République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
Université YAHIA Farés DE Médéa
Faculté de la technologie
Département de génie civil

Mémoire De Fin d'étude
Pour l'Obtention du Diplôme DE master En Génie Civil

Option:Structure

Thème

Conception et étude d'un bâtiment en (RDC+6) à usage d'habitation contreventé par des voiles

Dirigé par:

-M^{me}.LACHENANI Amina

Présenté par :

-Rebouh abderrazzak

- bouzair omar

Promotion 2016/2017

Remerciement:

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience d'achever cette mémoire.

Nos plus sincères remerciements et toute gratitude, à :

Notre promotrice M^me^ lechenani.

Tous les enseignants de département de génie civil de l'université de MÉDÉA.

Tous les membres de jury qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre travail.

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

notre collègue ghazalli hamza .

Rebouh abderrazzak et bouzair omar

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

*A ma très chère **Mère** et à mon cher **Père**, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères

A ma sœurs

A mes Amis sans exception.

*Je remercie mon amie et binôme **omar** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A toute la promotion de G.C 2016 et la promotion de G.C 2017.

Abderrazzak



Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères

A mes sœurs

Je remercie mon amie et binôme ***abderrazzak*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes Amis

A toute la promotion de G.C 2016 et la promotion de G.C 2016.

Omar.



Sommaire :

CHAPITRE I : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.2 Description de l'ouvrage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3. caractéristiques de l'ouvrage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.a. Caractéristiques géométriques : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
1.3. b. L'ossature : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
1.3.c. Plancher ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.d Maçonnerie : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.e. Revêtement ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.f. L'acrotère : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.g. Les escaliers : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.h. Fondations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.3.i. Type de coffrage utilisé ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.4. règlements et normes utilisés : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.5. Caractéristiques des matériaux: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.5.1. Béton : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
I.5.2. ACIERS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et évaluation des charges :

II.1. INTRODUCTION : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.1. Plancher à corps creux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.2.2. Les dalles pleines : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3. Evaluation des charges et surcharges ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.1. Plancher terrasse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.2. Plancher étage courant : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.3. Dalle pleine : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.3.4. Maçonneries : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4. Pré dimensionnement des poutres : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.2. Les poutres principales ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.4.3-Poutres secondaires : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

II.5.2. Dimensions des poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.4. Calcul de l'effort Nu: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.5. la surface reprise par le poteau : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.6. Descente des charges: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.5.8. Vérification aux zones nodales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
II.6. pré dimensionnement des voiles: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.2. Principe de calcul: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.4. Détermination des efforts: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.5. Calcul de ferraillage: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.6. Vérification de l'effort tranchant: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.Calcul des escaliers: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1. Introduction: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.2.Terminologie: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.3. Dimensionnement: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.4. Evaluation des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.5. Détermination des sollicitations: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.6. Détermination des efforts: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.7. Calcul du ferraillage: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3. Calcul de la poutre palière: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.1. Pré dimensionnement: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.2. Charges revenants à la poutre: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.3. Calcul des efforts: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.3.4. Ferraillage de la poutre palière: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.3.5. Vérifications: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4. Calcul des dalles: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.4.1. Introduction: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2. Méthode de calcul: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3. Calcul des actions : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.4. Calcul de dalle: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.6. Vérifications: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2. Calcul des poutrelles: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3. Calcul des charges et surcharges : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.Sollicitations de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.5.Récapitulations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.6.Ferraillage des poutrelles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.7.Vérifications: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

III.2. Planchers à corps creux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
III.2.1.La dalle de compression: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 4 : ÉTUDE DINAMIQUE

IV.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.2.1.Centre de masse : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.2. Centre de torsion : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.3.Excentricité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.3.A. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3. Modélisation de la structure ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.3.1.Choix de la méthode de calcul : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.2.vérification de participation massique : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul .. **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.6.Vérification des déplacements :..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ..... **Erreur ! Signet non défini.**

IV.5.Conclusion général : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 5 : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.Ferraillage des poutres :..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.1.Introduction :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2. Recommandation du RPA99 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3.Les efforts: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4.Calcul des armatures longitudinales: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5.Vérification :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.6.Calcul des armatures transversales :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.7.Vérification de la flèche :..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.Ferraillage des poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :. **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.3.4.Détermination des armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4. Ferraillage des voiles:..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.4.1 Les voile plein..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2 les voile avec ouverture : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.5. Conclusion :..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 6 : les fondations

VI.1. Introduction..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2Etude préliminaire du choix de type de semelle :..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.1.Semelle isolée: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.2.Conclusion: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.Semelle filante sous voiles et poteaux :..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.1.Dimensionnement :..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.2.Disposition des semelles filantes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.3.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.3.4.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.Ferraillage des semelles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.1.Armatures principale des semelles filantes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.Armatures de répartition " *A*rép " : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.Vérification des longueurs de scellement *Ls* : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.Semelles filantes sous deux poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.1.Ferraillage des poutres de libage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.Les longrines : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.2.Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.3. Détermination des sollicitations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.4. Calcul du ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.5.Recommandation des règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.1. Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2Etude préliminaire du choix de type de semelle : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.2.1.Semelle isolée: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
V.2.2.Conclusion: ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.Semelle filante sous voiles et poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.1.Dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.2.Disposition des semelles filantes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.3.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.3.4.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.Ferraillage des semelles : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.1.Armatures principale des semelles filantes : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.2.Armatures de répartition " *A*rép " : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.3.Vérification des longueurs de scellement *Ls* : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.4.4.Vérification de la stabilité au renversement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.Semelles filantes sous deux poteaux : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.5.1.Ferraillage des poutres de libage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.Les longrines : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
VI.7.2.Pré dimensionnement : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.3. Détermination des sollicitations : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.4. Calcul du ferraillage : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.5.Recommandation des règlements : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement: ..... **Erreur ! Signet non défini.**

VI.7.8.Calcul des armatures transversales : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures :

Figure 1.1 : Façades Principale + Arrière.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.2 : façade latérale + Coupe A-A .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.3 : Plan RDC + Etage courante.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.4 Plancher a corps creux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.5 : mures intérieurs + extérieure.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.I.7:Diagramme contraintes-déformations à l'ELS. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.I.8:Diagramme contraintes-déformations à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.II. 1 : Coupe du plancher à corps creux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.II. 2 : Dimensions du corps creux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Fig.II.3. Composants d'un plancher terrasse.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. II.4.Constituant d'un plancher étage courant.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .II.5. : Composants du dalle plaine. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. II.8. les poteaux le plus sollicitée.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. II.9.Section réduite du poteau. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. II.10.Représentation du poteau le plus sollicité. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .II.11. :les poutres principales .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .II.12. : les poutres secondaires. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. II.13.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. III.1:L'acrotère. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure III. 2 : Section de B.A à l'ELU. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.4.Vue en trévère et en plan de l'escalier. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.5. Dimensions de l'escalier.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.6. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.U.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.7. Schéma statique des efforts du l'escalier à l'E.L.S. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.8. Schéma statique des efforts de la poutre palière à .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.9.Ferraillage de la poutre palière.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.10.Les deux types des dalles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.12.Disposition des armatures de la table de compression. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.13. Schéma statique de la poutrelle.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.14. Choix de disposition des étaiements.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.15. Travée avec un seul étai au milieu.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.16. Travée avec deux étais espacés de 1,23 m. .**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.17. Travée avec trois étais espacés de 0.925 m **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.18.Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.19. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.20.Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.21.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableaux .III.30. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.16.Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.23. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.24. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. III.25.Section de béton des poutrelles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.III.26.Ferraillage des poutrelles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.1. DISPOSITION DES VOILES
3D.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.2.Voile plein.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.3.Voile avec une seule ouverture. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.4.Spectres de réponse.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.5.Le comportement des trois premiers modes.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement .**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.7.Distribution des forces sismiques.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X. . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure .IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y. . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.1.Disposition des armatures pour les poutres porteuse. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.2.Disposition des armatures pour les poutres non porteuse…**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.3.Ferraillages des poutres principales intermédiaires de terrasse + étages courantes. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.4.Ferraillages des poutres principales de rives des étages courantes + terrasse. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.5.Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de terrasses + étage courantes. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.6.Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages courantes + terrasses..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.7.Définition de la zone nodale dans les poteaux. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.8.Disposition des armatures pour les poteaux. . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.V.9.Ferraillage des poteaux des étages 6,5, 4ème étage. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.V.10.Ferraillage des poteaux des étages 3, 2ème étage. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.V11.Ferraillage des poteaux de b 1ere, étage. ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure.V.12.Ferraillage des poteaux de RDC ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure. V.13.Disposition des voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.14. disposition des armateurs transversaux (épingles). . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles 20x260 .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles 20x335 .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.16 Disposition des armatures dans les voiles 20x335 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles 20x335 .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles ouverture. 20x285 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.20. le type de sollicitation du linteau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.21. Linteau long.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.22. Linteau courts. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.23.Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée *Lij* .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure.VI.1.Semelle isolée sous poteau. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI 2 : Disposition des semelles filantes.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI 3 : Semelle filante sous poteaux. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI 4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI 5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.....**Erreur ! Signet non défini.**

FIGURE VI.6 : disposition du ferraillage de la poutre de libage.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI 7: Ferraillage de longrine. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux :

Tableau.I.1.Caractéristiques mécanique des aciers……12

Tableau.II.1. charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux) ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.2. charges permanentes du plancher courant (corps creux). .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .II.3. :charges permanentes du Dalle pleine Etage courant..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.4. charges permanentes du mur double cloison. .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.5. charges permanentes du mur simple cloison..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.6.Pré dimensionnement des poteaux. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.7.Calcule de **Nu**. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.8.Détermination des charges d'exploitations..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.9.Vérifications du (1,1.Nu ≤**Nu**)..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.10.Vérifications de coffrage des poteaux. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. II.11.Vérification aux zones nodales. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.1.charge permanentes et surcharges et d'exploitation de l'acrotère……..**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.2. Les efforts sur l'acrotère. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux .. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.4.Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.5. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.6. Combinaison des charges de l'escalier. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.7. Récapitulation des résultats. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.8.Les données..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.9.Calcul des sections d'acier de l'escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.10.Vérification du ferraillage de l'escalier à l'E.L.S..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.11. Valeur de la flèche..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.12. Valeur de la flèche 2. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.13.Efforts de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.14. Ferraillage de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.15.Vérification des contraintes à l'état limite de service.. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.16.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.17.Les actions sur la dalle. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.18. Travail externe. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.19. Travail interne..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.20.Les données. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.21. Ferraillage de la dalle pleine. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.22.Vérification des contraintes à l'état limite de service.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.III.23. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.24. Moments statiques des poutrelles. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.25. Méthode de Caquot. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.26.Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.28.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.29. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableaux .III.30. Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELU. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.31.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.32.Récapitulations des efforts internes. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III. 33.Calcul et vérification des armatures. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III. 34. Vérification des armatures a L'ELS 78
Tableau.III.35. Ferraillages longitudinaux des poutrelles. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.36. Les armatures transversales et l'espacement des poutrelles. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.37. Vérification préliminaire de la flèche. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.III.38. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.1. Calcul de centre de masse..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité. accidentelle..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. IV.5. Calcul d'excentricité totale. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.6.Coefficient d'accélération de zone A. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.7. détermination du facteur de qualité Q..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.8. Le comportement des trois premiers modes. .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.9. Le comportement des trois premiers modes. .... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. IV.10. Coefficient de participation massique. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.11. Vérification de la période ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.12. Calcul de la force sismique..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.13. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.16.Calcul du moment de renversement. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.17.Calcul du moment stabilisant..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .IV.18. Vérification de stabilisation..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.IV.19. Vérification des déplacements inter-étage sens X. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens Y. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.IV.21. Vérification l'effet P-Δ sens X..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau IV.22. Vérification l'effet P-Δ sens Y..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.1.Les données de calcul.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.2.Efforts internes maximum des poutres principales.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.V.3.Efforts internes maximum des poutres secondaires. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.4.Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.5.Section des armatures longitudinales des poutres secondaires. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.6.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.8.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau .V.9.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.10.Calcul de τ_u. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.11.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.12.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.13.Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.14.Vérification de la flèche des poutres. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.V.15. Valeur de la flèche des poutres principales. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.V.16.Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V. 17. Détermination des armatures à l'ELU de résistance.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.19.Vérification des armatures à ELS des poteaux. .**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.20.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.V.21.Les armatures transversales et leurs espacements.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau. V.22.Vérification de la quantité d'armatures transversales. .**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.24. calcul les armatures verticales de voile VY1=355cm....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.24. calcul les armatures verticales de voile VY2=260cm....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.25. Calcul les armatures verticales de voile VY1=270cm...**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.26. calcul les armatures verticales de voile VX3=325cm....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.27. vérification des armatures a ELS de Voile VY1=355cm.**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.28. vérification des armatures a ELS de VoileVY2=260cm. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.29. vérification des armatures a ELS de Voile VX3=270cm **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau V.30. vérification des armatures a ELS de Voile VX5=325cm.**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.31. calcul des armateurs horizontales de voile VY1. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.32. calcul des armateurs horizontales de voile VY2. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.34. calcul des armateurs horizontales de voile VX3. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.35. calcul des armateurs horizontales de voile VX5. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.36. : diamètre des armateurs transversales. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.37.calcul les armatures verticales..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.38.vérification des armatures a ELS des voiles . ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.39.calcul les armateurs horizontaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.40. Calcul des armatures des linteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau V.41. calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées .. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI 2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI 3 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles et poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 4 : Armatures principales des semelles filantes. ... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 5: Tableau VI. 4 : l'armature de répartition..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 6 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI.7 Vérification des semelles au renversement..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 8 : Dimensionnement du poutre de libage..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 9 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 10: Détermination des moments de la poutre de libage. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 11: Les résultats du calcul des armatures à l'ELU.**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 12 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(3) à l'ELS. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI .13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI 14 : Calcul des armatures transversales et leur espacement. ... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI 15: Vérification de la flèche du poutre de libage. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 16: Valeurs de **α**. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 17 : Les données de calcul. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI. 18: Ferraillage longitudinal des longrines. ... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI .19 : Verification de contrainte à l'ELS des longrines..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau VI .20 : Calcul des armatures transversales et leur espacement. .. **Erreur ! Signet non défini.**

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_u : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص:

هذا المشروع يهدف إلى دراسة و هيكلة بناية من الخرسانة المسلحة , ذات استعمال سكني تتكون من ست طوابق بالإضافة إلى الطابق الأرضي , و المقرر بنائها في إطار إنشا 60ء مسكن في ولاية المدية بلدية العزيزية. و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية II.a.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة مختلطة عارضات و أعمدة +جدران خراسانية مسلحة .

