17	284,36	400	34,50	7,10	16,24
	V3	13,28	-5,311	-3,22	1,27	3,18	2324,17	186,35	400	58,10	4,65	10,76
	V4	5,33	-1,88	-1,07	1,16	3,28	898,302	53,711	400	22,45	1,34	9,73
	V5	13,28	-5,34	-3,25	1,27	3,17	2328,84	189,59	400	58,22	4,73	10,82
	V7	9,67	-4,59	-3,23	1,69	3,56	1784,1	288,59	400	44,62	7,22	16,32
	V10	11,05	-5,60	-3,25	1,19	2,35	749,5	281,69	400	18,73	7,04	8,92
N1+ N2	V1	10,64	-4,66	-2,83	1,02	2,3297	1224,59	131,85	400	30,61	3,29	7,41
	V2	10,68	-5,80	-4,500	1,77	3,27	1319,0	465,243	400	32,975	11,63	16,97
	V3	10,24	-3,01	-1,76	0,96	3,28	1060,6	74,682	400	26,517	1,8670	7,05
	V4	3,838	-1,56	-1,06	1,23	3,01	432,61	66,27	400	10,81	1,656	10,86
	V5	10,26	-3,04	-1,79	0,97	3,277	1064,60	77,03	400	26,61	1,925	7,122
	V7	10,68	-5,84	-4,53474	1,78	3,26	1322,4	471,14	400	33,06	11,77	17,04
	V10	10,72	-4,68	-2,84	1,02	2,33	1232,2	131,8	400	30,8	3,29	7,71
N3+ N4 +N5	V1	6,46	-1,43	-0,58	0,59	2,66	483,97	10,4	400	12,09	0,26	2,62
	V2	7,18	-3,69	-2,92	1,68	3,26	666,21	291,89	400	16,65	7,29	13,98
	V3	7,29	-1,04	-0,33	0,51	3,63	510,29	4,24	400	12,75	0,12	3,09
	V4	3,259	-1,378	-0,98	1,23	2,91	284,10	65,41	400	7,10	1,64	10,82
	V5	7,308	-1,06	-0,36	0,52	3,62	513,17	4,89	400	12,83	0,12	3,17
	V7	5,094	-2,541	-2,01	1,64	3,31	467,69	194,72	400	11,69	4,86	12,24
	V10	6,593	-1,50	-0,63	0,62	2,64	495,83	11,95	400	12,39	0,29	2,91
N6 +N7+N8	V1	1,43	-0,414	-0,23	0,71	2,44	83,35	7,22	400	2,08	0,18	0,31
	V2	2,225	-1,039	-0,83	1,54	3,31	146,94	78,14	400	3,67	1,95	8,52
	V3	2,152	-1,483	-1,21	1,65	2,39	163,60	123,13	400	4,09	3,08	6,92
	V4	0,828	-0,212	-0,13	0,82	3,22	46,84	5,37	400	1,17	0,13	5,17
	V5	2,13	-1,47	-1,21	1,65	2,39	162,51	122,92	400	4,06	3,07	6,90
	V7	2,216	-1,04	-0,84	1,54	3,30	146,54	78,59	400	3,66	1,964	8,51

**5.3.9: Choix d'armature des voiles :****Tableau 5.30 : Choix d'armature des voiles.**

	Voile	A tot cm <sup>2</sup>	A min cm <sup>2</sup>	Zone Voile		Zone courante
				Z(voile,poteaux)	Z.Extrémité	
<b>RDC</b>	V1	67,623	10,65	2(8T12)	2(8T10)	2(6T10)
	V2	57,85	15,75	2(6T12)	2(6T10)	2(4T10)
	V3	73,521	13,35	2(8T12)	2(9T10)	2(9T10)
	V4	73,53	13,35	2(8T12)	2(9T10)	2(9T10)
	V5	73,77	13,35	2(8T12)	2(9T10)	2(9T10)
	V7	68,158	15,75	2(8T12)	2(8T10)	2(8T10)
	V10	65,2114	10,65	2(8T12)	2(8T10)	2(8T10)
<b>N1+ N2</b>	V1	41,3809	10,05	2(5T10)	2(5T10)	2(5T10)
	V2	61,5565	15,15	2(8T12)	2(8T10)	2(8T10)
	V3	35,53	12,75	2(4T10)	2(4T10)	2(4T10)
	V4	33,341	12,75	2(4T10)	2(4T10)	2(4T10)
	V5	35,66	12,75	2(4T10)	2(4T10)	2(4T10)
	V7	61,888	15,15	2(8T12)	2(8T10)	2(8T10)
	V10	41,8	10,05	2(5T10)	2(5T10)	2(5T10)
<b>N3+ N4 +N5</b>	V1	17,38	9,75	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
	V2	28,682	14,85	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
	V3	26,56	12,45	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
	V4	19,555	12,45	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
	V5	16,12	12,45	2(4T10)	2(5T10)	2(5T10)
	V7	28,8079	14,85	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
	V10	15,605	9,75	2(4T10)	2(4T10)	2(5T10)
<b>N5+N6 N7+N8</b>	V1	2,57	9,45	2(4T10)	2(3T10)	2(6T10)
	V2	14,140	14,55	2(4T10)	2(3T10)	2(6T10)
	V3	14,086	12,15	2(2T10)	2(5T10)	2(3T10)
	V4	6,47	12,15	2(4T10)	2(5T10)	2(3T10)
	V5	14,042	12,15	2(4T10)	2(5T10)	2(3T10)
	V7	14,17	14,55	2(4T10)	2(5T10)	2(3T10)
	V10	2,677	9,45	2(4T10)	2(5T10)	2(3T10)

## 1. Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles :

**Tableau 5.31** : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.

	Voile	Section	As min	choix	As <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	V1	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V2	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V3	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V4	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V5	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V7	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	V10	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
N1 + N2	V1	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V2	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V3	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V4	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V5	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V7	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	V10	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
N3+ N4 +N5	V1	35x35	11,02	8T14	12,32
	V2	35x35	11,02	8T14	12,32
	V3	35x35	11,02	8T14	12,32
	V4	35x35	11,02	8T14	12,32
	V5	35x35	11,02	8T14	12,32
	V7	35x35	11,02	8T14	12,32
	V10	35x35	11,02	8T14	12,32
N6 +N 7 +N 8	V1	30x30	8,1	8T12	9,05
	V2	30x30	8,1	8T12	9,05
	V3	30x30	8,1	8T12	9,05
	V4	30x30	8,1	8T12	9,05
	V5	30x30	8,1	8T12	9,05
	V7	30x30	8,1	8T12	9,05
	V10	30x30	8,1	8T12	9,05

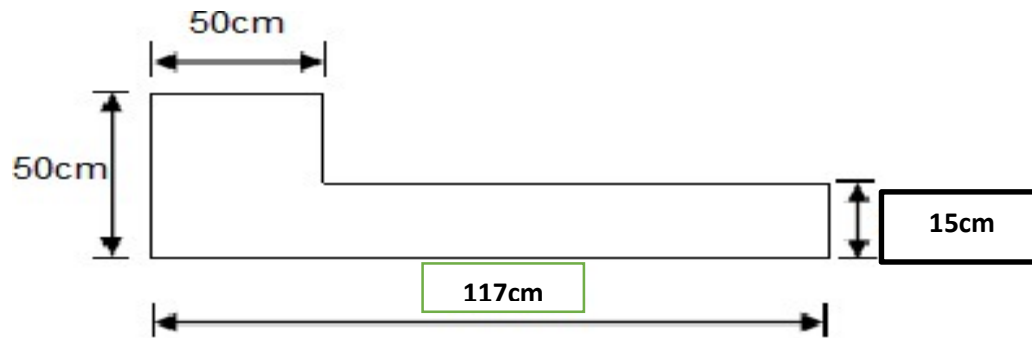
**5.3.10: Vérification de La contrainte de cisaillement :****Tableau 5.32: Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.**

	Voile	L	V	a	h	d	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Ob
		(m)	(kN)	(m)	(m)	(m)	MPa	MPa	
<b>RDC</b>	V1	3,55	689,37	0,15	4	3,6	2,013	5	CV
	V2	5,25	1316,55	0,15	4	3,6	2,60	5	CV
	V3	4,45	978,97	0,15	4	3,6	2,287	5	CV
	V4	4,45	964,82	0,15	4	3,6	2,24	5	CV
	V5	4,45	979,11	0,15	4	3,6	2,283	5	CV
	V7	5,25	1316,8	0,15	4	3,6	2,60	5	CV
	V10	3,55	688,56	0,15	4	3,6	2,01	5	CV
<b>N1+ N2</b>	V1	3,35	632	0,15	3,06	2,754	1,95	5	CV
	V2	5,05	1250,3	0,15	3,06	2,754	2,572	5	CV
	V3	4,25	807,45	0,15	3,06	2,754	1,977	5	CV
	V4	4,25	973,32	0,15	3,06	2,754	2,37562	5	CV
	V5	4,25	808,31	0,15	3,06	2,754	1,97	5	CV
	V7	5,05	214,95	0,15	3,06	2,754	0,44	5	CV
	V10	3,35	658,69	0,15	3,06	2,754	2,039	5	CV
<b>N3+ N4 +N5</b>	V1	3,25	375,89	0,15	3,06	2,754	1,198	5	CV
	V2	4,95	954,62	0,15	3,06	2,754	1,991	5	CV
	V3	4,15	575,66	0,15	3,06	2,754	1,438	5	CV
	V4	4,15	945,4	0,15	3,06	2,754	2,364	5	CV
	V5	4,15	646,2	0,15	3,06	2,754	1,6142	5	CV
	V7	4,95	956	0,15	3,06	2,754	2,00	5	CV
	V10	3,25	407,5	0,15	3,06	2,754	1,39	5	CV
<b>N5+N6 N7+N8</b>	V1	3,15	36	0,15	3,06	2,754	0,1852	5	CV
	V2	4,85	694,6	0,15	3,06	2,754	1,489	5	CV
	V3	4,05	440,43	0,15	3,06	2,754	1,1257	5	CV
	V4	4,05	657,58	0,15	3,06	2,754	1,667	5	CV
	V5	4,05	438,77	0,15	3,06	2,754	1,12	5	CV
	V7	4,85	695,25	0,15	3,06	2,754	1,484	5	CV
	V10	3,15	34,59	0,15	3,06	2,754	0,113	5	CV

**5.3.11. Détermination des armatures horizontales :****Tableau 5.33 :** Détermination des armatures horizontales.

	Voile	V	a	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Ah	choisé	Sh
		(kN)	(m)	MPa	MPa	(cm <sup>2</sup> )		(cm)
<b>RDC</b>	V1	689,37	0.15	2,013	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V2	1316,55	0.15	2,60	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V3	978,97	0.15	2,287	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V4	964,82	0.15	2,24	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V5	979,11	0.15	2,283	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V7	1316,8	0.15	2,60	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V10	688,56	0.15	2,01	0,625	3.75	2(4T10)	25
<b>N1+ N2</b>	V1	632	0.15	1,95	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V2	1250,3	0.15	2,572	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V3	807,45	0.15	1,977	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V4	973,32	0.15	2,37562	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V5	808,31	0.15	1,97	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V7	214,95	0.15	0,44	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V10	658,69	0.15	2,039	0,625	3.75	2(4T10)	25
<b>N3+ N4 +N5</b>	V1	375,89	0.15	1,198	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V2	954,62	0.15	1,991	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V3	575,66	0.15	1,438	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V4	945,4	0.15	2,364	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V5	646,2	0.15	1,6142	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V7	956	0.15	2,00	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V10	407,5	0.15	1,39	0,625	3.75	2(4T10)	25
<b>N5+N6 N7+N8</b>	V1	36	0.15	0,1852	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V2	694,6	0.15	1,489	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V3	440,43	0.15	1,1257	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V4	657,58	0.15	1,667	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V5	438,77	0.15	1,12	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V7	695,25	0.15	1,484	0,625	3.75	2(4T10)	25
	V10	34,59	0.15	0,113	0,625	3.75	2(4T10)	25

## 5.3.12. Calcul des trumeaux :



Avec:  $A = 0.42 \text{ m}^2$ ;  $V = 0.75 \text{ m}$ ;  $V' = 0.42 \text{ m}$ ;  $I = 0.0335 \text{ m}^4$

❖ Calcul des contraintes :  $(0,8G \pm E)$  ;Tableau 5.34: Calcul des contraintes :  $(0,8G \pm E)$ 

Niveaux	Voiles	N (KN)	V(KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$	$\sigma_2$	X(tendue) (m)
					(Mpa)	(mpa)	
RDC	VL3	134,07	235,57	401,426	9,3018	-8,6716632	0,5648
RDC	VL3	1116,08	266,46	424,128	12,117	-6,8719	0,4231
RDC	VL3	2294,06	37,03	31,839	6,104	4,6786	-3,839
RDC	VL3	3276,07	67,92	54,54	8,920	6,4783	-3,107

Tableau 5.35 : Vérification de la contrainte de compression sous  $(G+Q \pm E)$ 

Niveaux	Voiles	N (KN)	V(KN)	M (KN. m)	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{bc}$ MPa
					(Mpa)	(mpa)	
RDC	VL3	84,37	227,68	395,469	9,0514	-8,657	15
RDC	VL3	1334,51	274,35	430,085	12,76	-6,49	15
RDC	VL3	2075,62	29,14	25,881	5,457	4,298	15
RDC	VL3	3494,51	75,8	60,497	9,567	6,85	15

❖ **Détermination des armatures verticales et Calcul de la contrainte  $\sigma_3$  :**

**Tableau 5.356 :** Détermination des armatures verticales et Calcul de la contrainte  $\sigma$

Niveaux	$\sigma_3$	Y	$F_1$	$F_2$
	mpa	m	KN	KN
RDC	1,24337187	0,74660599	703,578245	7,143730062
RDC	5,28787876	5,00990986	1245,81778	1721,168789
RDC	7,52193304	4,27390197	1750,03554	2033,123197
RDC	-0,99067916	0,60551092	1207,79279	4,791598891

**Tableau 5.36 :** Section total d'armature :

Niveaux	$f_e$	$A_{V1}$	$A_{V2}$	$A_{vj}$	$A_t$	<b><math>A_{total}</math></b>
	mpa	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>
RDC	400	30,194	0,119	4,3757	30,314	<b>34,69</b>
RDC	400	17,589	0,178	3,712	17,76	21,48
RDC	400	-31,145	43,029	-4,678	11,88	7,204
RDC	400	-43,75	50,82	-6,9371	7,077	0,1400

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj}$$

$$A_{Total} = 34.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \cdot 0,15 \times 1.68 \times 10^4 = 1.70 \text{ cm}^2$$

❖ **Détermination des armatures horizontales :**

❖ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V \cdot 1,4}{a \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{235,57 \times 1,4 \times 10}{15 \times 0,9 \times 117} = 2.08 \text{ mpa}$$

$$\tau_b = 2.08 \text{ mpa} < 0.2 f_c 28 = 5 \text{ mpa} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

**Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 [1]**

$$\tau_b = 2.60 \text{ mpa} > 0.025 f_c 28 = 0.625 \text{ mpa}$$

$$A_h \geq 0.25\% \cdot a \cdot 1m = 0.25 \times 0.15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_h = 2(4T10) = 6,25\text{cm}^2$   $S_h = 25\text{cm}$

❖ L'espacement

❖  $S_v \leq \min(1.5a = 22.5\text{cm}; 30\text{cm}) = 20\text{cm}$

Armatures courantes

$A_c \geq 0.2\% .a.(y-x) = 0.2\% .0,15.(3.56-1.68).10^4 = 0.15\text{cm}^2$

Choix d'armature

- ◆ Les poteaux :  $A_p = 4T20 + 8T16 = 28,66\text{cm}^2$
- ◆ La zone poteau voile :  $2(3T10) = 4.72\text{cm}^2$  ;  $S_v = 10\text{cm}$  et  $S_v = 20\text{cm}$
- ◆ La zone courante :  $2(2T10) = 3.14\text{cm}^2$  ;  $S_c = 20\text{cm}$

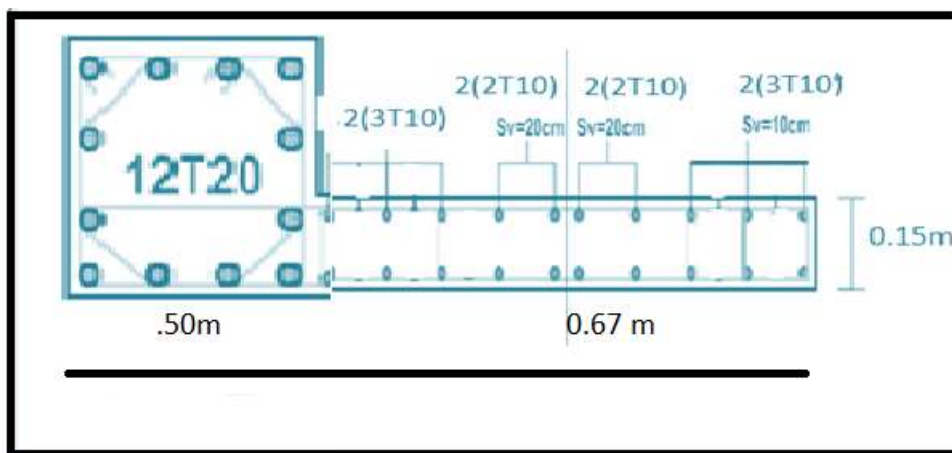


Figure 5.17 : Schéma de ferrailage du voile en forme .

### 5.3.13 : Caractéristiques et ferrailage des trumeaux :

Tableau 5.37. Caractéristiques géométriques et sollicitations des trumeaux.