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر :

- قواعد الخرسانة المسلحة.

-القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل و استعمال برنامج(sap2000 v18)

وأخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات وفقا لتوصيات تقرير دراسة التربة .

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation, comportant un bloc, en **RDC** + 6 étages qui sera implanté à Médéa (commune EL AZIZIA), classé selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de Moyenne sismicité (**zone II.a**).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de Contreventement mixte par voile et des portiques avec justification d'interaction Portiques –voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis Conformément aux règlements algériens **(CBA 93 et RPA99 version 2003).**

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel **(sap2000 v18).**

Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions Du rapport de sol.

Summary

This Project consists in studying a building with lively use, containing one block in **first floor + 6 floors,** Which will be established in Médéa (EL AZIZIA), classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of average Seismicity **(zone II.a).**

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind bracing (Frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant Elements were established in accordance with the Algerian payments. **(CBA 93 and RPA 99 version 2003).**

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software (**sap2000 v18).**

Finally, we have studied the infrastructure and calculated the foundations by holding account the regulations of the Report of ground.

INTRODUCTION GENERALE

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "***RPA99 version 2003***"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

A travers ce mémoire, on fixe l'objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs. Le travail est subdivisé en six chapitres, le premier contient une présentation de l'ouvrage. Dans le second chapitre on a fait un pré dimensionnement et évaluation des charges de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique (sismique) .En Ce qui concerne le cinquième chapitre on a exposé le ferraillage des éléments résistants. Dans le dernier chapitre on a réalisé l'étude des fondations. On fin le mémoire est terminé par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.1Introduction :

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à Calculer des éléments résistants d'un ouvrage (RDC+6) en béton armé contreventé par des Voiles + portique, à usage d'habitation.

- **Situation :** l'ouvrage proposé sera implanté à EL AZIZIA, zone de moyenne sismicité (**Zone IIa)** selon le classement des zones établit par le règlement parasismique Algérien.

(RPA99 version 2003). Notre étude sera conforme aux exigences Le règlement Béton Armé "CBA93"

À fin que la conception d'un projet en génie civil s'élabore dans le respect des règles de l'art, il faut tenir en compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

I.2 Description de l'ouvrage :

On se propose d'étudier bâtiment en (R+6) à Usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la commune de (EL' AZIZIA) , cette région est classée comme zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon la classification des zones établit par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :
Un Rez-de-chaussée plus 6 étages de trois appartements (**F3**) par étage.

I.3. caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.a. Caractéristiques géométriques :

❖ **Dimensions en élévation :**

- hauteur du bloc est de 22.61 m (sans l'acrotère)
- hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.23 m
- hauteur de l'étage courant est de 3.23 m

❖ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale : L=23.60 m (sens longitudinal)
- Largeur total : l = 16.78 m (sens transversal).

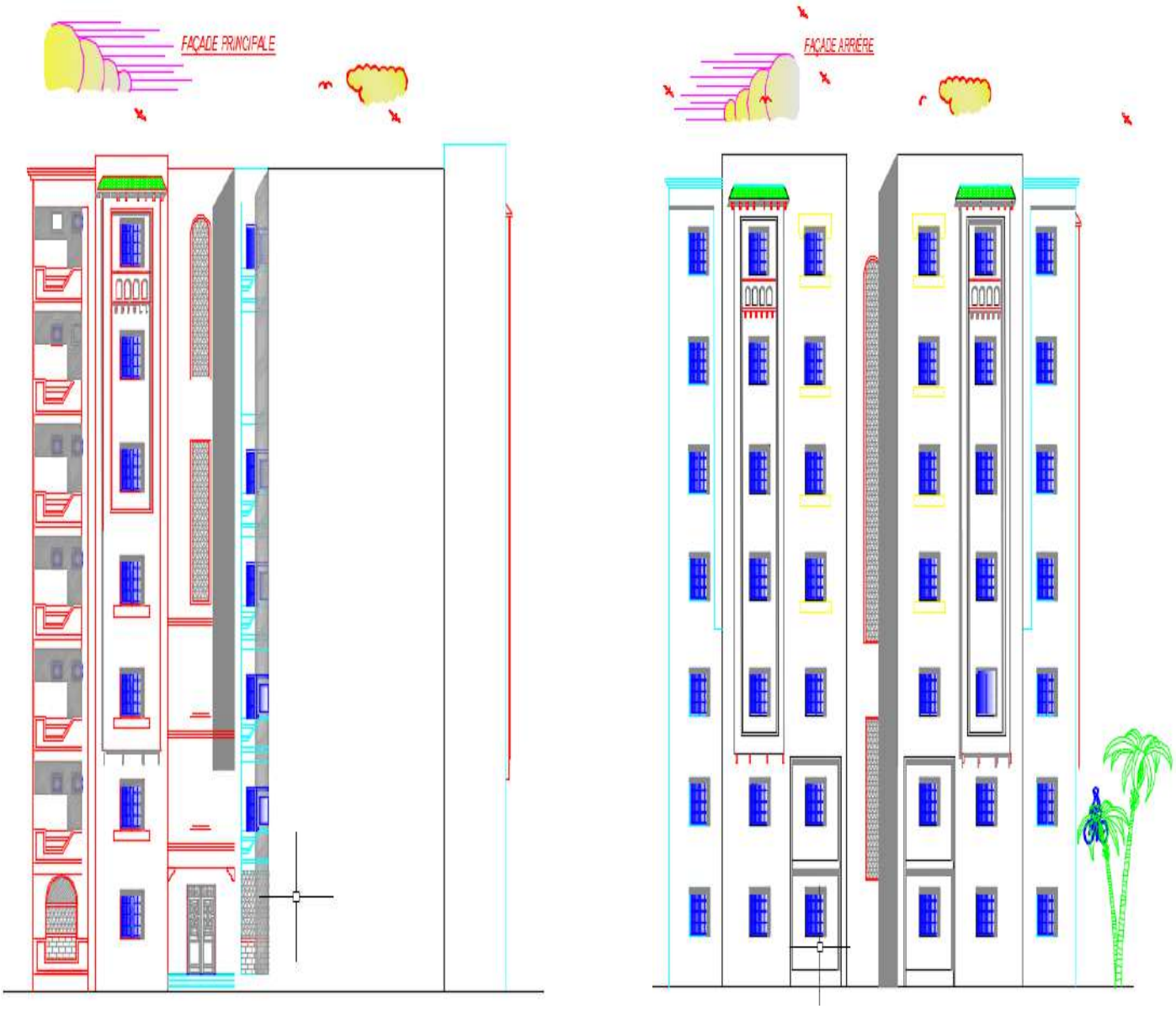


Figure 1.1 : Façades Principale + Arrière.

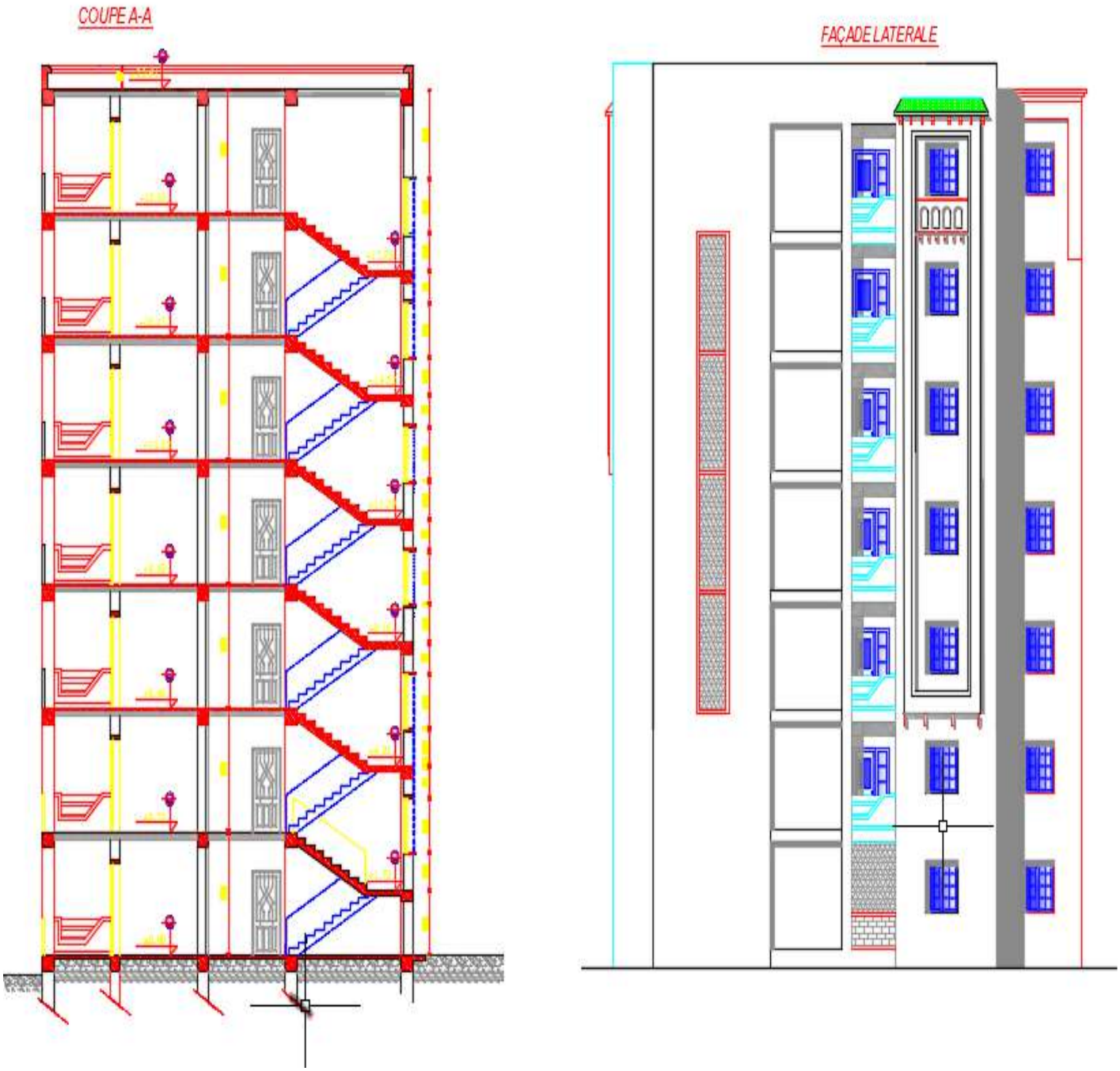


Figure 1.2 : façade latérale + Coupe A-A

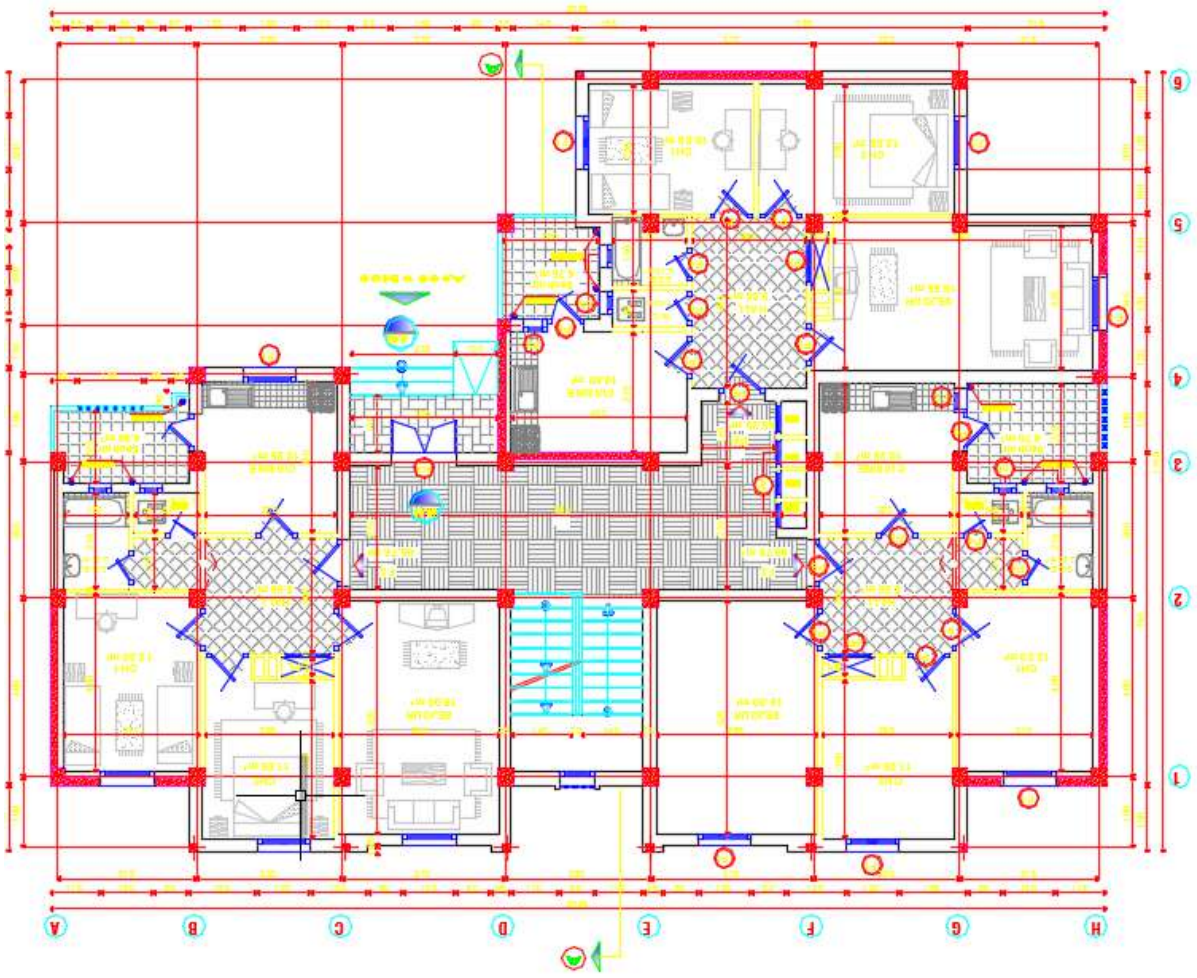


Figure 1.3 : Plan RDC + Etage courante.