	Voile	L	A	V	V'	I	N	V	M	$\sigma_1$	$\sigma_2$	Ob
		m	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>4</sup>	(kN)	(kN)	(kN.m)	MPa	MPa	
RDC	VL1	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	134,07	235,57	401,426	9,30	-8,67	SPC
	VL2	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	1751,07	307,25	458,506	14,37	-6,14	SPC
	VL3	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	133,71	266,26	424,025	9,80	-9,17	SPC
	VL4	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	1756,64	283,57	445,529	14,10	-5,84	SPC
	VL5	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	225,79	268,51	459,02	10,80	-9,745	SPC
	VL6	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	1801,82	101,86	98,858	6,443	2,021	SPC
	VL7	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	2449,03	339,15	521,439	17,428	-5,91	SPC
	VL8	1,17	0,4255	0,75	0,42	0,0335	224,65	298,9	481,498	11,30	-10,25	SPC
	VL9	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	912,07	165,17	230,124	13,7831	-7,420	SPC
	VL10	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	1674,39	120	116,429	11,192	0,46	SPC
	VL11	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	1530,78	116,72	112,753	10,529	0,137	SPC
	VL12	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	814,02	115,36	112,617	8,02	-2,35	SPC

	VL13	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	663,06	65,03	63,592	5,240	-0,62	SPC
	VL14	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	260,67	156,16	232,589	11,62	-9,810	SPC
	VL15	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	1404,29	67,35	65,677	7,919	1,86	SPC
	VL16	0,75	0,287	0,45	0,29	0,0097	252,5	140,01	216,871	10,87	-9,114	SPC
	VL1	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	138,88	221,8	275,481	10,24	-9,172	SPC
	VL2	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	945,55	242,97	302,19	14,284	-7,01	SPC
	VL3	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	138,77	240,18	284,976	10,57	-9,50	SPC
	VL4	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	1885,52	104,41	90,517	10,44	4,062	SPC
	VL5	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	73,25	281,74	348,182	12,55	-11,98	SPC
	VL6	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	1288,58	111,81	117,985	9,1131	0,798	SPC
	VL7	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	1519,59	88,22	81,781	8,726	2,962	SPC
	VL8	0,97	0,26	0,6	0,36	0,0170	72,16	299,81	358,332	12,90	-12,34	SPC
	VL9	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	381,08	159,28	159,311	14,79	-10,93	SPC
	VL10	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	450,53	159,51	152,292	14,58	-10,01	SPC
	VL11	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	381,91	172,41	160	14,85	-10,98	SPC
	VL12	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	306,12	165,36	160	14,47	-11,37	SPC
	VL13	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	426,89	52,89	53,278	6,46	-2,14	SPC
	VL14	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	1318,06	82,09	89,814	13,927	-0,579	SPC
	VL15	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	342,02	81,92	79,305	8,136	-4,67	SPC
	VL16	0,55	0,1975	0,3	0,25	0,0037	558,67	79,82	87,522	9,89	-4,239	SPC
	VL1	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	256,27	204,86	237,291	11,95	-9,6578	SPC
	VL2	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	132,35	152,06	178,616	8,728	-7,541	SPC
	VL3	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	255,33	242,99	270,752	13,47	-11,18	SPC
	VL4	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	137,41	209,62	260,58	12,48	-11,25	SPC
	VL5	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	148,25	270,98	310,263	14,79	-13,46	SPC
	VL6	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	364,61	217,13	258,498	13,40	-10,13	SPC
	VL7	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	108,29	113,53	135,759	6,668	-5,697	SPC
	VL8	0,87	0,223	0,53	0,33	0,011	118,14	280,82	299,231	14,15	-13,09	SPC
	VL9	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	433,32	232,08	236,549	29,95	-24,53	SPC
	VL10	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	119,81	134,86	144,519	17,392	-15,89	SPC
	VL11	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	615,18	223,48	226,453	29,9250	-22,23	SPC
	VL12	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	303,1	129,92	139,735	17,98	-14,19	SPC
	VL13	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	215,86	137	149,26	18,53	-15,84	SPC
	VL14	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	336,23	62,99	69,668	10,12	-5,922	SPC
	VL15	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	620,33	74,07	76,42	12,678	-4,924	SPC
	VL16	0,45	0,16	0,23	0,22	0,0019	612,96	59,44	51,768	9,79	-2,131	SPC
	VL1	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	500,34	130,88	118,617	9,69	-4,43	SPC
	VL2	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	384,18	169,86	207,154	14,35	-10,32	SPC
	VL3	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	228,18	120,08	117,461	8,193	-5,798	SPC
	VL4	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	242,38	117,66	138,821	9,54	-6,99	SPC
	VL5	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	269,6	202,55	198,924	13,26	-10,43	SPC
	VL6	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	227,08	189,49	229,028	14,83	-12,44	SPC
	VL7	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	519,95	189,73	229,324	16,38	-10,92	SPC
	VL8	0,77	0,1905	0,47	0,3	0,0078	269,48	173,39	170,02	11,54	-8,711	SPC
	VL9	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	48	71,41	70,718	14,57	-13,82	SPC
	VL10	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	23,26	58,17	57,709	11,767	-11,40	SPC
	VL11	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	47,61	51,79	51,25	10,6621	-9,915	SPC
	VL12	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	94,03	56,07	56,01	11,98	-10,50	SPC
	VL13	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	220,21	60,34	66,391	15,05	-11,60	SPC
	VL14	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	135,77	-42,27	42,844	9,666	-7,536	SPC
	VL15	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	224,37	56,99	64,27	14,66	-11,14	SPC
	VL16	0,34	0,1275	0,17	0,17	0,0008	251,26	39,04	29,213	7,834	-3,892	SPC

## 5.3.14 :Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)

Tableau 5.38. Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E) les trumeaux.

	Voile	N	V	M	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_{bc}$	Ob
		(kN)	(kN)	(kN.m)	MPa	MPa	MPa	
RDC	VL1	2075,62	29,14	25,88	5,46	4,30	15	CV
	VL2	919,85	151,71	126,80	5,00	-0,68	15	CV
	VL3	2076,03	75,41	60,25	6,23	3,53	15	CV
	VL4	926,31	118,88	109,52	4,63	-0,27	15	CV
	VL5	1477,65	33,34	31,85	4,19	2,76	15	CV
	VL6	567,96	128,54	112,91	3,86	-1,19	15	CV
	VL7	576,41	98,09	97,33	3,53	-0,82	15	CV
	VL8	1478,63	78,15	65,43	4,94	2,01	15	CV
	VL9	588,57	107,43	104,99	6,89	-2,79	15	CV
	VL10	631,54	134,64	125,86	8,00	-3,60	15	CV
	VL11	587,09	143,97	135,99	8,31	-4,22	15	CV
	VL12	631,39	113,07	111,23	7,33	-2,93	15	CV
	VL13	516,66	59,95	59,34	4,53	-0,93	15	CV
	VL14	1340,92	41,14	38,70	6,46	2,89	15	CV
	VL15	518,39	96,34	89,49	5,93	-2,32	15	CV
	VL16	1334,28	24,77	28,42	5,96	3,34	15	CV
	VL1	1474,5	122,0	123,4	10,0	1,3	15	CV
	VL2	813,3	101,0	84,1	6,1	0,2	15	CV
	VL3	1474,9	138,7	130,2	10,3	1,1	15	CV
	VL4	820,1	114,7	116,1	7,2	-0,9	15	CV
	VL5	933,2	106,2	109,6	7,4	-0,3	15	CV
	VL6	479,9	84,5	75,3	4,5	-0,8	15	CV
	VL7	488,7	98,6	107,0	5,6	-1,9	15	CV
	VL8	934,4	123,5	118,8	7,8	-0,6	15	CV
	VL9	253,9	157,4	158,5	14,1	-11,5	15	CV
	VL10	306,1	156,8	147,8	13,5	-10,4	15	CV
	VL11	252,7	174,4	168,5	14,9	-12,3	15	CV
	VL12	306,1	165,4	160,0	14,5	-11,4	15	CV
	VL13	426,9	52,9	53,3	6,5	-2,1	15	CV
	VL14	837,6	63,4	60,3	9,1	-0,6	15	CV
	VL15	427,6	68,9	61,0	7,1	-2,8	15	CV
	VL16	828,1	74,4	82,7	10,9	-2,5	15	CV
	VL1	164,1	340,7	1063,7	1,0	-0,3	15	CV
	VL2	130,2	263,5	523,8	0,9	-0,1	15	CV
	VL3	3314,1	320,6	763,6	8,2	7,2	15	CV
	VL4	160,4	268,1	534,0	1,0	0,0	15	CV
	VL5	3407,7	322,0	773,3	8,4	7,5	15	CV
	VL6	334,6	254,8	465,4	1,4	0,5	15	CV
	VL7	2709,0	305,4	645,7	6,7	5,9	15	CV

<b>N3+ N4 +N5</b>	VL8	364,4	260,2	475,3	1,5	0,6	15	CV
	VL9	2789,0	305,6	652,1	6,9	6,1	15	CV
	VL10	540,7	219,5	348,4	1,9	1,2	15	CV
	VL11	1649,8	253,2	430,5	4,1	3,6	15	CV
	VL12	566,8	225,4	357,6	1,9	1,3	15	CV
	VL13	1702,6	-251,4	431,7	4,2	3,7	15	CV
	VL14	396,4	47,1	235,6	4,7	-3,5	15	CV
	VL15	578,0	63,7	668,4	8,4	-7,4	15	CV
	VL16	295,6	68,0	572,4	8,9	-7,7	15	CV
<b>N5+N6 N7+N8</b>	VL1	704,04	848,12	865,31	3,28	-4,52	15	CV
	VL2	696,80	845,35	544,00	3,27	-4,50	15	CV
	VL3	696,80	845,35	584,00	3,27	-4,50	15	CV
	VL4	891,69	415,96	5312,12	2,75	-4,31	15	CV
	VL5	891,69	415,96	312,12	2,75	-4,31	15	CV
	VL6	879,89	414,58	301,21	2,75	-4,30	15	CV
	VL7	879,89	414,58	501,21	2,75	-4,30	15	CV
	VL8	957,33	933,47	588,52	2,68	-4,36	15	CV
	VL9	704,04	848,12	865,31	3,28	-4,52	15	CV
	VL10	696,80	845,35	844,00	3,27	-4,50	15	CV
	VL11	696,80	845,35	544,00	3,27	-4,50	15	CV
	VL12	929,25	306,39	487,19	-13,09	8,72	15	CV
	VL13	477,65	33,34	31,85	4,19	2,76	15	CV
	VL14	225,98	365,86	535,49	6,23	-6,76	15	CV
	VL15	677,66	335,43	519,83	7,00	2,99	15	CV
	VL16	567,96	128,54	112,91	3,86	-1,19	15	CV

### 5.3.15 :Sections d'armature dans les trumeaux :

Tableau 5.39 :. Effort et sections d'armature dans les trumeaux :

	Voile	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	X	Y	F2	F1	Fe	Av2	AV1	AVJ
		MPa	MPa	MPa								
RDC	VL1	9,30	-8,67	-0,990	0,564	0,60	1207,7	4,7915	400	30,1948	0,11978	4,37572
	VL2	14,37	-6,14	2,62	0,35	0,82	1096,6	29,428	400	27,4161	0,73570	3,54327
	VL3	9,80	-9,17	-1,065	0,565	0,61	1280,4	5,2427	400	32,0108	0,13106	4,95583
	VL4	14,10	-5,84	2,6791	0,342	0,83	1065,6	31,575	400	26,6401	0,78938	3,19928
	VL5	10,80	-9,745	-0,964	0,55	0,615	1338,4	3,9550	400	33,4622	0,09887	4,90190
	VL6	6,443	2,021	0,129	0,54	0,64	268,91	0,3344	400	6,7225	0,00836	1,79097
	VL7	17,428	-5,91	4,39	0,29	0,87	1247,1	61,938	400	31,1791	1,54846	3,3096
	VL8	11,30,	-10,25	-1,02	0,5563	0,613	1411,2	4,3877	400	35,2800	0,10969	5,47200
	VL9	13,783	-7,420	6,713	0,26	0,487	1767,5	119,51	400	44,1885	2,98777	2,22675
	VL10	11,192	0,46	-7,31	0,030	0,719	972,35	257,62	400	24,3087	6,44067	0,189
	VL11	10,529	0,137	-6,97	0,01	0,74	888,95	256,47	400	22,2238	6,41181	0,057
	VL12	8,02	-2,35	4,5662	0,17	0,57	864,99	112,99	400	21,6247	2,82485	1,00707
	VL13	5,240	-0,62	3,29	0,079	0,670	488,	103,70	400	12,210	2,59	0,264
	VL14	11,62	-9,810	4,48	0,343	0,406	1786,4	52,690	400	44,6618	1,31726	2,75136
	VL15	7,919	1,86	-4,657	0,143	0,60	348,93	124,69	400	8,723	3,117	0,4945
	VL16	10,87	-9,114	4,211	0,34	0,4080	1665,	49,90	400	41,64	1,247	2,48
N1+ N2	VL1	10,24	-9,172	-0,990	0,564	0,605	1207,7	4,79	400	30,18	0,18	4,375
	VL2	14,284	-7,01	1,77	0,32	0,650	702,54	10,709	400	17,567	0,26773	3,072
	VL3	10,57	-9,50	-1,26	0,459	0,510	858,70	5,4458	400	21,4676	0,1361	4,37771
	VL4	10,44	4,062	-1,91	0,27	0,698	171	18,461	400	4,288	0,461	1,125
	VL5	12,55	-11,98	-1,868	0,47	0,50	1108,4	10,35	400	27,71	0,26	5,30
	VL6	9,1131	0,798	-3,32	0,13	0,91	327,00	79,38	400	8,17	1,98	0,35
	VL7	8,726	2,962	-1,86	0,25	0,72	385,62	21,47	400	9,64	0,54	0,86
	VL8	12,90	-12,34	-1,94	0,47	0,50	1142,7	10,79	400	28,57	0,27	5,64
	VL9	14,79	-10,93	7,78	0,23	0,32	1497,2	97,0	400	37,4	2,4	1497,2
	VL10	14,58	-10,01	7,87	0,22	0,33	1431,2	103,9	400	35,8	2,6	1431,2
	VL11	14,85	-10,98	7,81	0,23	0,32	1503,6	97,29	400	37,59	2,43	2,82
	VL12	14,47	-11,37	8,76	0,26	0,29	588,69	92,52	400	14,72	2,31	3,11
	VL13	6,46	-2,14	-7,68	0,06	0,46.	521,61	200,21	400	13,04	5,01	0,28
	VL14	13,927	-0,579	5,82	0,1	0,45	614,64	132,34	400	15,37	3,31	0,47
	VL15	8,136	-4,67	5,14	0,17	0,30	730,22	86,96	400	18,26	2,17	0,97
	VL16	9,89	-4,239	5,02	0,12	0,43	753,47	291,38	400	18,84	7,28	0,34
N3+ N4 +N5	VL1	11,95	-9,6578	0,34	0,35	0,51	537,55	0,38	400	13,44	0,01	3,36
	VL2	8,728	-7,541	-3,37	0,14	0,73	723,02	18,58	400	18,08	0,46	2,93
	VL3	13,47	-11,18	0,22	0,36	0,51	635,72	14,93	400	15,89	0,37	3,49
	VL4	12,48	-11,25	-1,16	0,40	0,47	690,11	3,91	400	17,25	0,10	3,46
	VL5	14,79	-13,46	-2,96	0,43	0,44	1073,9	19,88	400	26,85	0,50	5,40
	VL6	13,40	-10,13	-0,67	0,37	0,5	661,69	1,23	400	16,54	0,03	3,60
	VL7	6,668	-5,697	-0,72	0,4	0,47	393,21	2,75	400	9,83	0,07	2,01
	VL8	14,15	-13,09	-2,133	0,41	0,45	932,91	10,89	400	23,32	0,27	5,20
	VL9	9,95	-4,53	-11,51	0,2	0,24	401,24	108,71	400	10,03	2,72	2,67
	VL10	13,392	-9,89	18,33	0,19	0,23	238,96	217,49	400	5,97	5,44	3,67

	VL11	12,925	-13,23	10,83	0.20	0.25	1533,3	123,10	400	38,33	3,08	2,21
	VL12	7,98	-4,19	10,90	0.20	0.24	1637,8	116,61	400	40,95	2,92	2,43
	VL13	8,53	-5,84	6,56	0.17	0.28	764,46	90,48	400	19,11	2,26	0,89
	VL14	10,12	-5,922	8,767	0.12	0.32	838,55	147,36	400	20,96	3,68	0,80
	VL15	12,678	-4,924	8,00	0.12	0.33	733,63	140,22	400	18,34	3,51	0,59
	VL16	9,79	-2,131	7,143	0.08	0.37	568,05	144,42	400	14,20	3,61	0,41
<b>N6 +N 7+ N8</b>	VL1	9,69	-4,43	1,07	0.24	0.53	247,73	4,65	400	6,19	0,12	1,58
	VL2	14,35	-10,32	-0,71	0.32	0.45	496,30	1,17	400	12,41	0,03	2,74
	VL3	8,193	-5,798	-0,35	0.32	0.45	276,53	0,50	400	6,91	0,01	1,92
	VL4	9,54	-6,99	-0,55	0.33	0.44	339,71	1,07	400	8,49	0,03	1,92
	VL5	13,26	-10,43	-1,201	0.339	0.431	523,50	3,51	400	13,09	0,09	3,43
	VL6	14,83	-12,44	-1,82	0.34	0.42	642,09	7,01	400	16,05	0,18	3,33
	VL7	16,38	-10,92	-0,29	0.16	0.46	504,69	0,17	400	12,62	0,00	2,92
	VL8	11,54	-8,711	0,82	0.33	0.44	428,98	1,92	400	10,72	0,05	2,87
	VL9	14,57	-13,82	11,23	0.17	0.17	1127,4	113,32	400	28,19	2,83	1,34
	VL10	11,767	-11,40	9,04	0.17	0.17	920,02	89,97	400	23,00	2,25	1,10
	VL11	10,662	-9,915	8,24	0.16	0.18	817,05	84,17	400	20,43	2,10	0,96
	VL12	11,98	-10,50	9,34	0.16	0.18	892,93	98,83	400	22,32	2,47	1,01
	VL13	15,05	-11,60	11,92	0.15	0.19	1058,2	135,91	400	26,46	3,40	1,01
	VL14	9,666	-7,536	7,64	0.15	0.19	683,03	86,58	400	17,08	2,16	-0,71
	VL15	14,66	-11,14	11,63	0.15	0.19	1024,6	133,58	400	25,62	3,34	0,95
	VL16	7,834	-3,892	6,46	0.11	0.23	465,72	90,60	400	11,64	2,26	0,50

### 5.3.16 :Choix d'armature des trumeaux.

**Tableau 5.40:** Choix d'armature des trumeaux.

	Voile	A tot cm <sup>2</sup>	A min cm <sup>2</sup>	Zone trumeaux		Zone courante
				Z(trumeaux,poteaux)	Z.Extrémité	
<b>RDC</b>	VL1	34,690	1,692	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL2	31,69	1,0512	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL3	37,09	1,968	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL4	30,628	1,0284	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL5	38,463	1,6641	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL6	8,558	1,602	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL7	36,03	0,8895	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL8	40,86	1,6689	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL9	49,40	0,78	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL10	30,93	0,09	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL11	28,69	0,0288	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL12	25,456	0,51	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL13	15,06	0,141	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL14	48,73	1,029	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL15	12,335	0,429	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL16	45.34	1,023	2(3T10)	-	2(2T10)
<b>N1+ N2</b>	VL1	34,69	1,692	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL2	20,91	0,9579	2(3T10)	-	2(2T10)
	VL3	25,9815	1,377	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL4	13.54	0,81	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL5	33.27	1,41	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL6	10.51	0,39	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL7	11.4	0,75	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL8	34.48	1,41	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL9	42.5	0,69	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL10	40.9	0,66	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL11	42.85	0,69	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL12	20.45	0,78	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL13	17.26	0,18	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL14	19.14	0,3	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL15	21.40	0,51	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL16	26.46	0,36	2(2T10)	-	2(2T10)
<b>N3+ N4 +N5</b>	VL1	10.09	1,05	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL2	15.61	0,42	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL3	19.75	1,08	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL4	20.81	1,2	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL5	32.75	1,29	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL6	20.17	1,11	2(2T10)	-	2(2T10)

	VL7	11.93	1,2	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL8	15.42	1,23	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL9	15.92	0,6	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL10	43.62	0,57	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL11	46.29	0,6	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL12	22.27	0,6	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL13	25.47	0,51	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL14	25.45	0,36	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL15	22.44	0,36	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL16	18.22	0,24	2(2T10)	-	2(2T10)
<b>N5+N6 N7+N8</b>	VL1	7.89	0,72	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL2	15.17	0,96	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL3	8.84	0,96	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL4	10.44	0,99	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL5	16.61	1,017	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL6	19.56	1,02	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL7	15.54	0,48	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL8	13.64	0,99	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL9	26.69	0,51	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL10	21.85	0,51	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL11	19.28	0,48	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL12	25.80	0,48	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL13	30.87	0,45	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL14	18.53	0,45	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL15	29.90	0,45	2(2T10)	-	2(2T10)
	VL16	14.43	0,33	2(2T10)	-	2(2T10)

1. Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles :

**Tableau 5.41** : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.

	Voile	Section	As min	choix	As <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	VL1	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL2	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL3	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL4	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL5	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL6	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL7	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL8	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL9	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL10	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL11	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL12	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL13	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL14	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL15	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
	VL16	50x50	22.50	4T20+8T16	28,66
N1 + N2	VL1	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL2	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL3	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL4	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL5	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL6	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL7	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL8	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL9	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL10	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL11	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL12	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL13	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL14	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL15	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
	VL16	40x40	14.40	4T16+8T14	20,37
N3+ N4 +N5	VL1	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL2	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL3	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL4	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL5	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL6	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL7	35x35	11,02	8T14	12,32

	VL8	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL9	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL10	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL11	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL12	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL13	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL14	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL15	35x35	11,02	8T14	12,32
	VL16	35x35	11,02	8T14	12,32
N6 +N 7 +N 8	VL1	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL2	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL3	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL4	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL5	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL6	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL7	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL8	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL9	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL10	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL11	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL12	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL13	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL14	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL15	30x30	8,1	8T12	9,05
	VL16	30x30	8,1	8T12	9,05

### 5.3.17 :Vérification de La contrainte de cisaillement :

**Tableau 5.42.** Vérification de la contrainte de cisaillement.

	Voile	L	V	a	h	d	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Ob
		(m)	(kN)	(m)	(m)	(m)	MPa	MPa	
<b>RDC</b>	VL1	1,17	235,57	0.15	4	3.6	2,09	5	CV
	VL2	1,17	307,25	0.15	4	3.6	2,72	5	CV
	VL3	1,17	266,26	0.15	4	3.6	2,36	5	CV
	VL4	1,17	283,57	0.15	4	3.6	2,51	5	CV
	VL5	1,17	268,51	0.15	4	3.6	2,38	5	CV
	VL6	1,17	101,86	0.15	4	3.6	0,90	5	CV
	VL7	1,17	339,15	0.15	4	3.6	3,01	5	CV
	VL8	1,17	298,9	0.15	4	3.6	2,65	5	CV
	VL9	0,75	165,17	0.15	4	3.6	2,28	5	CV
	VL10	0,75	120	0.15	4	3.6	1,66	5	CV
	VL11	0,75	116,72	0.15	4	3.6	1,61	5	CV
	VL12	0,75	115,36	0.15	4	3.6	1,60	5	CV
	VL13	0,75	65,03	0.15	4	3.6	0,90	5	CV
	VL14	0,75	156,16	0.15	4	3.6	2,16	5	CV
	VL15	0,75	67,35	0.15	4	3.6	0,93	5	CV
	VL16	0,75	140,01	0.15	4	3.6	1,94	5	CV
	VL1	0,97	221,8	0.15	3.06	2,754	2,37	5	CV
	VL2	0,97	242,97	0.15	3.06	2,754	2,60	5	CV
	VL3	0,97	240,18	0.15	3.06	2,754	2,57	5	CV
	VL4	0,97	104,41	0.15	3.06	2,754	1,12	5	CV
	VL5	0,97	281,74	0.15	3.06	2,754	3,01	5	CV
	VL6	0,97	111,81	0.15	3.06	2,754	1,20	5	CV
	VL7	0,97	88,22	0.15	3.06	2,754	0,94	5	CV
	VL8	0,97	299,81	0.15	3.06	2,754	3,21	5	CV
	VL9	0,55	159,28	0.15	3.06	2,754	3,00	5	CV
	VL10	0,55	159,51	0.15	3.06	2,754	3,01	5	CV
	VL11	0,55	172,41	0.15	3.06	2,754	3,25	5	CV
	VL12	0,55	165,36	0.15	3.06	2,754	3,12	5	CV
	VL13	0,55	52,89	0.15	3.06	2,754	1,00	5	CV
	VL14	0,55	82,09	0.15	3.06	2,754	1,55	5	CV
	VL15	0,55	81,92	0.15	3.06	2,754	1,54	5	CV
	VL16	0,55	79,82	0.15	3.06	2,754	1,51	5	CV
	VL1	0,87	204,86	0.15	3.06	2,754	2,44	5	CV
	VL2	0,87	152,06	0.15	3.06	2,754	1,81	5	CV
	VL3	0,87	242,99	0.15	3.06	2,754	2,90	5	CV
	VL4	0,87	209,62	0.15	3.06	2,754	2,50	5	CV
	VL5	0,87	270,98	0.15	3.06	2,754	3,23	5	CV
	VL6	0,87	217,13	0.15	3.06	2,754	2,59	5	CV
	VL7	0,87	113,53	0.15	3.06	2,754	1,35	5	CV
	VL8	0,87	280,82	0.15	3.06	2,754	3,35	5	CV

<b>N3+ N4 +N5</b>	VL9	0,45	232,08	0.15	3.06	2,754	4.5	5	CV
	VL10	0,45	134,86	0.15	3.06	2,754	3,11	5	CV
	VL11	0,45	223,48	0.15	3.06	2,754	4.1	5	CV
	VL12	0,45	129,92	0.15	3.06	2,754	2,99	5	CV
	VL13	0,45	137	0.15	3.06	2,754	3,16	5	CV
	VL14	0,45	62,99	0.15	3.06	2,754	1,45	5	CV
	VL15	0,45	74,07	0.15	3.06	2,754	1,71	5	CV
	VL16	0,45	59,44	0.15	3.06	2,754	1,37	5	CV
<b>N5+N6 N7+N8</b>	VL1	0,77	130,88	0.15	3.06	2,754	1,76	5	CV
	VL2	0,77	169,86	0.15	3.06	2,754	2,29	5	CV
	VL3	0,77	120,08	0.15	3.06	2,754	1,62	5	CV
	VL4	0,77	117,66	0.15	3.06	2,754	1,58	5	CV
	VL5	0,77	202,55	0.15	3.06	2,754	2,73	5	CV
	VL6	0,77	189,49	0.15	3.06	2,754	2,55	5	CV
	VL7	0,77	189,73	0.15	3.06	2,754	2,56	5	CV
	VL8	0,77	173,39	0.15	3.06	2,754	2,34	5	CV
	VL9	0,34	71,41	0.15	3.06	2,754	2,18	5	CV
	VL10	0,34	58,17	0.15	3.06	2,754	1,77	5	CV
	VL11	0,34	51,79	0.15	3.06	2,754	1,58	5	CV
	VL12	0,34	56,07	0.15	3.06	2,754	1,71	5	CV
	VL13	0,34	60,34	0.15	3.06	2,754	1,84	5	CV
	VL14	0,34	42,27	0.15	3.06	2,754	1,29	5	CV
	VL15	0,34	56,99	0.15	3.06	2,754	1,74	5	CV
	VL16	0,34	39,04	0.15	3.06	2,754	1,19	5	CV

### 5.3.18 : Détermination des armatures horizontales :

**Tableau 5 .43 : Détermination des armatures horizontales**

	Voile	V (kN)	a (m)	$\sigma_{bc}$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	Ah (cm <sup>2</sup> )	choisie	Sh (cm)
<b>RDC</b>	VL1	235,57	0.15	2,09	0,625	5	2(4T10)	25
	VL2	307,25	0.15	2,72	0,625	5	2(4T10)	25
	VL3	266,26	0.15	2,36	0,625	5	2(4T10)	25
	VL4	283,57	0.15	2,51	0,625	5	2(4T10)	25
	VL5	268,51	0.15	2,38	0,625	5	2(4T10)	25
	VL6	101,86	0.15	0,90	0,625	5	2(4T10)	25
	VL7	339,15	0.15	3,01	0,625	5	2(4T10)	25
	VL8	298,9	0.15	2,65	0,625	5	2(4T10)	25
	VL9	165,17	0.15	2,28	0,625	5	2(4T10)	25
	VL10	120	0.15	1,66	0,625	5	2(4T10)	25
	VL11	116,72	0.15	1,61	0,625	5	2(4T10)	25
	VL12	115,36	0.15	1,60	0,625	5	2(4T10)	25
	VL13	65,03	0.15	0,90	0,625	5	2(4T10)	25
	VL14	156,16	0.15	2,16	0,625	5	2(4T10)	25
	VL15	67,35	0.15	0,93	0,625	5	2(4T10)	25
	VL16	140,01	0.15	1,94	0,625	5	2(4T10)	25
<b>N1</b>	VL1	221,8	0.15	2,37	0,625	5	2(4T10)	25
	VL2	242,97	0.15	2,60	0,625	5	2(4T10)	25
	VL3	240,18	0.15	2,57	0,625	5	2(4T10)	25
	VL4	104,41	0.15	1,12	0,625	5	2(4T10)	25
	VL5	281,74	0.15	3,01	0,625	5	2(4T10)	25
	VL6	111,81	0.15	1,20	0,625	5	2(4T10)	25
	VL7	88,22	0.15	0,94	0,625	5	2(4T10)	25
	VL8	299,81	0.15	3,21	0,625	5	2(4T10)	25
	VL9	159,28	0.15	3,00	0,625	5	2(4T10)	25
	VL10	159,51	0.15	3,01	0,625	5	2(4T10)	25
	VL11	172,41	0.15	3,25	0,625	5	2(4T10)	25
	VL12	165,36	0.15	3,12	0,625	5	2(4T10)	25
	VL13	52,89	0.15	1,00	0,625	5	2(4T10)	25
	VL14	82,09	0.15	1,55	0,625	5	2(4T10)	25
	VL15	81,92	0.15	1,54	0,625	5	2(4T10)	25
	VL16	79,82	0.15	1,51	0,625	5	2(4T10)	25
<b>N2+N3</b>	VL1	204,86	0.15	2,44	0,625	5	2(4T10)	25
	VL2	152,06	0.15	1,81	0,625	5	2(4T10)	25
	VL3	242,99	0.15	2,90	0,625	5	2(4T10)	25
	VL4	209,62	0.15	2,50	0,625	5	2(4T10)	25
	VL5	270,98	0.15	3,23	0,625	5	2(4T10)	25
	VL6	217,13	0.15	2,59	0,625	5	2(4T10)	25
	VL7	113,53	0.15	1,35	0,625	5	2(4T10)	25
	VL8	280,82	0.15	3,35	0,625	5	2(4T10)	25
	VL9	232,08	0.15	4.5	0,625	5	2(4T10)	25

	VL10	134,86	0.15	3,11	0,625	5	2(4T10)	25
	VL11	223,48	0.15	4.1	0,625	5	2(4T10)	25
	VL12	129,92	0.15	2,99	0,625	5	2(4T10)	25
	VL13	137	0.15	3,16	0,625	5	2(4T10)	25
	VL14	62,99	0.15	1,45	0,625	5	2(4T10)	25
	VL15	74,07	0.15	1,71	0,625	5	2(4T10)	25
	VL16	59,44	0.15	1,37	0,625	5	2(4T10)	25
	VL1	130,88	0.15	1,76	0,625	5	2(4T10)	25
	VL2	169,86	0.15	2,29	0,625	5	2(4T10)	25
	VL3	120,08	0.15	1,62	0,625	5	2(4T10)	25
	VL4	117,66	0.15	1,58	0,625	5	2(4T10)	25
	VL5	202,55	0.15	2,73	0,625	5	2(4T10)	25
	VL6	189,49	0.15	2,55	0,625	5	2(4T10)	25
	VL7	189,73	0.15	2,56	0,625	5	2(4T10)	25
	VL8	173,39	0.15	2,34	0,625	5	2(4T10)	25
	VL9	71,41	0.15	2,18	0,625	5	2(4T10)	25
	VL10	58,17	0.15	1,77	0,625	5	2(4T10)	25
	VL11	51,79	0.15	1,58	0,625	5	2(4T10)	25
	VL12	56,07	0.15	1,71	0,625	5	2(4T10)	25
	VL13	60,34	0.15	1,84	0,625	5	2(4T10)	25
	VL14	42,27	0.15	1,29	0,625	5	2(4T10)	25
	VL15	56,99	0.15	1,74	0,625	5	2(4T10)	25
	VL16	39,04	0.15	1,19	0,625	5	2(4T10)	25

---

## 5.4 : Calcul des linteaux :

### 5.4.1 : Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement ( $\lambda_g$ ) encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

### 5.4.2 : Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux  $\tau$  seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

**V** : effort tranchant ; **M** : moment fléchissant

### 5.4.3 : Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003[1]**.

#### ➤ Contraintes admissibles de cisaillement :

**a. Premier cas** :  $\tau b \leq \overline{\tau_b} = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- ✓ Des aciers transversaux ( $A_t$ )
- ✓ Des aciers en partie courante ( $A_c$ )

#### 1. Armatures longitudinales : $A_l$

D'après le **RPA99/version 2003[1]**, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par

La formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Tel que :

**M** : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1.4 V_{u\text{cal}}$ )

$Z = h - 2d$

**h** : hauteur total du linteau

**d** : la distance de l'enrobage

---

## 1. Armatures transversales : $A_t$

Linéaux longs ( $\lambda g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

$S_t$  : espacement des cours d'armatures transversales

$A_t$  : section d'une cour d'armatures transversales

$$\bar{V} = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

$L$  : porté du linéau Linéaux courts ( $\lambda g = \frac{l}{h} > 1$ )

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot L / (t + A_t \cdot f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l \cdot f_e \cdot Z$$

**b. Deuxième cas :**  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{(2 f_e \cdot \sin \alpha)} ; \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h-2d)}{L}$$

$T = T_{\text{calcul}}$  sans majoration.

➤ **Ferrailage minimal [1] :**

**a. Armatures longitudinales :**

$$(A_1, A_1') \geq 0.0015 \cdot b \cdot h.$$

**b. Armatures transversales [1]:**

Pour  $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

$$A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s \text{ Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s$$

**c. Armatures de peau [1] :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

**: Exemple de calcul :**

➤ **Caractéristiques géométriques de linteau :**

$$e = 0.15 \text{ m} , \quad h = 1.80\text{m} , \quad d = 0.9h = 1.62 \text{ m} , \quad L = 1.00\text{m}$$

➤ **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel **ETABS** on a :  $M = 424.23 \text{ kN.m}$  ;  $V = 636.52 \text{ kN}$

➤ **Majoration des sollicitations** : Effort tranchant :

$$V = 1.4 \bar{V}$$

$$V = 1.4 \times 636.52 = 891.13 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{V}{e.d}$$

ona :

$$\tau_b = \frac{891.13 \times 1000}{150 \times 1620} = 3.66 \text{ mpa}$$

$$3.66 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$3.66 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement D'après **R.P.A 99 [1]** :

$\tau_b = 3.66 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$  : donc on a dans le deuxième cas , On dispose les ferrillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement. Soit :

$$A_D = \frac{V}{2 . f_e . \sin \alpha}$$

$$\text{Avac : } \text{Tg } \alpha = \frac{h - 2.d}{L}$$

**d** : Distance d'enrobage = 3 cm.

**L** : longueur du linteau = 1.00 m.

$$\text{Tg } \alpha = \frac{180 - 2 \times 3}{140} = 51.18$$

$$A_D = \frac{636.52 \times 1000}{2 \times 400 \times \sin 51.18} = 10.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Section minimale:**

D'après R.P.A 99 On a :

$$A_D = 0,15 \% \times b \times h = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 10.20 \text{ cm}^2 > A_{D \text{ min}} = 4.05 \text{ cm}^2$$

On prend :  $8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

Cadre  $\emptyset 6$  ( $e=10\text{cm}$ ).