1.3. b. L'ossature :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les Conditions de l'article 3.4.A.1.b pour les structures en béton arme, on ne peut pas adopter un Contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14.00 m. Par conséquent, nous avons opte pour un Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.
Pour ce genre de contreventement il ya lieu également de vérifier les conditions suivantes :

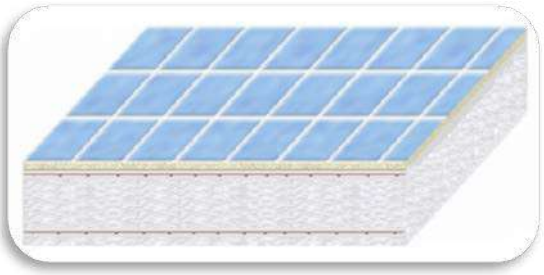
Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales
On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIa, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

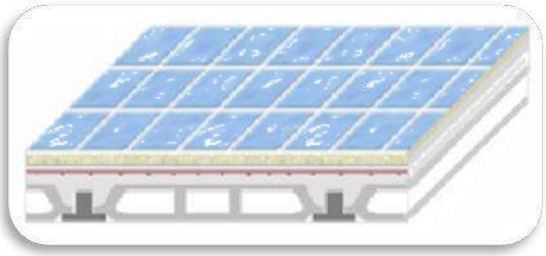
1.3.c. Plancher.

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher semi Préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) pour les raisons Suivantes :
- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les Poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour les dalles pleines à cause de Leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le Temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

Planchers à dalle pleine





Planchers à corps creux

Figure 1.4 Plancher a corps creux.

I.3.d Maçonnerie :

1. Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses
de 10 cm d'épaisseur avec une
Lame d'air de 5 cm (10+5+10).

2. Murs intérieurs :

Sont des cloisons de séparation de 10cm d'épaisseur.

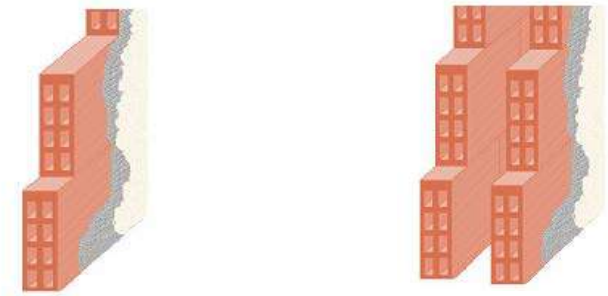


Figure 1.5 : mures intérieurs + extérieure.

I.3.e. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieures.

I.3.f. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en Béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3.g. Les escaliers :

Notre structure comporte un seul type d'escalier :
Escalier droit à deux volées.

I.3.h. Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, .Le système de fondation doit être homogène. Pour notre cas on a un $\sigma_{sol=}$ 2bars et l'encrage des semelles st de 2 m.

I.3.i. Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

I.4. règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE DTR B C 2 48)
- CBA 93 (Code du béton armé).(règles de conception et de calcul en béton armé.)
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91. (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

I.5. Caractéristiques des matériaux:

Les bétons et les aciers seront choisit conformes aux règle de conception et de Calcul des structures en béton arme (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

I.5.1.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement Par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, Pierres cassées, …). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en

Modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que Ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.5.1.1.a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de Ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau.
La composition est donnée en fonction du type de matériaux a utiliser.

L'eau doit être propre sans acide, le gravier doit être aussi dure et propre, le sable doit être également propre, il ne doit comporter ni terre, ni matières organiques, ni argile.

I.5.1.1.b. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues a un chargement de compression ou de traction.

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours.
Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96* cm^2 de section
, de *32 cm* de hauteur et 16 cm de diamètre.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96* cm^2 de section et de *32 cm* de hauteur.

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40 \ Mpa$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25 \ MPa$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad (MPa)$$

f_{c28} *=25 MPa,* on trouve f_{tj} *= 2,1 MPa*

I.5.1.2. Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

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

Où : f_{cj} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en Mpa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égale à :

$$E_{Vj}[Mpa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \text{Soit : } E_{Vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} Mpa$$

I.5.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- E.L.U : $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- E.L.S : $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.5.1.4.. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25\ kN/m3$

I.5.1.5. Les contraintes limites de calcul :

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

γ_b =1,5 cas des situations durables ou transitoires……f_{bu} = 14,17 MPa

γ_b =1,15 cas des situations accidentelles……f_{bu} = 18,48MPa

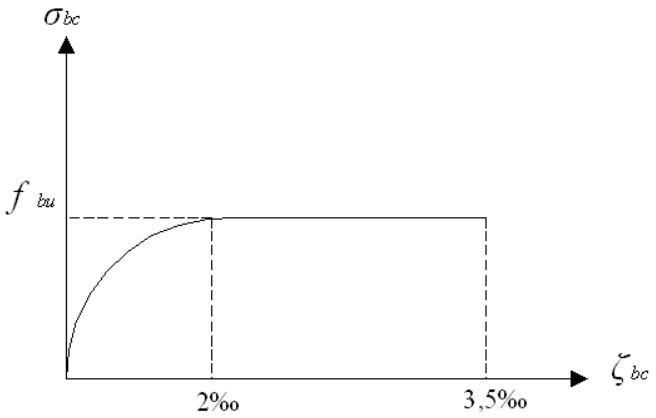


Figure.I.6:Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ;on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton .
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

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

f_{c28} =25 MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

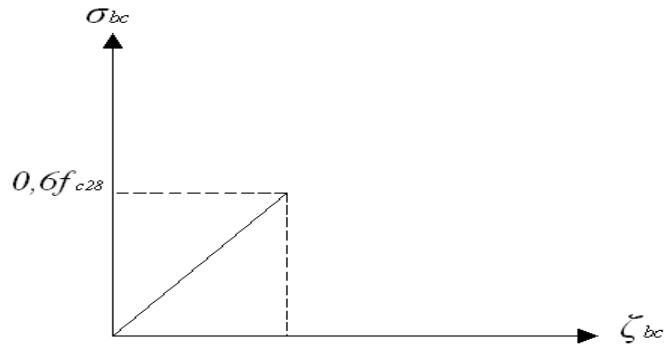


Figure.I.7:Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

I.5.2. ACIERS :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en Compression.

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

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.I.1. Caractéristiques mécanique des aciers.

Type d'acier	Nuances	Fe (MPA)	Diamètre (mm)	Utilisation
Rond lisse	FeE235	235	ϕ6 et ϕ8	Armatures transversales
Acier HA	FeE400	400	T≥8	Armatures transversales et longitudinales
Treillis soudés	TLE520	520	$0 \leq \phi \leq 6$	Table de compression

I.5.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$E_s=2.10^5$MPa

a. Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L): *FeE24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) :f_e=400MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.
-

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2{,}1.10^5 MPa$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

- On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

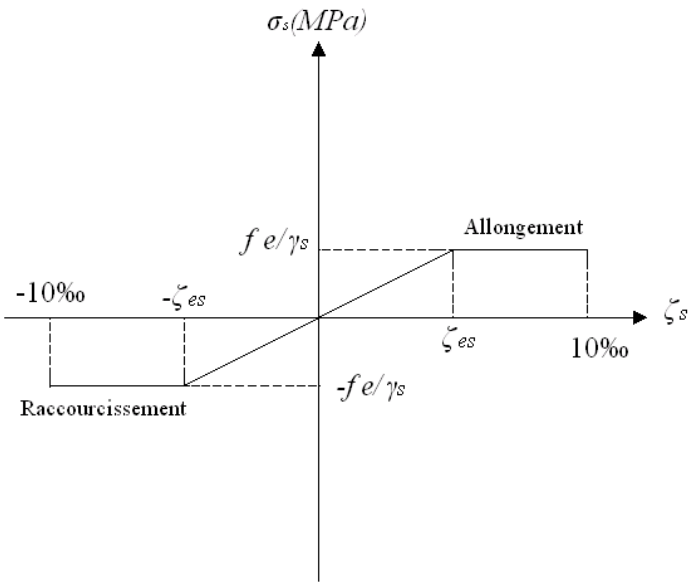


Figure.I.8:Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

fe: Contrainte limite élastique.

ξs: Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s: Contrainte de l'acier. $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \textit{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1{,}00 & \textit{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers*FeE400*on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74\,‰$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.

η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n: Coefficient d'équivalence.

Es: Module de déformation de l'acier.

Eb : Module de déformation du béton.

CHAPITR II :

Prédimensionnement et évaluation des charges

II.1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques.

Issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification a la Résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire, nous commençons le Pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHER

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui Lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort Comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des Vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions Suivantes :

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{(L/25) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Le règlement CBA93 n'exige que $\mathbf{h_t \geq L/22.5}$ d'où la nouvelle fourchette est :

$$\mathbf{(L/22.5) \leq h_t \leq (L/20)}$$

Avec :

♦ L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

L = 3.35 m.

$13.40 \text{ cm} \leq h_t \leq 16.75 \text{ cm}$

$H_t \geq (3.35/22.5=14.88)$

On prend: **ht = 20 cm**

Ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4).

Telle que:
ht = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).
e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc **ht = (16+4) cm**.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a: 20 cm > 16cm …… (C.V).

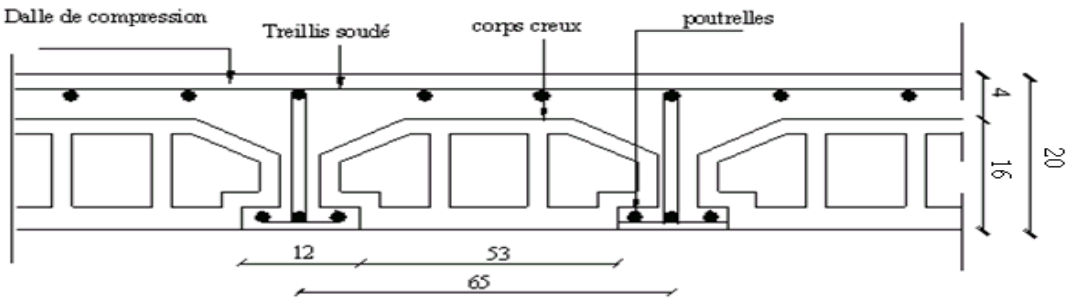


Figure.II. 1 : Coupe du plancher à corps creux.

Donc on utilisera le corps creux de dimensions suivantes :

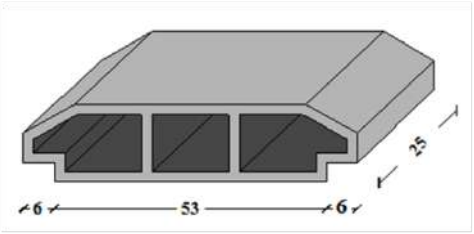


Figure.II. 2 : Dimensions du corps creux.

II.2.2. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction
De la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des
Dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

➢ **(Lx/45) ≤ e ≤ (Lx /40)**

Où :

- ➢ e. épaisseur de la dalle.
- ➢ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- ➢ Pour le cas de notre structure, on a : L = 3.55 m.
- ➢ Critère de résistance **355/45 ≤ *ep* ≤ 355/40⇒7.88≤ *ep* ≤ 8.87**

- **Sécurité contre l'incendie :**

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.

ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

- **condition d'isolation acoustique :**

ep ≥ 15 cm.

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : **e_p = 15cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Plancher terrasse :

Les couches du plancher terrasse et leurs poids sont donnes dans le tableau suivant :

II.3.1.a. Charge Permanente G :

Tableau.II.1. charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N^0	composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Gravier roulé (8/15)**	0,05	18	**0.90**
2	**Etanchéité multicouche**	0,02	6	**0,12**
3	**Papier kraft**	-	-	**0,05**
4	**Forme de pente**	0,10	22	**2,20**
5	**Film polyane**	-	-	**0,01**
6	**Liége (isolant)**	0,04	4	**0,16**
7	**Pare vapeur**	0,01	6	**0,06**
8	**Plancher (16+4)**	0,16+0,04	-	**2,80**
9	**Enduit plâtre**	0,02	10	**0,20**
Charge Permanente G				6,54

II.3.1.b. Charges d'exploitations :

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2.

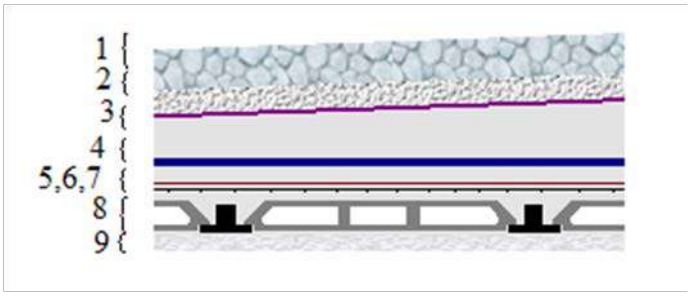


Fig.II.3. Composants d'un plancher terrasse.

II.3.2. Plancher étage courant :

Les différentes couches et leurs poids sont donnes dans le tableau suivant :

II.3.2.a. Charge Permanente G :

Tableau.II.2. charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0,02	22,00	0,44
2	**Mortier de pose**	0,02	20,00	0,40
3	**Lit de sable**	0,30	18,00	0,54
4	**Plancher (16+4)**	0,16+0,04	-	2,80
5	**Enduit en plâtre**	0,02	10,00	0,20
6	**mur simple cloison**	0.14	-	1,62
Charge Permanente G				**6,00**

II.3.2.b. Surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m2.

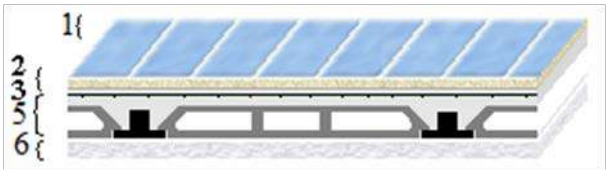


Figure. II.4.Constituant d'un plancher étage courant.