$(A_L; A'_L) > 0.15 \% .b.h = 4.05\text{cm}^2$

➤ **Armatures longitudinales :**

On prend :  $A_L = A'_L = 2T14 = 3.06 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$\tau_b = 3.66 \text{ MPa} > 0.0025 f_{c25} = 0.0025 \times 25 = 0.0625 \text{ MPa}$

Donc :  $A_t \geq 0.25\% \times b \times S$

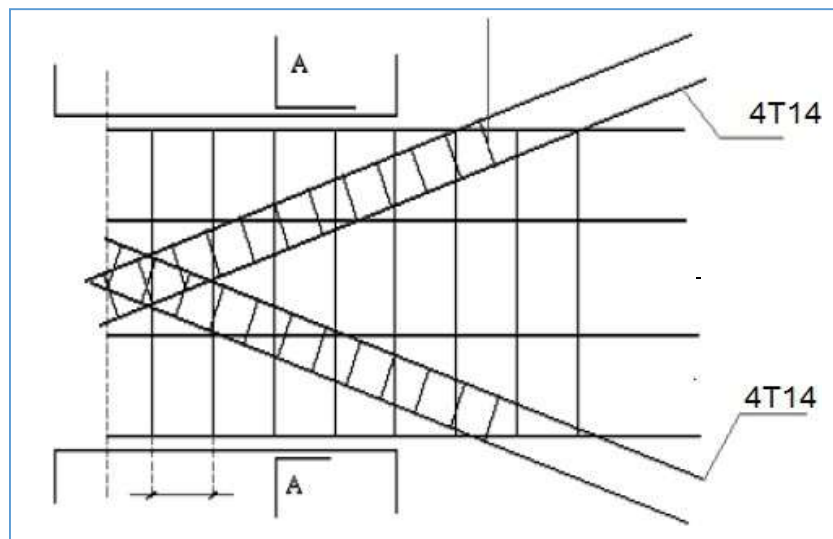
Avec:  $S \leq h/4 = 45 \text{ cm} \rightarrow S = 25 \text{ cm}$

$A = 0.25\% \times 15 \times 25 = 0.93 \text{ cm}^2$

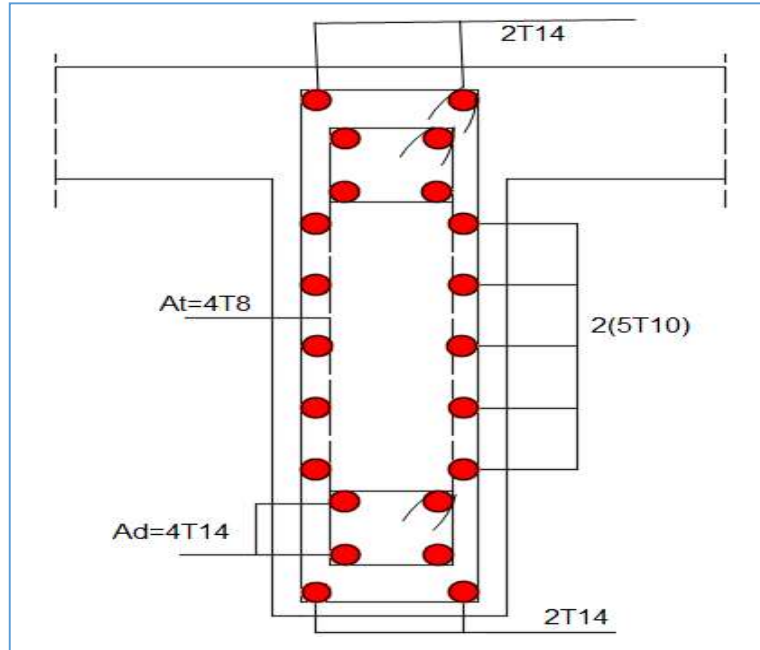
On prend :  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de Peau (Section Courante) :**

➤  $A_c \geq 0.2\% \times b \times h = 5.4 \text{ cm}^2$  On prend :  $2(5T10) = 7.90 \text{ cm}^2$



**Figure 5.18 :** Schéma de ferrailage du linteau coup A-A .



**Figure 5.19** : Schéma de ferrailage du linteau

# **Chapitre 06**

## **Etude de fondation**

## 6.1. Introduction

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol les charges de la superstructure.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.

## 6.2. Type des fondations :

### a) Fondations superficielles :

-En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

-Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :  $\frac{D}{B} < 4$

-Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

Les semelles continues sous murs.

Les semelles continues sous poteaux.

Les semelles isolées.

Les radiers.

### b) Fondations profondes :

IL arrive des fois que le sol en surface soit formé des couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante (substratum).

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux pour lesquels le rapport :  $\frac{D}{B} > 10$ .

Les principaux types de fondations profondes sont :

Les pieux.

Les puits.

### 6.3 .Semelle isolée:

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions

des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):  $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A= B  $\Rightarrow S = A^2$

Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant:

**Tableau (IX.1) : Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau**

Semelles	Nser(KN)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )	Semelles	Nser (KN)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )
1	601,52	3,0076	11	1052,92	5,2646
2	575,16	2,8758	12	807,62	4,0381
3	935,94	4,6797	13	943,14	4,7157
4	1144,54	5,7227	14	1149,91	5,74955
5	755,49	3,77745	15	755,59	3,77795
6	746,27	3,73135	16	746,29	3,73145
7	1051,33	5,25665	17	1051,42	5,2571
8	919,63	4,59815	18	916,87	4,58435
9	812,5	4,0625	19	595,9	2,9795
10	1054,17	5,27085	20	569,34	2,8467

Les surfaces des semelles revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

**Tableau (IX.2) : Les surfaces des semelles revenantes à chaque voile**

Semelles	Nser (t)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )	Semelles	Nesr (t)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )
1	650,94	3,2547	20	535,88	2,6794
2	560,61	2,80305	21	529,71	2,64855
3	555,1	2,7755	22	617,26	3,0863
4	649,67	3,24835	23	57,98	0,2899
5	596,25	2,98125	24	67,76	0,3388
6	654,6	3,273	25	67,08	0,3354
7	650,64	3,2532	26	57,9	0,2895
8	601,19	3,00595	27	57,4	0,287
9	504,71	2,52355	28	75,23	0,37615
10	1049,68	5,2484	29	72,32	0,3616
11	1057,05	5,28525	30	59,89	0,29945
12	1047,39	5,23695	31	54,85	0,27425
13	1043,08	5,2154	32	65,03	0,32515
14	506,02	2,5301	33	64,29	0,32145
15	456,72	2,2836	34	54,72	0,2736
16	631,55	3,15775	35	52,46	0,2623
17	627,23	3,13615	36	73,46	0,3673
18	462,41	2,31205	37	70,38	0,3519
19	619,12	3,0956	38	55,16	0,2758

**Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

Il faut vérifier que :  $1.5 \times B \leq L_{\min}$

Tel que :  $L_{\min}$  (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

✓ **Sens X-X**

$L_{\min} = 2.50\text{m}$  ,  $A = 5.72\text{ m}$

Alors :  $1,5 \times 5.72\text{ m} = 8.58\text{m} > L_{\min} = 2.50\text{ m} \dots \dots \dots$  **CNV**

✓ **Sens y-y**

$L_{\min} = 3.95\text{ m}$  et,  $A = 5.72\text{ m}$

Alors :  $1,5 \times 5.72 = 8.52\text{m} > L_{\min} = 3.95\text{ m} \dots \dots \dots$  **CNV**

**Conclusion**

On observe qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

▪ **Semelles filantes :**

En premier lieu, nous prendrons des semelles filantes adjacentes et en calcule la surface de chacune d'elles et voir si on pourra éviter le chevauchement des surfaces, la largeur « B » est donnée par la formule :

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N : effort normal prévenant de l'axe ou la file considéré (Npoteaux+Nvoiles).

S : section de la semelle (S=B.L).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée

**Tableau 6.1.** Sections des semelles filantes sens x-x .

<b>A x e</b>	<b>N (kN)</b>	<b>L (m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>Bchoisie (m)</b>
<b>2</b>	8320,72	31.7	1,3124164	1.35
<b>3</b>	8935,14	31.7	1,40932808	1.41
<b>4</b>	7992,59	31.7	1,26066088	1.25
<b>5</b>	1870,78	6.8	1,37557353	1.4

**Tableau 6.2.** Sections des semelles filantes sens y-y .

Axe	N (kN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
A	1667,54	10	0,83377	0.85
B	3368,71	17. 90	0,94098045	1
C	4025,25	17. 90	1,12437151	1.15
D	4548,92	17. 90	1,27064804	1.3
E	2565,25	10	1,282625	1.3
F	2545,48	10	1,27274	1.3
G	4294,64	17.90	1,19955028	1.2
H	3964,39	17. 90	1,10737151	1.12
I	3352,42	17. 90	0,93643017	0.95
J	1569,62	10	0.78	0.80

**Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

Il faut vérifier la relation suivante :  $2.5 \times B \leq L_{\min}$

Avec :  $L_{\min}$  représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

✓ Sens X-X : ( $L_{\min} = 2.50\text{m}$ ) :

$2,5 \times B = 2,5 \times 1.41 = 3.53 \text{ m} > L_{\min} = 2.50 \text{ m} \dots\dots\dots \text{CNV}$

✓ Sens-Y-Y :

( $L_{\min} = 3.95 \text{ m}$ ),  $2,5 \times B = 2,5 \times 1.41 = 3.53\text{m} > L_{\min} = 3.95\text{m} \dots\dots\dots \text{CV}$

**Conclusion :**

La solution des semelles filantes à écarter car la condition de la stabilité au renversement préconisée par le RPA (article 10.1.5) n'est pas vérifiée et la distance entre les deux semelles est petite, donc on optera pour un radier.

- radier :

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

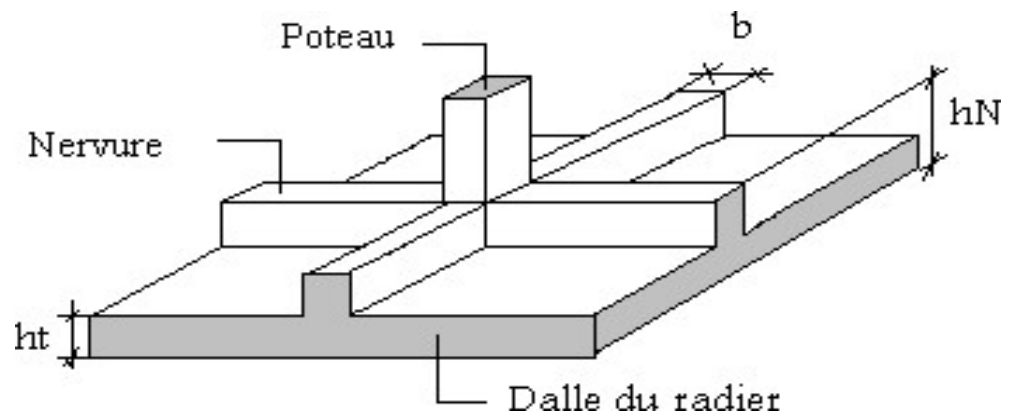


Figure :6.1. schéma de radier

## 1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 32484.5 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

La surface du bâtiment  $S_b = 415.39 \text{ m}^2$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_b} = 78.20 \text{ KPa} \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KPa}$$

**Donc on a :**

$$S_{\text{nec}} < S_{R+8} \Rightarrow \frac{32484.5}{200} = 162.42 > 415.39 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment  $415.39 \text{ m}^2$  donc on opte pour un débord  $0,5\text{m}$  de chaque côté.

2. Pré dimensionnement du radier :

### 1-Détermination de la hauteur :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 4.80\text{m}$$

Donc  $h_r \geq 25 \text{ cm}$  prend

$h_{r1} = 30\text{cm}$

**1. Nervures :**

✓ Largeur de la nervure

**Condition de coffrage :**  $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$  ; Donc :  $b = 50$  cm dans les deux sens (x-x et y-y)

✓ La hauteur de nervure

**Condition de la flèche**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

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

On a :

$L_{\max} = 4.80$  m  $\Rightarrow 32$ cm  $< h_{n1} < 48$ cm; On prend  $h_{n1} = 40$  cm

✓ **Condition de rigidité :**

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi L_e}{2} ; L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec

$L_e$  : longueur élastique (m);

$K$  : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm<sup>3</sup> (cas d'un sol moyen);

- $K=0,5$ [kg/cm<sup>3</sup>] ..... pour un très mauvais sol.
- $K=4$  [kg/cm<sup>3</sup>] ..... pour un sol de densité moyenne.
- $K=12$ [kg/cm<sup>3</sup>] ..... pour un très bon sol.

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 10818.86$ MPa

$b$  : largeur de radier par bande d'un mètre ( $b=1$ m).

$$I: \text{Inertie de la section transversale du radier : } I = \frac{bh^3}{12}.$$

$L$  : distance maximale entre deux poteaux : 4,80 m

$$\text{Donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\left(\frac{3k}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4\right)} \Rightarrow h_{N2} \geq 69.72$$

On prend :  $h_{N2} = 70$  cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \text{Max}(0,40 ; 0,70)$$

On prend :  **$h=0,70$  m**

### Conclusion

$$h_n = 70 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 50 \text{ cm dans le sens y-y}$$

### Résumé

Epaisseur de la dalle du radier  $h = 30$  cm

Les dimensions de la nervure

$$b = 50 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 50 \text{ cm dans le sens y-y}$$

## 6.4 Vérifications nécessaires :

### a. Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (\text{Article A.5.2.4.2}) \quad \text{C.B.A.}$$

Avec :

- ✓  $N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u = 1295.65$  kN)
- ✓  $U_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.
- ✓  $a, b$  : Dimensions du poteau du RDC ( $50 \times 50$ ) cm<sup>2</sup>.
- ✓  $Q_c$  : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.
- ✓  $h$  : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

Donc :

$$U_c = 2 [(50 + 50) + 2 \times 30] = 320 \text{ cm ;}$$

$$Q_u = 0.045 \times 3200 \times 700 \times \frac{25}{1.5} 10^{-3} = 1680 \text{ kN} \dots \dots \text{C V}$$

**Conclusion :**

On doit augmenter à  $h_r = 70\text{cm}$ .

a) Condition de non cisaillement :

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b .$$

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

$b$  : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r \quad ; \quad b = 1\text{m}.$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée de la dalle = 5,20m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} ; d = 0,9 h_r . \\ V_u = \frac{q L_{\max}}{2} ; \\ q = \frac{N}{S_{radier}} . \end{array} \right.$$

Donc :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} .$$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9 h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} .$$

$$\tau_u = \frac{44568.39}{445.54} \times \frac{4.80}{2} \times \frac{1}{1 \times 0.9 \times 0.70} \leq \frac{0.07 \times 25}{1.5}$$

$$\tau = 0.0.38\text{mpa} \leq 1.16\text{mpa} \dots\dots\dots\text{cv}$$

• Combinaisons d'actions :

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

G1 : charges permanentes de la superstructure = 91287.13 KN.

Q1 : surcharge de la superstructure = 13824.16 KN

ELU:  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 143973.86$  KN.

ELS:  $N_S = N_G + N_Q = 105111.29$  KN.

- Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{44\,568.39}{1.33 \times 200} = 167.55 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32484.5}{200} = 162.42 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où} : S_{\text{radier}} \geq \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 167.55 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 415.39 > S_{\text{radier}} = 167.55 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) \rightarrow L_{\text{déb}} = 30\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$ .

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier} : S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 445.54 \text{ m}^2$$

- Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente :

G2 : charges permanentes de l'infrastructure  $G_{\text{dalle}} + G_{\text{ner}}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids de la dalle: } g_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b \\ \text{Poids des nervures: } g_2 = b \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times L \end{array} \right.$$

$$G_2 = [445.54 \times 0.40 \times 25] + [262.2 \times 0.35 \times 0.50 \times 25] = 6749.65 \text{ KN}$$

Surcharge du radier:

$$Q_{\text{radier}} = 2.5 \times 445.54 = 1113.85 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 1113.85 \text{ KN}$$

- Poid de longrine :

$$G = \rho_b \times b \times h \times l = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 262.2 = 589.95 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 262.2 = 393.3 \text{ KN}$$

- Poid de remble :

$$G = (445.54 - 262.2) \times 0.65 \times 18 = 2250.38 \text{ KN}$$

Poids total de la structure

$$\mathbf{G_{\text{tot}} = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} + G_l + G_{\text{rem}} = 75404.04 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 11167.2 \text{ KN}$$

Combinaison d'action :

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 118546.25 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 86571.24 \text{ KN.}$$

VI-5) Vérifications :

a) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment.}}$$

$$W = 75923.35 \text{ KN}$$

F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, F<sub>s</sub> = 1,5.

γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN /m<sup>3</sup>).

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 4 m).

S : surface du radier, (S = 445.54 m).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 4 \times 445.54 = 26732.4 \text{ KN}$$

Donc:  $W = 75923.35 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 26732.4 \text{ KN} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée .

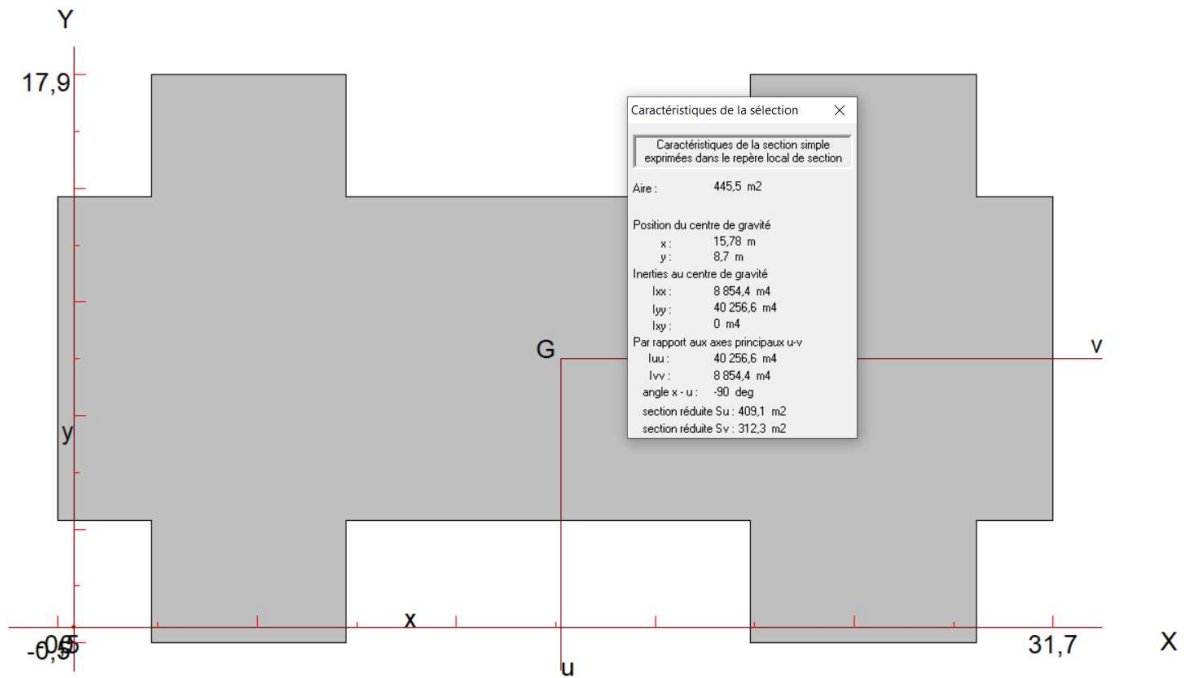
### 6.5. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$X_G = 15.78 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.7 \text{ m}$$

**Moments d'inertie :**



**Fligure :6.2** Moments d'inertie

$I_{xx} = 8854.4 \text{ m}^4$

$I_{yy} = 40256.6 \text{ m}^4$

**Calcul des contraintes :**

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par [RPA99 modifié en 2003 [1]] :

**A l'ELS:**

$$\sigma_{srv} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{86571.24}{445.54} = 194.30 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{sre} = 194.30 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$

**A l'ELU:**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1 ; \sigma_2$ )

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_{rev}}{I_{yy}} XG$$

$$\sigma_{12} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_{rev}}{I_{xx}} YG$$

On vérifie que :

$\sigma_1$ : Ne doit pas dépasser  $1,5\sigma_{sol}$

$\sigma_2$ : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } \sigma_{sol}$$

• **L'ELU :**

$$N_u = 118546.25 \text{ kN}$$

**M** est le moment de renversement.

$$M_{rex} = 16238,105 \text{ kN.m.};$$

$$M_{rvy} = 3409,139 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}$$

$$I_{xx} = 8854.4 \text{ m}^4$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

**Tableau 6.3.** Vérification des Contraintes à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(L/4)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	296	238.7	281.7
<b>Sens y-y</b>	268.38	266.91	271.32
<b>Vérification</b>	$\sigma_{1\max} < 2 \sigma_{sol}$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma(L/4) < 1.33\sigma_{sol}$ =333

**A l'ELS:**

$$N_{ser} = 86571.24 \text{ kN}; \quad S = 445.54 \text{ m}^2$$

**M** : est le moment de renversement.

$$M_x = 11932,112 \text{ kN.m} \quad ; \quad M_y = 2475,2759 \text{ kN.m} \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{yy} = 40256.6 \text{ m}^4$$

**Tableau 6.4.** Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(L/4)(\text{kN/m}^2)$
<b>Sens x-x</b>	216.73	174.21	206.1
<b>Sens y-y</b>	196	194.93	195.73
<b>Vérification</b>	$\sigma_{1\max} < 2 \sigma_{\text{sol}}$	$\sigma_{2\min} > 0$	$\sigma(L/4) < 1.33 \sigma_{\text{sol}}$ =266

Les contraintes sont ne pas vérifiées dans les deux sens ('xx'\_'yy') donc pas de risque de soulèvement

Danc augmente  $\sigma_{\text{sol}}$  dans le sens ('xx'\_'yy') a L'ELU

#### a. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \quad \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 281.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \quad \sigma_{\text{ser}} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 206.1 \text{ KN/m}^2$$

#### Ferraillage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le C.B.A 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et émergés en eau douce.

Si  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L^2_x \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

#### ✓ Panneaux de rive

- Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$ )
- Moment sur appuis : ( $M_{tx} = 0,3 \cdot M_x$  ;  $M_{ty} = 0,3 \cdot M_y$ )

✓ **Peneaux intermediares:**

- Moment en travée :  $(M_{tx} = 0,75 \cdot M_x ; M_{ty} = 0,75 \cdot M_y)$
- Moment sur appuis :  $(M_{ax} = 0,5 \cdot M_x ; M_{ay} = 0,5 \cdot M_y)$

Si  $0.4 < \frac{L_x}{L_y}$  La dalle travaille dans un seul sens

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql}{2}$$

**1. Valeur de la pression sous radier**

**ELU :**

$$q = \sigma_m^u \cdot 1m = 281.7 \text{ kN/m}$$

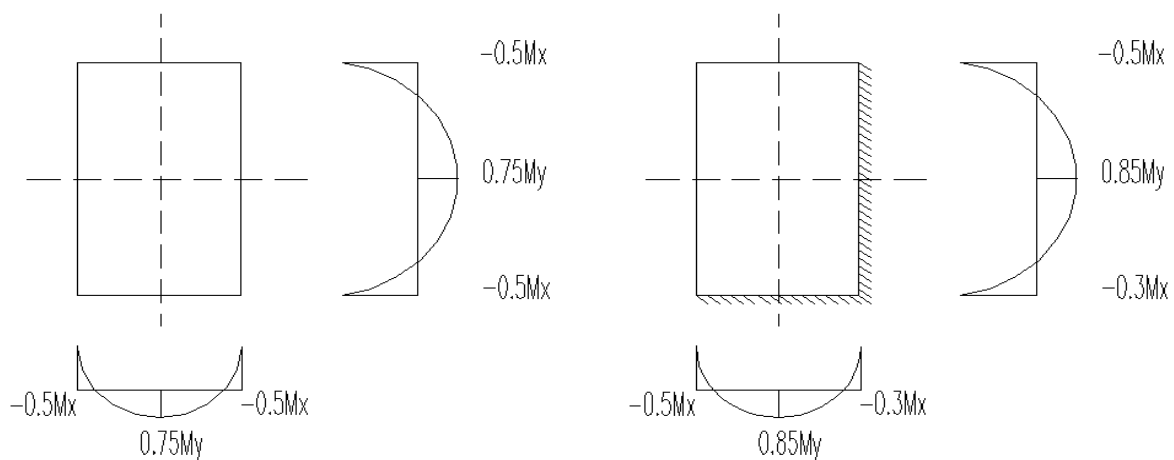
**ELS :**

$$q = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 206.1 \text{ kN/m}$$

**2. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité :**

le rapport des panneaux est  $0.4 < \frac{L_x}{L_y} \leq 1 = 0.4 < \frac{4.75}{4.80} = 0.98 \leq 1$  □ la dalle travaille dans les

deux sens. Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant ;



❖ l'ELU ( $v=0$ ) :

**Tableau 6.5.** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
4.75	4.80	0.98	0.0386	1	281.7	245.33	184	245.33	184	122.66

❖ l'ELS ( $\nu=0,2$ ) :

**Tableau 6.6.** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{ser}$ (kN/m)	$M_x$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)	$M_a$ (kN.m)
4.75	4.80	0.64	0.0441	1	206.1	205.1	153.82	205.1	153.1	102.55

### 3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe). Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :  
 $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=70\text{cm}$   
 $d=0,9h=63\text{ cm}$

**Tableau 6.7.** Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu_{bu}$	$\mu_{bu}$ < <b>0.186</b>	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
<b>Travée</b>	x-x	184	0.032	oui	61.9	8.53	6T16	12.07	15
	y-y	184	0.032	oui	61.9	8.53	6T16	12.07	15
<b>Appui</b>	x-x	122.66	0.021	oui	62.3	5.65	6T14	9.24	15
	y-y	122.66	0.021	oui	62.3	5.65	6T14	9.24	15

**Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(210\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x} : S_t = \frac{100}{6} = 16.66 < 33\text{cm} \quad ; \text{ On prend } S_t = 15\text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} : S_t = \frac{100}{6} = 16.66 < 33\text{cm} \quad ; \text{ On prend } S_t = 15\text{ cm}$$

## 6.6. Vérifications nécessaires :

### a.6.6.1 Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 8.45 \text{ cm}^2$$

### Vérification des contraintes à l'ELS :

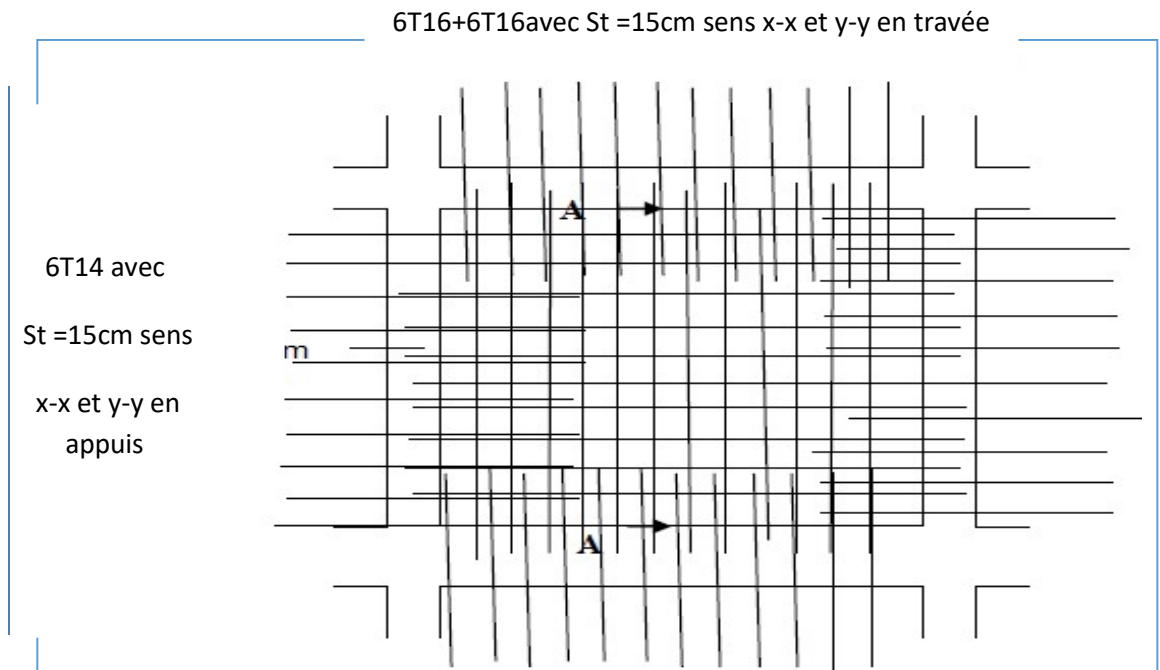
**Tableau 6.8.** Vérification des contraintes à E.L.S.

	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	Vérification
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	153.82	7.11	4.25	20	363	201.63	CNV
	y-y	153.82	7.11	2.7	20	389	201.63	CNV
Appui	x-x	102.55	4.72	3.45	20	361	201,63	CNV
	y-y	102.55	4.72	3.45	20	361	201.63	CNV

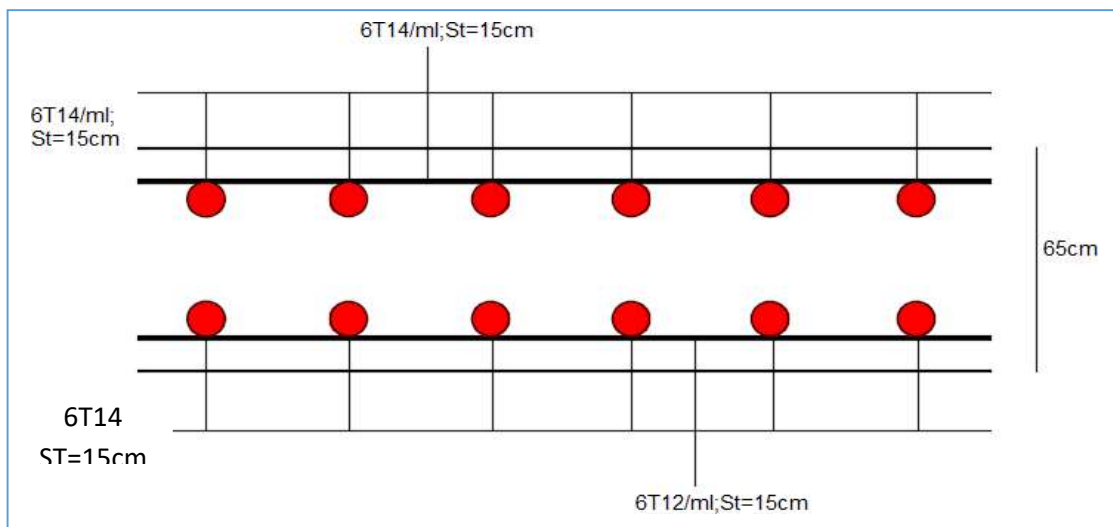
Remarque : la vérification de la contrainte à ELS n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter de la section de la ferraille entravée et appuis

**Tableau 6.9.** Vérification des contraintes à E.L.S.

	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	Vérification
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	153.82	11,1	3,12	20	194	201.63	Vérifié
	y-y	153.82	11,1	1,9	20	156,1	201.63	Vérifié
Appui	x-x	102.55	8,15	2,4	20	173,1	201,63	Vérifié
	y-y	102.55	8,15	2,4	20	173,1	201.63	Vérifié



**Figure 6.3:** Ferrailage de la dalle du radier pour une bande de 1m sens x-x et y-y



**Figure 6.4:** Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

## 4. Ferrailage des nervures

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**) [3].

On a :  $M_0 = \frac{qu \cdot l^2}{8}$ ,

En travée :  $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0,50M_0$

**b- Calcul des armatures:**

b=50 cm; h=70 cm; d=63 cm; Lx = 4.80 m ; Ly = 4.75 m ; P= 281.7kN/ml ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;

$f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$

**Tableau 6.10.** Ferrailage des nervures suivant x-x.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu_{bu}$	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	689.6	0.245	NO	53.98	36.70	8T25	39.29
Appui	x-x	405.65	0.144	oui	58.07	19.73	6T20+2T16	22.88

Remarque :  $\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow$  augmenter h=90cm

**Tableau 6.11.** Ferrailage des nervures suivant x-x.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu_{bu}$	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	689.6	0.148	oui	74.5	26.61	8T16+4T12	27.4
Appui	x-x	405.65	0.087	oui	77.3	15.08	6T16	16.09

**Tableau 6.12.** Ferrailage des nervures suivant y-y.

	Sens	$M_u(\text{kN.m})$	$\mu_{bu}$	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	y-y	675.30	0.145	oui	74.6	26	8T16+4T12	27.4

<b>Appui</b>	<b>y-y</b>	397.24	0.085	oui	77.3	14.75	6T16	16.09
--------------	------------	--------	-------	-----	------	-------	------	-------

### 6.7. Vérifications nécessaires :

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3.80 \text{ cm}^2 < 8.05 \text{ cm}^2$$

1. vérification des contraintes à l'ELS:

**Tableau. 6.13.** vérification des contraintes à l'ELS. 206.1

	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	Vérification
				(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	504.28	18.98	10.06	20	356.7	201.6	Non Vérifié
	y-y	296.64	9.89	7.98	20	391.9	201.6	Non Vérifié
Appui	x-x	494.08	18.57	10.5	20	356.9	201.6	Non Vérifié
	y-y	290.63	10.65	7.6	20	357.6	201.6	Non Vérifié

**Remarque :** les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées sur travée, donc en augmentant la section d'armature.

**Tableau. 6.14.** Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M <sub>s</sub> (kN.m)	Choix	A <sub>s</sub> adb(cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	Vérification
					(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
Travée	x-x	504.28	6T20+4T25	38.5	8.59	15	199,7	201,63	Vérifié
	y-y	296.64	8T16+2T20	22.38	6.11	15	199,6	201,63	Vérifié
Appui	x-x	494.08	6T20+4T25	38.5	8.42	15	195,7	201,63	Vérifié
	y-y	290.63	8T16+2T20	22.38	5.99	15	195,6	201,63	Vérifié

2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1[2]

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28} / \delta b; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

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

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

L<sub>max</sub> : la plus grande portée de la dalle = 4.80 m.

$$T\mu = \frac{p\mu.L}{2} = \frac{281.7 \times 4.80}{2} = 676.08KN$$

$$\tau\mu = \frac{676.08 \times 10^3}{500 \times 630} = 2.14 < \tau_u = 2,5MPa \dots \dots \dots cv$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h_2} \leq \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}$$

**3. Armatures transversales: [2]**

❖  $\frac{At}{b.d} \geq \frac{\tau\mu - 0.3ftj k}{0.8fe}$  ; ( $K = 1$  pas de reprise de bétonnage)

❖  $st \leq \min(0.9d; 40cm) = 40cm$

❖  $\frac{At.Fe}{bo} \geq \max\left(\frac{\tau\mu}{2}; 0.4mpa\right) = 0.4mpa$

❖  $\frac{At}{St} \geq 0.003bo$

❖  $st \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = 30cm \dots \dots \dots$  zone nodale

❖  $st \leq \frac{h}{2} = 35cm \dots \dots \dots$  zone courante

❖  $\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right) = 2cm$  et  $\phi t \geq \frac{1}{3}\phi max = 6.66mm$

$f_e=400MPa$  ;  $\tau_u=2.14MPa$  ;  $f_{t28}=2,1Mpa$  ;  $b=50cm$  ;  $d=63cm$

On trouve :

**Tableau 6.15.** Espacement des armatures transversales

	Section [cm <sup>2</sup> ]	Zone	St RPA99 [cm]	St BAEL91 [cm]	St choisit [cm]
Nervure Sens x-x	50x70	Courante	35	40	25
		Nodale	30		15
Nervure Sens y-y	50x70	Courante	35	40	25
		Nodale	30		15

**Tableau 6.16.** Choix des armatures transversales.

	Section	Zone	S <sub>t</sub>	Ø <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> calculée	A <sub>t</sub> choisit	Choix des barres
	[cm <sup>2</sup> ]		[cm]		[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	
<b>Nervure Sens x-x</b>	50x70	Courante	25	10	2.22	4.71	6T10
		Nodale	15		1.33	4.71	6T10
<b>Nervure Sens y-y</b>	50x70	Courante	25	10	2.22	4.71	6T10
		Nodale	15		1.33	4.71	6T10

#### 4. Justification des armatures transversales

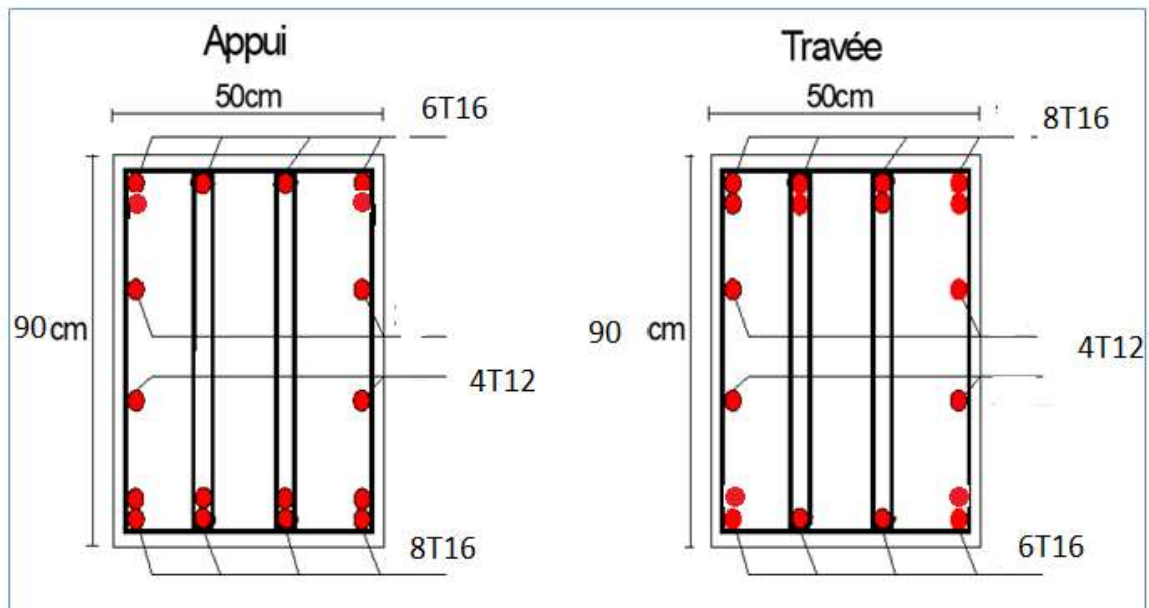
$$\diamond \frac{A_t F_e}{b_o} \geq \max\left(\frac{\tau \mu}{2}; 0.4 \text{ mpa}\right) = 0.4 \text{ mpa}$$

❖ Zone courante 1.5 MPa > 0,40 MPa ..... Vérifié.