II.3.3. Dalle pleine :

II.3.3.a. Charge Permanente G :

Tableau .II.3. :charges permanentes du Dalle pleine Etage courant.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0,02	0,44
2	**Mortier de pose**	0,04	0,4
3	**Lit de sable**	0,03	0,54
4	**Etanchéité**	0,02	0,12
5	**Dalle pleine**	0,15	3.75
6	**Enduit de ciment**	0,02	0,36
7	**Cloison légère**	0,10	1,62
		G	7.23

II.3.3.b. surcharges d'exploitation :

Le plancher courant à usage d'habitation **Q = 1,5kN/m²**



Figure .II.5. : Composants du dalle plaine.

II.3.4. Maçonneries :

II.3.4.a-Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

Tableau. II.4. charges permanentes du mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	**Enduit en ciment**	0,02	18	**2**x 0,36
02	**Brique creuse**	0,10	/	**2** x 0,90
03	**Lame d'aire**	0,10	/	/
Charge permanente G				**2,52**

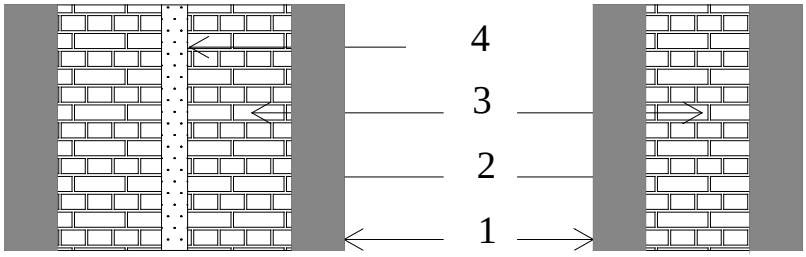


Fig. II.6.: Composants d'un mur.

II.3.4.b-Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau. II.5. charges permanentes du mur simple cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	**Enduit en ciment**	0,2	18	0,36
02	**Brique creuse**	0,10	90	0,90
03	**Enduit en ciment**	0,02	18	0.36
Charge permanente G				**1,62**

II.4. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments internes qui ne sont pas exposes aux intempéries, ces dernières Sont sollicitées par des moments fléchissant qui détermineront les armatures longitudinales et Des efforts tranchants qui détermineront les armatures transversales, l'effort normal étant négligé.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges

Verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées.

D'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

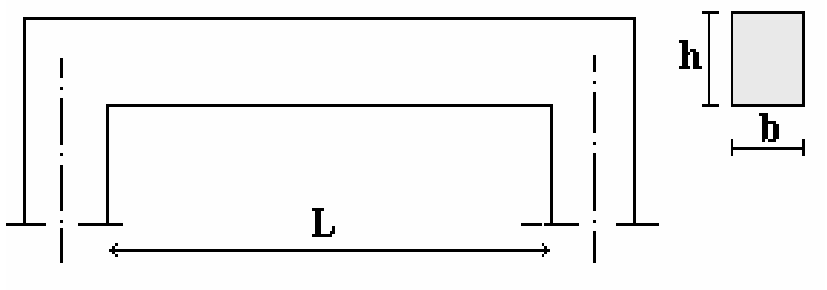


Fig. II.7. Composants d'une poutres.

♦ b: largeur de la base de la poutre.
♦ h: hauteur totale de la poutre.
♦ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement de la section transversale de la poutre selon les règlements BAEL 91 est comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad et \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99 (version 2003):

Pour la zone IIa (zone de moyen sismicité) ; les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4,0$

$b_{max} \leq 1{,}5h+b_1$

Avec $e \leq \max(b_1/2 \ , \ h_1/2)$

- **Vérification de la flèche :**

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si $L>5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Pour les éléments en console:

Si $L \leq 2m \Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

II.4.2. Les poutres principales

On a **L_{max} = 4.95m**

Alors : $33 \leq h \leq 49.5$ On prend h = 35 cm

Et $10.5 \leq b \leq 24.5$ On prend b = 30 cm

II.4.2.a-Vérification selon le RPA99 (version 2003):

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 30 > 20 cm (C.V)

h = 35 > 30 cm (C.V)

h/b = 1,66 ≤ 4,0 (C.V)

b_{max}=30 cm ≤ 1,5h+b_1= 82,5cm (C.V)

- **Condition de la rigidité :**

$\frac{h}{L} = 0{,}007 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06$ (c.v)

Donc on prend : (b × h) = (30 ×35) cm².

Conclusion : toutes les vérifications RPA99 (version 2003) sont satisfaisantes.

II.4.3-Poutres secondaires :

On a : L_{max} = **3,35 m**

Alors : 22.33cm ≤ h ≤ 33.5cm On prend h = 30cm

Et 9cm ≤ b ≤ 21cm On prend b = 30 cm

II.4.3.a-Vérification selon RPA99 (version 2003):

b = 30≥20 cm (CV)

h = 30≥ 30 cm (CV)

h/b = 1,00 ≤ 4 (CV)

❖ **Condition de la rigidité :**

$$\frac{h}{L} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0{,}06 \qquad (\text{c.v})$$

Donc on prend : (b x h) = (30 x 30) cm².

-Plancher terrasse :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.3 x 0.35 x 25 = 2.625 KN/ml.
- Poids propre du plancher terrasse : $G_{plancher}$ = 6.54 x (3.70 - 0.35) = 21.909 KN/ml.
- $Q_{plancher}$ = 1.00 x (3.7) = 3.7 KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 28.234 KN/ml.

Plancher courant :

-Poids propre du plancher courant : $G_{plancher}$ = 6 x (3.7 - 0.35) = 20.1 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.5 x (3.7)= 5.55 KN/ml.

- Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher}$ = 28.275 KN/ml.

Alors: on prend $P_{tot,\ max}$=28.275 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F = 5.\ P.L^4 / 384.E.I$ **$I = bh^3/12$** **$F \leq F_{limite}$**

$F = 12x5x28.275x\ (4.95)^4 / (384x32164.2x\ 0.30x\ (0.35)^3)$

F = 0.68 cm ≤ Flimite= 0.99 cm (CV)

Conclusion : Toutes les vérifications de RPA99 (version 2003)sont satisfaisantes. Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les sections respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses: (30x35) cm² et (30x30) cm².

II.5. PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

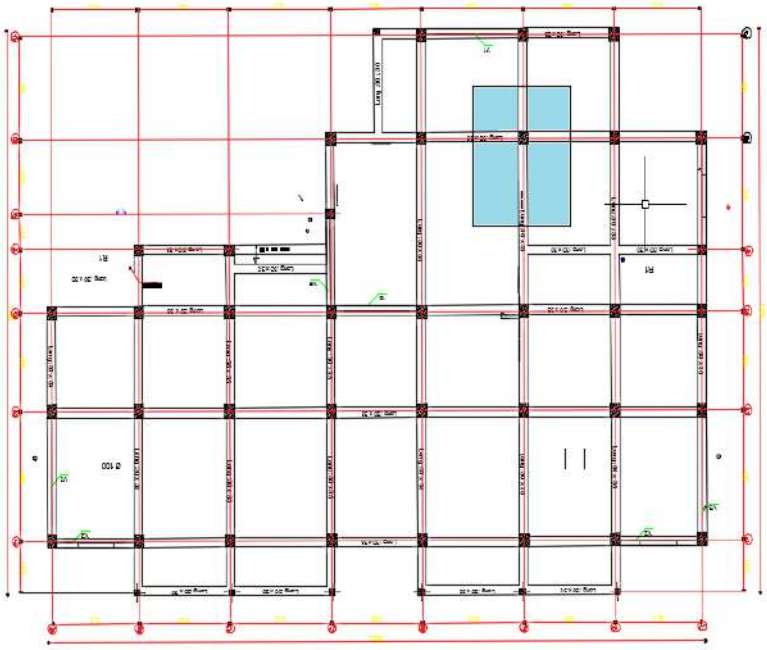
Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

❖ **Étapes de pré dimensionnement :**

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité :



II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- $Min(b_1,h_1) \geq 25\ cm$: *zone IIa*
- $Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Tableau. II.6.Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		6ème	5ème	4ème	3ème	2ème	1ème	RDC
Dimension du poteau	h (cm)	30	30	30	35	35	40	**40**
	b (cm)	**30**	**30**	**30**	**35**	**35**	**40**	**40**

II.5.3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- ❖ $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ❖ L_0 : dans les autres cas.