❖ Zone nodale 2.51 MPa > 0,40 MPa..... Vérifié

#### 5. Armature de peau [2] :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau. On prend 4T12=4.52cm<sup>2</sup>



**Figure 6.9 :** Ferrailage des poutres de libages dans les deux sens

## 6. 2.Voile périphérique :

### 6.2.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

#### 6.2.2. Etude du voile périphérique:

##### 6.2.2.A Pré dimensionnement:

D'après l'article 10.1.2 de RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur  $\geq 15$  cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de :  $e = 20$  cm.

La hauteur de voile périphérique c'est l'hauteur de rdc = 1m.

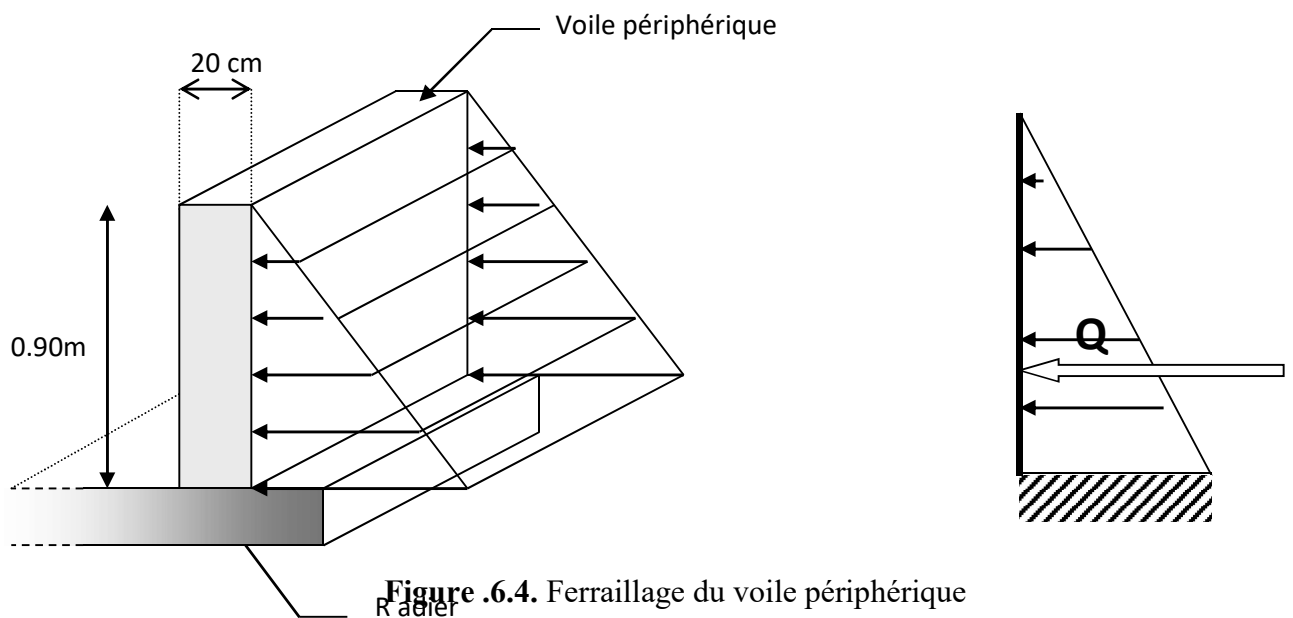


Figure 6.4. Ferrailage du voile périphérique

### 5. Armatures verticales:

$$A_t = 0.1 \frac{e \cdot h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 90}{100} = 1.80 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_v = 5T10/\text{ml}$

L'espacement:  $e = 25 \text{ cm}$

$$A_t = 0.1 \frac{e \cdot h}{100} = 0.1 \times \frac{20 \times 90}{100} = 1.80 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_v = 5T10/\text{ml}$

L'espacement:  $e = 25 \text{ cm}$

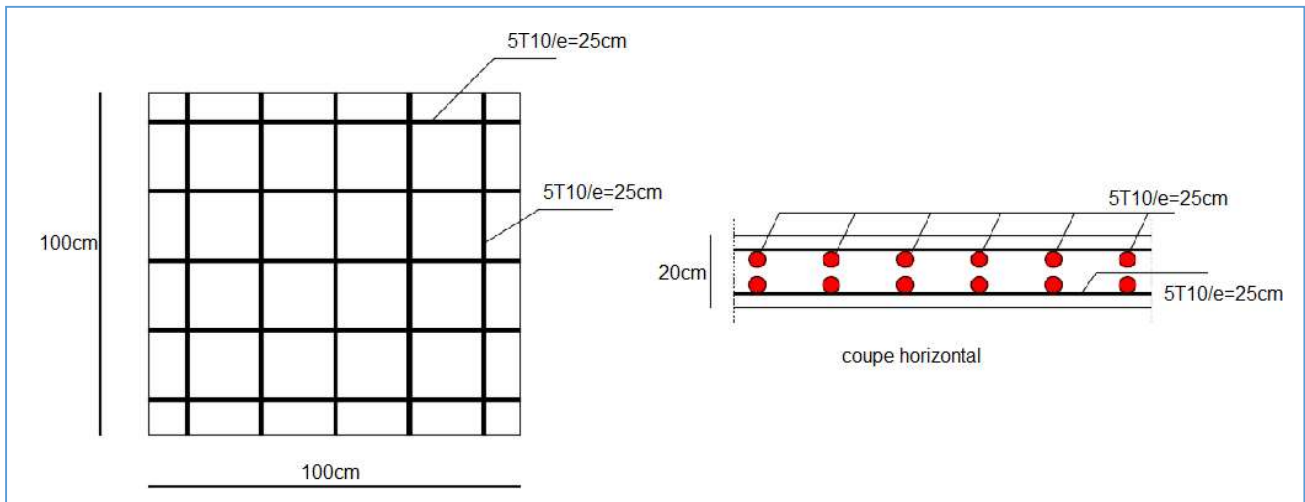


Figure 6.5. Ferrailage du voile périphérique

**-6.2.2.b .Dimensionnement de longrine :**

D’après RPA99 /modifié 2003

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ✓ 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4 On prend (30×30) cm<sup>2</sup>

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l’action d’une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} = 20 \text{ KN}$$

**Avec :**

N : La valeur maximale des charges verticales

$\alpha$  = coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

**Tableau 6.17:** coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site.

site	Zone		
	I	II	III
<b>S1</b>	-	-	-
<b>S2</b>	-	15	12
<b>S3</b>	15	12	10

S4	12	10	8
----	----	----	---

$N = 943.14 \text{ KN}$

$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1295.65}{10} = 129.5 \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

**6.1.1. Ferrailage des Longrines:**

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$\sigma = \frac{F}{A_s} \rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma} = \frac{1295.65}{348} = 3.72 \text{ cm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = B^2 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \frac{2.1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$

✓ **Condition exigée par RPA99 (version 2003) :**

❖  $A_{min} \geq 0,6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \cdot 30 \cdot 30 \geq 5,4 \text{ cm}^2$

✓ **Vérifications a l'ELS**

On doit vérifier la relation suivante

$A_s \geq \frac{F}{\sigma}$

$\sigma_s \leq \min(266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}))$

$\sigma_s \leq 201,63 \text{ MPa}$

$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{924.14}{10} = 92.41 \text{ KN}$

$A_s \geq \frac{F}{\sigma} = \frac{924.14}{201.63} = 4.58 \text{ cm}^2$

**Tableau 6.18 : Choix d'armatures de la longrine.**

Zone	$\sigma_s$	F (kN)	$A_s(\text{cm}^2)$	choix	$A_{s\text{adp}}(\text{cm}^2)$
<b>Zone IIb</b>	201,63	92.41	4..58	6T12	6,79

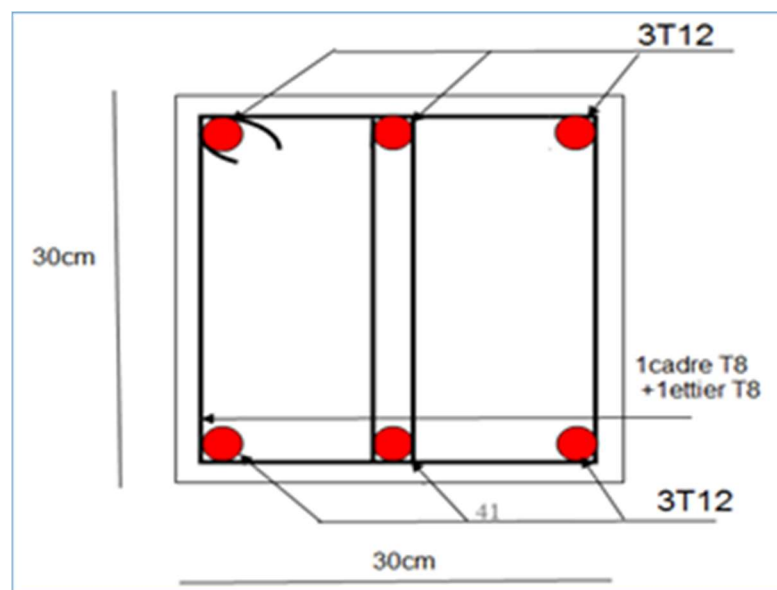
➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **RPA99/Version 2003[1]** par :

$$\phi = 8mm \quad \phi = 12mm$$

$$S_t \leq \min(20cm; 15\phi_t) ; S_t \leq \min(20; 15 \times 1.2) cm \leq 18cm$$

Soit :  $S_t = 15cm$



**Figure 6.6:** Ferrailage de longrine

**-6.2.2.c . Ferrailage des débords**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $l = 0,5m$ , le calcul de ferrailage se

fera pour une bande de largeur  $b=1\text{m}$ .

### Calcul du ferrailage :

$b=100\text{cm}$  ,  $h=90\text{ cm}$  ,  $d = 81\text{cm}$  ,  $L = 50\text{cm}$  ,  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ,

$\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$ .  $q_u = 281.7\text{KN/ml}$  ,  $q_s = 206.1\text{ KN/ml}$

**Tableau 6.19.** Ferrailage de panneau débord

$M_u(\text{kN.m})$	$\mu_{bu}$	$\mu_{bu} < 0.186$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
35.21	0.0037	oui	80.8	1.25	5T14	7,7	20

$$A_{\text{min}} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 3.80\text{ cm}^2 < 8.05\text{ cm}^2$$

### Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.93\text{cm}^2$$

On adopte 4T12= 4.54 cm<sup>2</sup> ,  $S_t=25\text{cm}$

### Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{\text{ser}}=206.1\text{ kN/ml}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 6.20.** Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

$M_{\text{ser}}(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s$ (MPa)	Vérification
25.76	3.39	0.76	15	97.24	201.63	Vérifié

### Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

**CBA article B.5.6[3].**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_i}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

### 6.2.2.e . Effort tranchant :

On doit vérifier que :

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

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

$$T_u = q_u \times L = 281,7 \times 0,5 = 140,85 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{140,85 \times 10^3}{1000 \times 810} = 0,173 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa}$$

# **Chapitre 07**

## **Partie recherche**

### 7.1. Introduction

Dans cette partie nous allons étudier l'influence de la variation des masses des plancher des différents étages de terrasse jusqu'au rez-de-chaussée pour un bâtiment de 04 niveaux. On commence de 10 % de la masse du plancher terrasse, puis 20%, 30%, et 40% de masse pour le RDC. Les paramètres analysés et les résultats trouvés seront présentés.

### 7.2. L'étude sismique:

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

### 7.3. Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- 

#### ➤ Méthode statique équivalente :

##### 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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies a priori par le projecteur.

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \cdot w_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment :  $W=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

➤ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Cet ouvrage étant un bâtiment à usage d'habitation, commercial et service situé à bouira.

**(Zone III)**, groupe d'usage 2  $\Rightarrow A=0.25$ .

➤ **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation :

**Tableau 7.1.** valeurs des pénalités  $P_q$  (A partir de RPA 99 version 2003).

Critère Q	Pq		Pq	
Conditions minimale sur les files de contreventement	0.00	0.05	0.00	0.05
Redondance en plan	0.00	0.05	0.00	0.05
Régularité en plan	0.00	0.00	0.00	0.00

Régularité en élévation	0.00	0.05	0.00	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	0.00	0.05	0.00	0.05
Contrôle de qualité des de l'exécution	0.00	0.1	0.00	0.1
Q(Total)	1.30		1.30	

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q = 1.30$

coefficient de comportement :  $R=3.5$

### 7.3. Effet du changement de masse d'étages sur la période fondamentale de la structure

**Tableau 7.2.** Période de chaque changement de %masse

<b>Période</b>			
<b>10%</b>	<b>20%</b>	<b>30%</b>	<b>40%</b>
0,817659	1,151872	1,403531	1,616389
0,62462	0,880236	1,072494	1,235103
0,415694	0,585505	0,71181	0,818789
0,279998	0,394942	0,481656	0,55471
0,210246	0,29638	0,361615	0,416499
0,156322	0,220112	0,268621	0,309348
0,14602	0,205796	0,250598	0,288341
0,113782	0,16019	0,195599	0,225301
0,111633	0,157341	0,191823	0,221079
0,084312	0,153684	0,154387	0,166598
0,08349	0,118573	0,144502	0,165376
0,082241	0,117437	0,143447	0,16245

**Tableau7.2.** montre l'effet du %masse sur période dans chaque mode, l'augmentation du période est liée a l'augmentation de % masse.

La figure 5.1, montre la variation de la période en fonction du changement de la masse de 10% à 40% pour chaque étage.

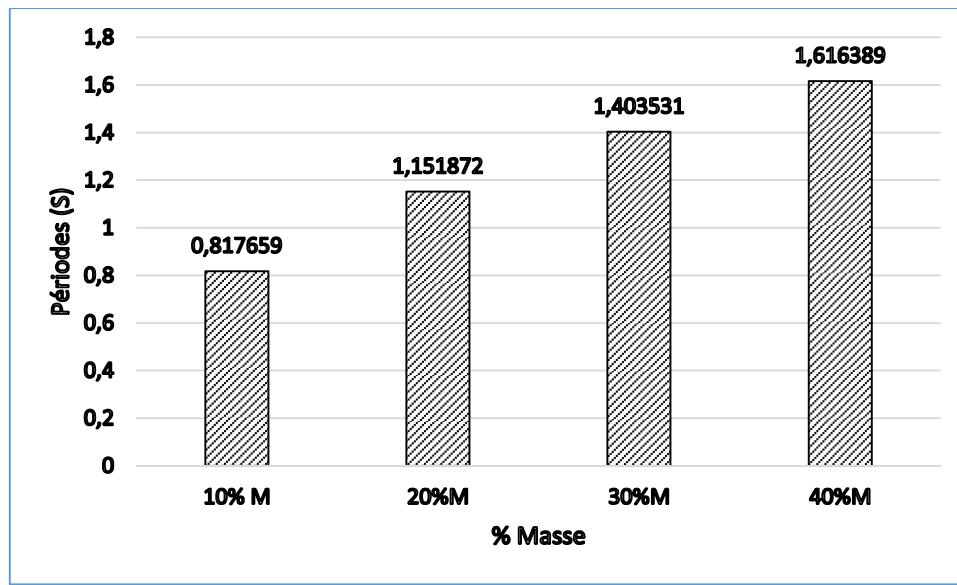


Figure 7.1. Périodes en fonction du % Masse.

Les résultats trouvés montrent clairement que la période varie proportionnellement en fonction de la masse d'une valeur de 0.81 seconde jusqu'au 1.61 secondes pour un changement de masse de 669590,97 KN jusqu'au 2644811,31 KN. Cela peut justifier par la relation entre la masse et période fondamentale de la structure donnée par la dynamique des structures.

#### 7.5. Effet du changement de masse d'étages sur Vérification de participation massique :

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableau 7.2 :

Tableau 7.2. pourcentage de participation massique chaque variation de masse

%masse	Mode	Period (sec)	UX (%)	UY(%)	SumUX	SumUY	SumRZ
10%	1	0,82	73,76	0	73,76	0	0,41
	2	0,62	0	74,86	73,76	74,86	0,42
	3	0,42	0,87	0	74,63	74,86	76,67
	4	0,28	20,02	0	94,65	74,86	77,19
	5	0,21	0	21,59	94,65	96,45	77,19
	6	0,16	4,62	0	99,27	96,45	77,75
	7	0,15	0,06	0	99,33	96,46	96,88

20%	1	1,151872	73,691	0,0002	0,0003	98,5458	0,396
	2	0,880236	0,0005	74,7622	99,304	98,5464	0,407
	3	0,585505	0,8271	0,0137	99,3127	99,1971	76,6187
	4	0,394942	20,1216	0	99,3127	99,6818	77,0979
	5	0,29638	0	21,6941	99,889	99,6818	77,1009
	6	0,220112	4,6673	0,0001	99,889	99,9712	77,5223
	7	0,205796	0,0413	0,0016	99,889	99,9921	96,911
	8	0,16019	0	3,2211	99,9983	99,9921	96,9117
30%	1	1,403531	73,7287	0	0,0001	98,5521	0,3967
	2	1,072494	0,0002	74,8086	99,3134	98,5523	0,4017
	3	0,71181	0,8352	0,0063	99,3174	99,2014	76,6883
	4	0,481656	20,1048	0	99,3174	99,6807	77,1814
	5	0,361615	0	21,6788	99,8888	99,6807	77,1828
	6	0,268621	4,654	0	99,8888	99,9715	77,6117
	7	0,250598	0,0422	0,0007	99,8888	99,993	96,9582
	8	0,195599	0	3,214	99,9985	99,993	96,9585
40%	1	1,616389	73,7789	0	0	98,5564	0,3973
	2	1,235103	0,0001	74,8596	99,3181	98,5565	0,4002
	3	0,818789	0,8388	0,0036	99,3204	99,2047	76,7499
	4	0,55471	20,0573	0	99,3204	99,6801	77,2492
	5	0,416499	0	21,6341	99,8885	99,6801	77,25
	6	0,309348	4,6494	0	99,8885	99,9715	77,6795
	7	0,288341	0,0423	0,0004	99,8885	99,9931	96,9694
	8	0,225301	0	3,2146	99,9986	99,9931	96,9696

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- -Une période fondamentale a changement de % masse de 10% :  $T=0.82$  sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **5<sup>ème</sup>** mode
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion
- Une période fondamentale a changement de % masse :
  - De 20% :  $T=1.15$  sec,
  - De 30% :  $T= 1.40$  sec,
  - De 40% :  $T =1.61$  sec.

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **1<sup>ème</sup>** mode
- Le **1<sup>er</sup>** mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le **2<sup>ème</sup>** mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le **3<sup>ème</sup>** mode est mode de torsion.

#### 7.6. Effet du changement de masse d'étages sur les efforts tranchants à la base :

Les figures 5.2, et 5.3 présentent la variation de les efforts tranchants à la base en fonction de changement de la masse de 10% à 40% pour chaque étages dans le sens X et le sens Y.

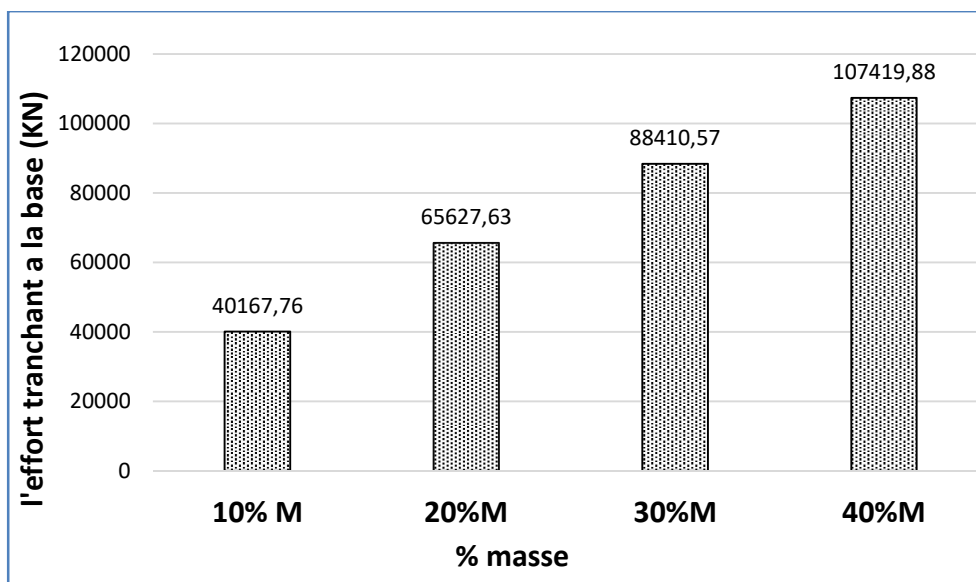
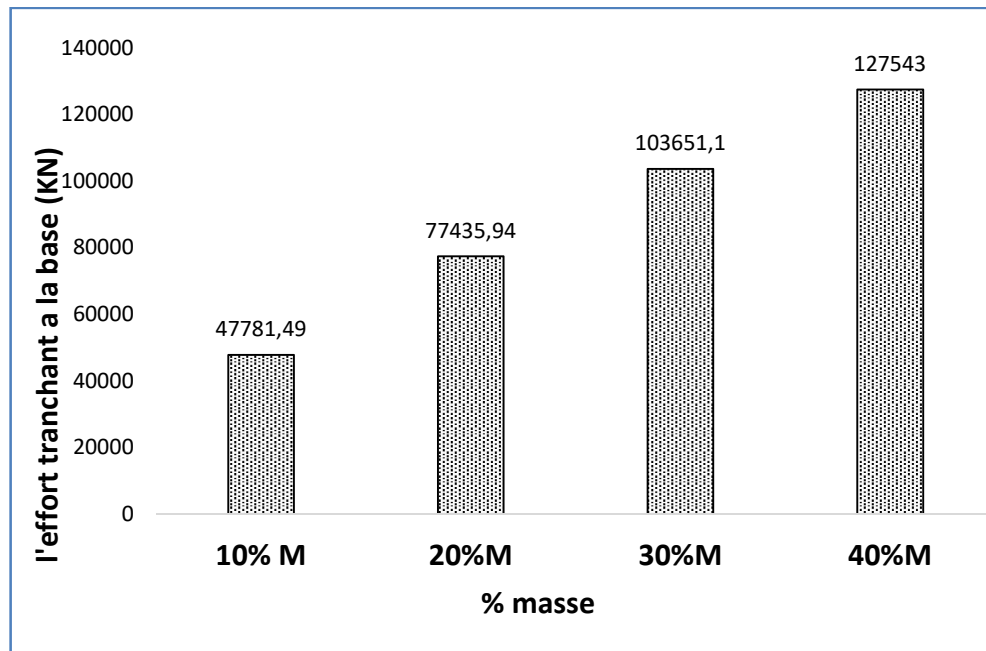


Figure 7.2. Efforts tranchants à la base en fonction du % Masse sens X.



**Figure 7.3.** Efforts tranchants à la base en fonction du % Masse sens Y.

Les résultats trouvés montrent que l'augmentation de la masse fait l'augmentation des efforts tranchants d'une valeur de 40167.76KN jusqu'au 107419.88KN dans le sens xx, et de 47781.49KN jusqu'au 127543KN. Cela peut justifier par la relation de proportionnalité entre la force sismique et le poids de la structure.

### 7.7.Effet du changement de masse d'étages sur les déplacements inter-étages

À chaque niveau « k » de la structure il est calculé comme suit :

D'après le RPA 99 version 2003 (art 4.43).

$$\delta_K = R \delta_{ek}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismique.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{k \text{ adm}} = 1.0\% (h_j).$$

Avec :  $h_j$  : hauteur d'étage (j).

Les deux tableaux montrent l'effet du pourcentage de masse sur déplacements inter-étages,

Dans chaque Etage dans les deux sens X et Y .

**Tableaux 7.3.** Effet du changement de masse d'étages sur les déplacements inter-étages **sens x**

	$\Delta k_x$ (mm)	1%hn (mm)	observations
<b>10 %</b>	<b>0,02765</b>	0.0306	cv
	<b>0,03325</b>	0.0306	cnv
	<b>0,03675</b>	0.0306	cnv
	<b>0,03535</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0273</b>	0.0306	cv
<b>20%</b>	<b>0,0441</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0525</b>	0.0306	cnv
	<b>0,05705</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0553</b>	0.0306	cnv
	<b>0,04375</b>	0.0306	cnv
<b>30%</b>	<b>0,05775</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0686</b>	0.0306	cnv
	<b>0,07385</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0721</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0581</b>	0.0306	cnv
<b>40%</b>	<b>0,06965</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0826</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0889</b>	0.0306	cnv
	<b>0,0868</b>	0.0306	cnv
	<b>0,07035</b>	0.040	cnv

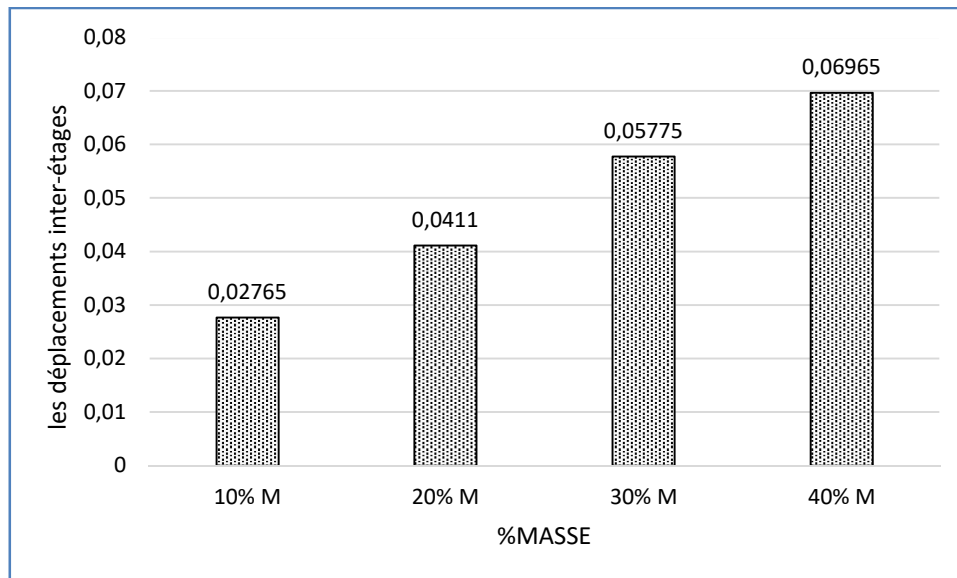
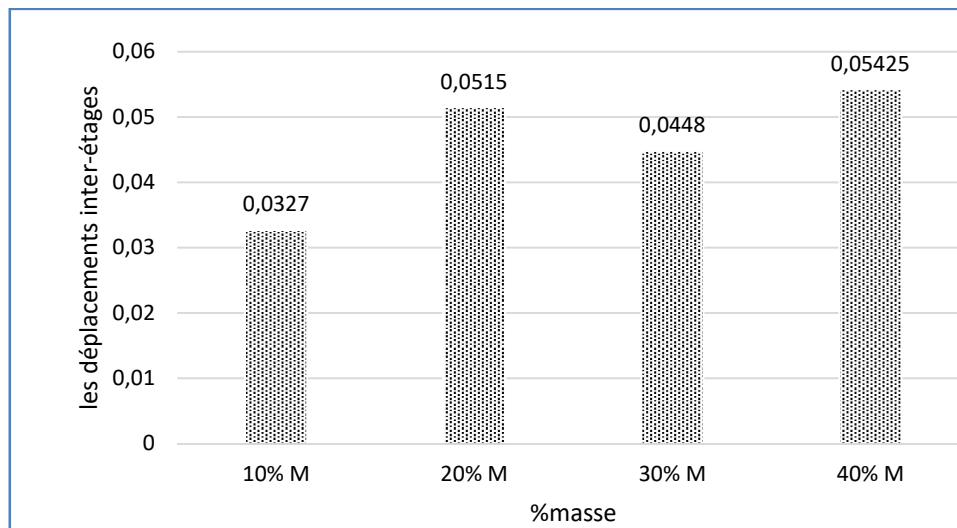


Figure 7.4. Déplacements inter étages en fonction du % Masse sens X.

Tableaux 7.3. Effet du changement de masse d'étages sur les déplacements inter-étages sens y

	$\Delta y$ (mm)	1%hn (mm)	observations
10 %	0,02205	0.0306	cnv
	0,0238	0.0306	cnv
	0,02485	0.0306	cnv
	0,02345	0.0306	cnv
	0,0203	0.0306	cnv
20%	0,03465	0.0306	cnv
	0,0378	0.0306	cnv
	0,03885	0.0306	cnv
	0,0364	0.0306	cnv
	0,03255	0.0306	cnv
	0,0448	0.0306	cnv

<b>30%</b>	<b>0,04935</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,0504</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,04725</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,04305</b>	0.0306	<b>cnv</b>
<b>40%</b>	<b>0,05425</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,05915</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,0609</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,05635</b>	0.0306	<b>cnv</b>
	<b>0,0525</b>	0.040	<b>cnv</b>



**Figure 7.5.** Déplacements inter étages en fonction du % Masse sens Y.

Dans cette partie on va vérifier les sommets de chaque variante de 10% de masse à 40% de masse, (voir figures 7.4 et 7.5). Les résultats trouvés présentent clairement la relation entre la masse et le déplacement dont l'augmentation de la masse induit automatiquement l'augmentation du déplacement. Une augmentation de la masse de 10% à 40%, donne une variation de déplacement d'une valeur de 0.02765m jusqu'au 0.06965m dans le sens X et valeur de 0.0327m jusqu'au 0.05425 m dans le sens Y.

### 7.8 effet le % masse sur Vérification de l'effet P- Δ : (RPA99/Art 5.9)

Il faut calculer le coefficient :  $\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$  et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

-Si  $\theta_K < 0,10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

-Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1 / (1 - \theta_K)$ .

-Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_K$  : hauteur de l'étage « K ».

**Tableaux 7.4.** effet le % masse sur Vérification de l'effet P-  $\Delta$ 

	<b>0k X</b>	<b>0k Y</b>	<b>≤0.1</b>	<b>obs</b>
10 %	0,0263801	0,0182619	0.1	CV
	0,0394369	0,024014	0.1	CV
	0,0556161	0,0314356	0.1	CV
	0,0660867	0,0366776	0.1	CV
	0,0481066	0,0300716	0.1	CV
20%	0,0489069	0,03416273	0.1	CV
	0,0750772	0,04660788	0.1	CV
	0,1088205	0,06208759	0.1	CV
	0,1307856	0,07218298	0.1	cnv
	0,0944512	0,05955584	0.1	CV
30%	0,0677564	0,0474012	0.1	CV
	0,1068802	0,067017	0.1	cnv
	0,1586652	0,0910428	0.1	cnv
	0,1928405	0,106267	0.1	cnv
	0,1386371	0,0876207	0.1	cnv
40%	0,0879809	0,0602512	0.1	cnv
	0,1401362	0,0859699	0.1	cnv
	0,2093652	0,1203415	0.1	cnv
	0,2548151	0,1390061	0.1	cnv
	0,1833032	0,1152108	0.1	cnv

Les résultats présentes dans le tableau montrent l'effet %masse sur le Vérification de l'effet P-  $\Delta$  dans

chaque étages

a 10% masse Si  $\theta_K < 0,10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés dans chaque étages ,

a 20% masse Si  $0,10 < \theta_K < 0,20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_K)$ .

a 30% masse et 40% masse Si  $\theta_K > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

### 7.9. effet le % masse sur Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

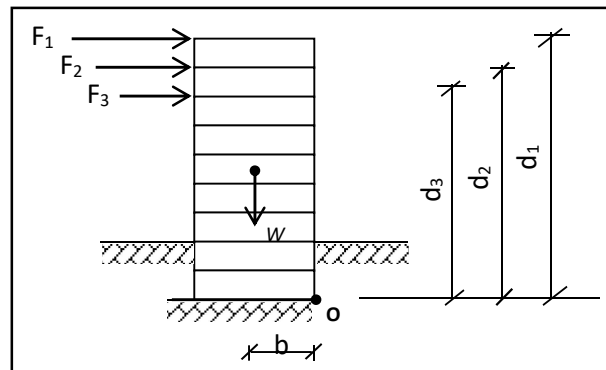
Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

$M_s$  : moment stabilisant est égal à :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

$M_r$  : moment de renversement est égal à :

$$M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



Il faut vérifier que :  $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau 7.5. Vérification de rapport Ms/Mr.

%masse	Sens	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
10%	x	669590,97	15,6	10445619	396568,609	26,340005	CV
10%	y	669590,97	8,6	5758482,3	791209,474	7,27807557	CV
20%	x	1342434,13	15,6	20941972	610272,036	34,3157988	CV
20%	y	1342434,13	8,6	11544934	1219531,07	9,466699	CV
30%	x	1994328,23	15,6	31111520	800694,964	38,8556464	CV
30%	y	1994328,23	8,6	17151223	1627593,84	10,5377782	CV
40%	x	2644811,31	15,6	41259056	1107419,88	37,2569223	CV
40%	y	2644811,31	8,6	22745377	2109570,62	10,7819938	CV

On a Vérification de rapport  $Ms/Mr > 1.5$  dans tous les %masse donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

#### Conclusion :

Les résultats trouvés au cours de cette étude, montrent que la période et l'effort tranchant à la base, le déplacement inter-étages varient proportionnellement avec l'augmentation de masse.

Pour un dépassement d'une variation de toutes % masse toutes les vérifications réglementaires ne vérifient pas notamment les déplacements inter étages les efforts tranchants à la base.

# **Conclusion générale**

## Conclusion Générale

---

A travers de ce projet de fin d'études , nous avons essayé de concrétiser toutes les informations acquises durant le cycle de notre formation, par le biais d'utilisation des différentes techniques, de conceptions et d'exécutions conformément aux règlements en vigueur (RPA, CBA, BAEL) d'une part, et d'autre part d'avoir maîtriser des logiciels de calculs, ferrailages et de dessins. (ETABS ; ROBOT EXPERT ; AUTOCAD ...etc.)

Ce travail nous a permis, également de combiner entre la résistance et l'économie d'un projet de génie civil, par un choix approprié de section du béton et d'acier, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. La disposition des voiles c'est une étape très importante pour la stabilité de la structure vis-à-vis l'effort sismique.

Ce mémoire a été finalisé par une étude de recherche sur l'influence de la variation de la masse de différents niveaux sur les réponses sismique d'un bâtiment RDC +08 étages en béton armé contreventé par des voiles et implanté dans une zone de forte sismicité (Alger).

Les résultats trouvés au cours de cette étude, montrent que l'augmentation de la masse des niveaux engendre une augmentation des paramètres sismiques de notre construction.

Nous recommandons les futurs étudiants de traiter la variation de la rigidité des bâtiments pour chaque niveaux et pour chaque zones sismique.

# Référence

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003 [1]
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93 [2]
- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 [3]
- ✓ Charge permanente et charge d'exploitation DTR.BC2.2Alger [4]
- ✓ ETAPS 9.7.0 (Extended Three dimensional Analysis of Building System Version9.7.0) [5]
- ✓ ROBOT EXPERT 2010[6]
- ✓ Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81, 1981. [7]
- ✓ SOCOTEC [8]
- ✓ Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA81 version 1983,1983. [9]
- ✓ Ministère de l'Habitat et de la Construction, Règles Parasismiques Algériennes RPA 88, EditionCGS, 1988. [10]
- ✓ Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99, Edition CGS,2000. [11]
- ✓ Calcul dynamique des structures en zone sismique [Alain Capra ;victor davidovic].[12]
- ✓ Cours et TD pendant toute notre formation
- ✓ Mémoires.
- ✓ Microsoft office
- ✓ AutoCAD 2016

A decorative border in black and grey, featuring a repeating geometric pattern of interlocking lines and curves, framing the central text.

*Annexe*

# ORGANIGRAMME -I-

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  $M_U$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$\mu <$

Oui

$$1,25 \cdot [ 1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot \mu)} ]$$

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

Oui Non

$\mu$

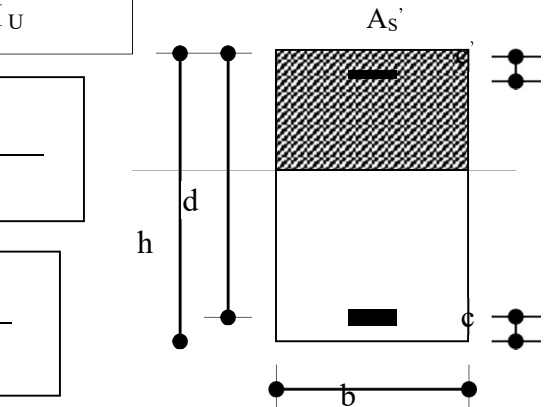
Oui

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

Non

$$\epsilon_s = 3,5\% \left[ \frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_S = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$



Non

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c)/d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

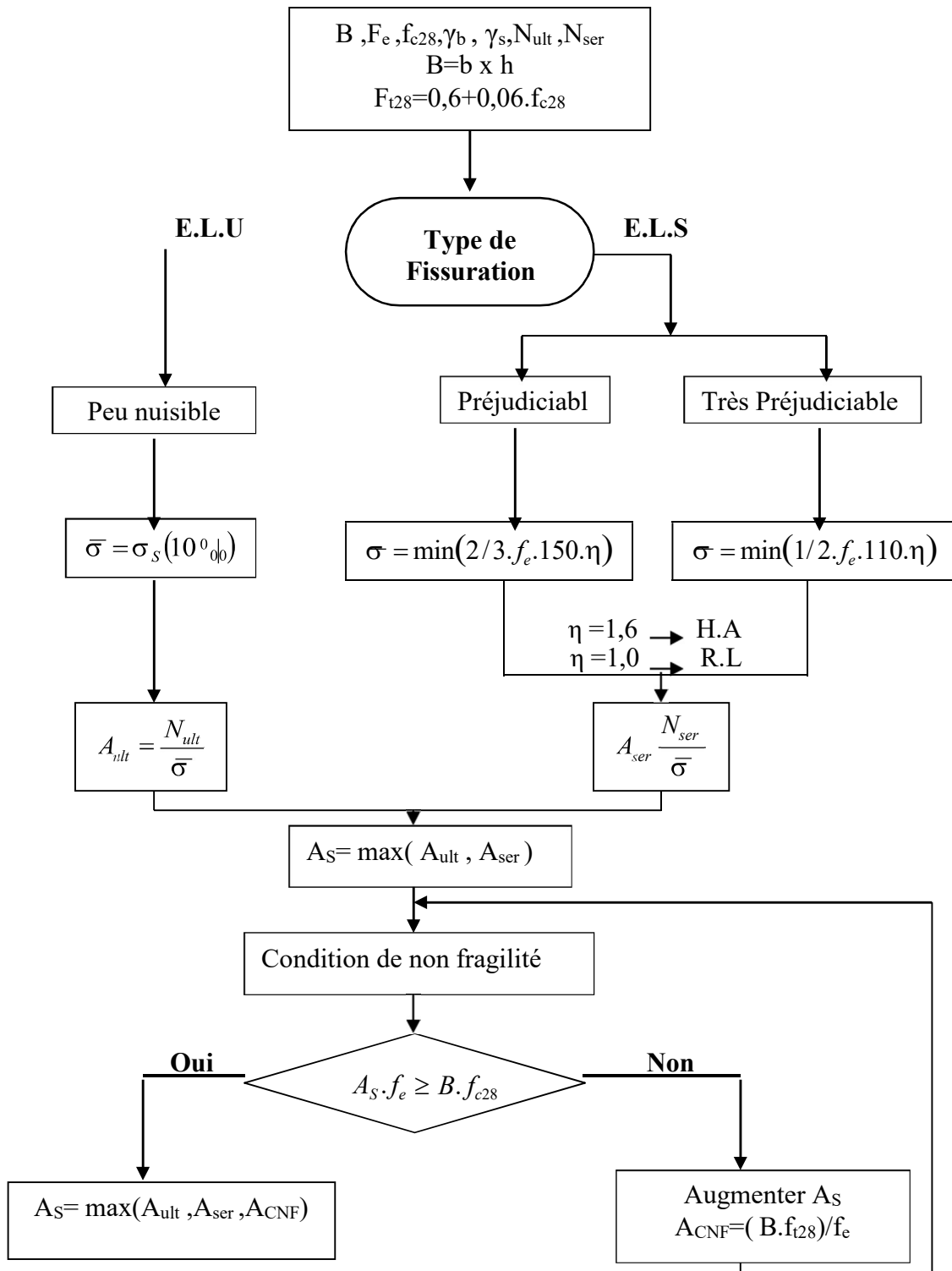
$$A_S' = (M_U - M_R) / [(d-c) \cdot \sigma_s']$$

$$A_S = \left[ \frac{(M_U - M_R)}{(d-c)} + \frac{M_R}{Z_R \cdot f_e / \gamma_s} \right] \frac{1}{Z_R \cdot f_e / \gamma_s}$$



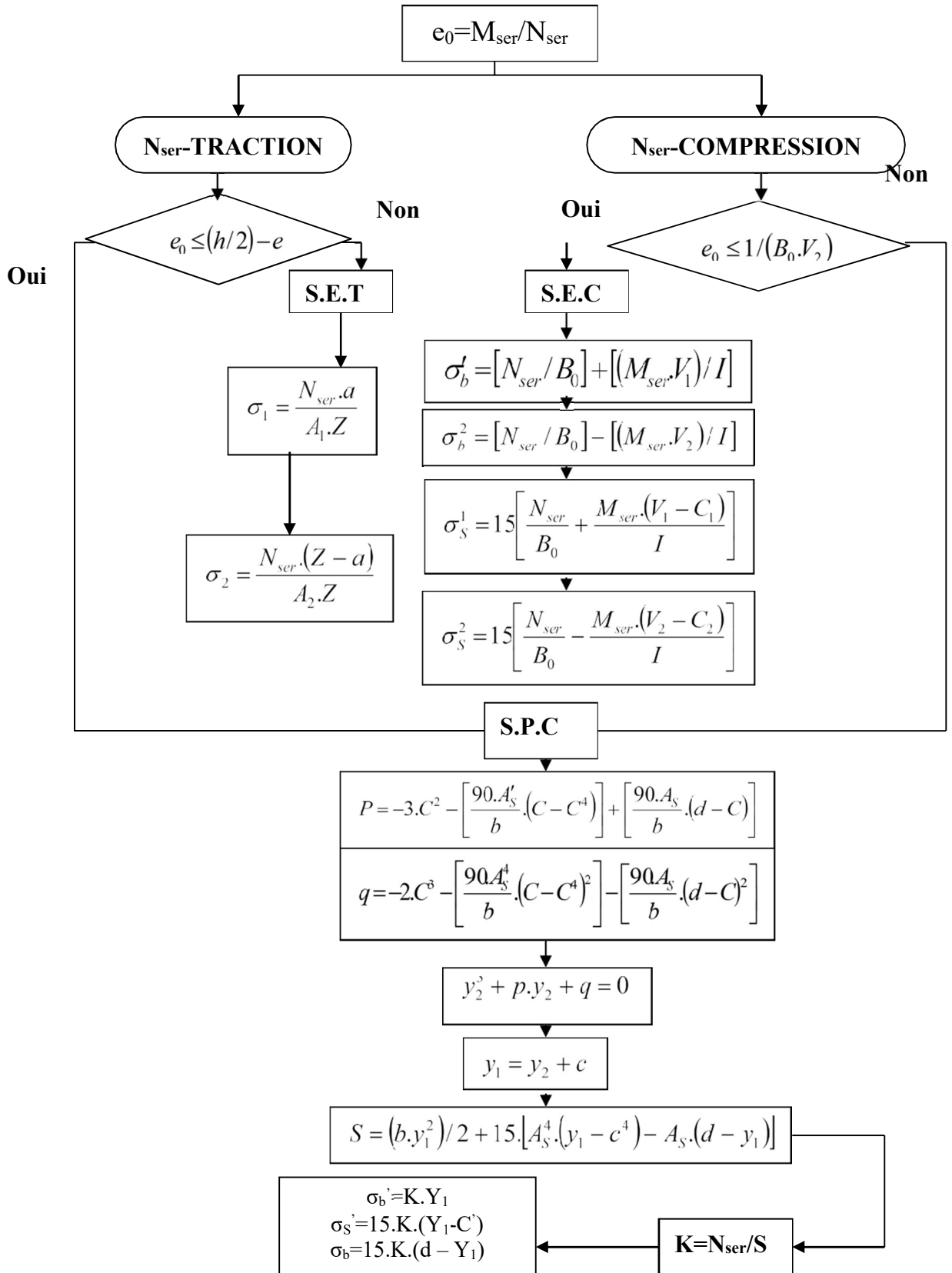
# ORGANIGRAMME -III-

## Traction simple



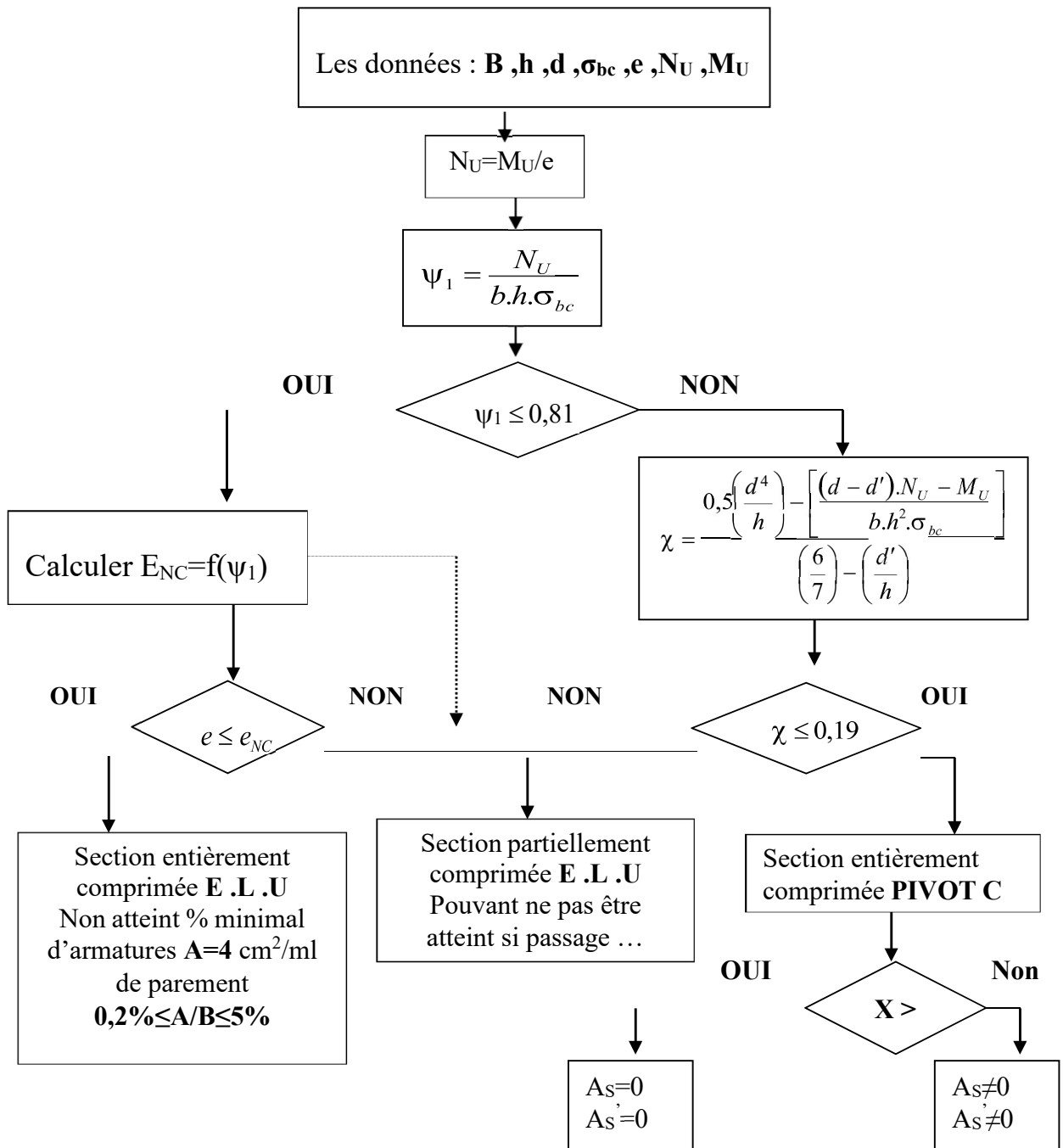
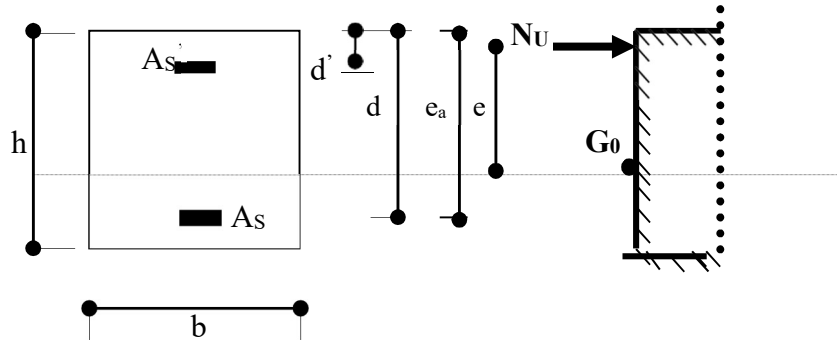
# ORGANIGRAMME-IV-

Flexion composee à E.L.



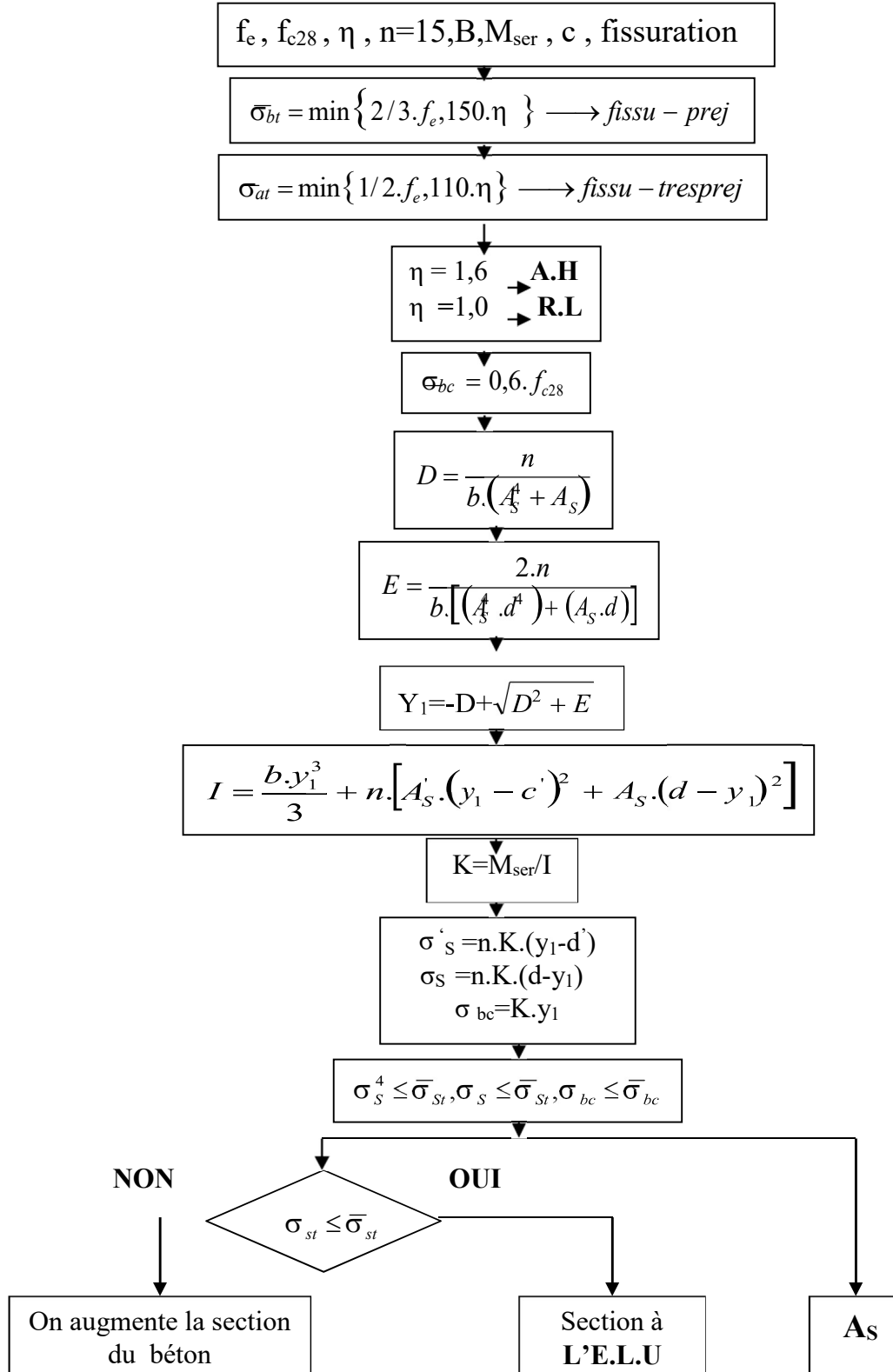
## Organigramme -V-

Calcul d'une section rectangulaire  
A l'E.L.U en flexion composée



## Organigramme -VI-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



## Organigramme -VII-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