Avec L_0 =3.23 pour touts étages, sont comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela, on va procéder à la vérification suivante:

II.5.4. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A_s: section d'acier comprimée pris en compte dans le calcul $A_s = \frac{B}{1000}$;

Br : section réduite du poteau en déduisant de la section réelle

un centimètre sur toute sa périphérie; Br = (b-2cm)×(h-2cm).

α : coefficient

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

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}} \text{ (section rectangulaire)}$$

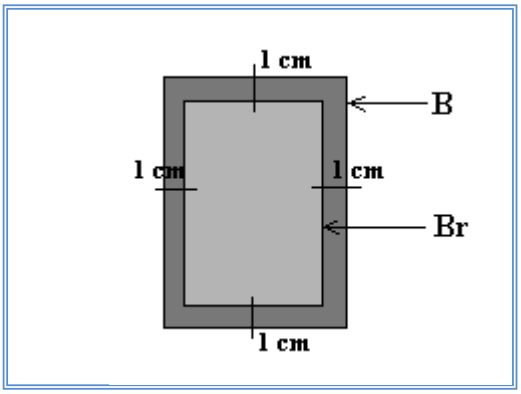


Figure. II.9.Section réduite du poteau.

Tableau. II.7.Calcule de $\overline{Nu}$.

	dimension	Br (mm²)	λ	α	As (mm²)	$\overline{Nu}$ (kN)
le 6eme étage	30x30	78400	26.10	0.7648	90	**1134.31**
le 5eme étage	30x30	78400	26.10	0.7648	90	**1134.31**
le 4eme étage	30x30	78400	26.10	0.7648	90	**1134.31**
le 3eme étage	35x35	108900	22.37	0.7857	122,5	**1617.97**
le 2eme étage	35x35	108900	22.37	0,7857	122.5	**1617.97**
le 1eme étage	40x40	144400	19.58	0.7999	160	**2183.50**
RDC	**40x40**	**144400**	**19.58**	**0,7999**	**160**	**2183.50**

II.5.5. la surface reprise par le poteau :

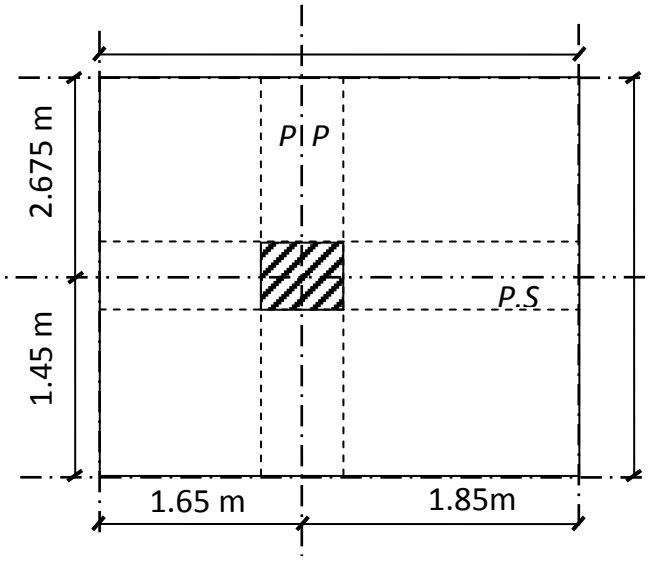


Figure. II.10.Représentation du poteau le plus sollicité.

Surface du plancher revenant au poteau:

Sp= (2.675+14.45-0.3) x (1.85+1.65-0.3) ⇒Sp=12.24 m^2

- Surface totale:

  St= (1.85+1.65)x(1.45+2.675) ⇒St=14.438 m^2

II.5.6. Descente des charges:

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a.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.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$
- $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times \sum_{i=1}^{6} Q_i$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

- Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q_1, Q_2,……, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

- **Loi de dégression des charges Q :**

Plancher terrasse : Q_0

Plancher 5ème étage : Q_0+Q_1

Plancher 4ème étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$

Plancher 3ème étage : $Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

Plancher 2ème étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Plancher 1ème étage : $Q_0+0,80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Plancher du RDC: $Q_0+0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_{5+}Q6)$

Tableau. II.8.Détermination des charges d'exploitations.

	q (KN/m²)	St (m²)	Q (KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (KN)
6eme étage	1	14.437	Q_0=	14.438	-	**14.438**
5eme étage	1.5	14.437	Q_1=	21.657	1	**31.095**
4eme étage	1.5	14.437	Q_2=	21.657	0.95	**55.586**
3eme étage	1.5	14.437	Q_3=	21.657	0,90	**72.912**
2eme étage	1.5	14.437	Q_4=	21.657	0,85	**88.072**
1eme étage	1.5	14.437	Q_6=	21.657	0,80	**101.066**
RDC	**19,70**	**14.437**	**Q_5=**	**21.657**	**0.75**	**111.895**

II.5.6.b. Charges permanentes et $\overline{Nu}$:

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive.

Tableau. II.9.Vérifications du (1,1.Nu ≤$\overline{Nu}$).

	Eléments	G (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$ (KN)	1,1Nu ≤$\overline{Nu}$
6ème étage	Poutre P	10.041	104.559	104.559	14.438	162.812	179.093	1134.31	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	7.268							
	Plancher	80.050							
5ème étage	Poutre P	10,041	97.949	202.508	36.095	327.528	409.781	1134.31	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	7.268							
	Plancher	73.44							
4ème étage	Poutre P	10,041	97.949	300.457	55.586	488.996	537.896	1134.31	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	7.268							
	Plancher	73.44							
3ème étage	Poutre P	10,041	100.573	401.03	72.912	650.759	715.835	1617.97	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	9.892							
	Plancher	73.44							
2ème étage	Poutre P	10,041	100.573	501.603	88.072	809.272	890.199	1617.97	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	9.892							
	Plancher	73.44							
1ère étage	Poutre P	10,041	103.601	605.204	101.066	968.624	1085.286	2183.50	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	12,92							
	Plancher	73.44							
RDC	Poutre P	10,041	103.601	708.805	111.895	1124.729	1237.202	2183.50	Cv
	Poutre S	7.2							
	Poteau	12,92							
	Plancher	**73.44**							

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau. II.10.Vérifications de coffrage des poteaux.

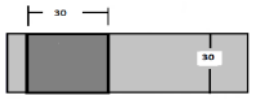
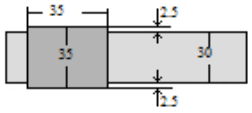
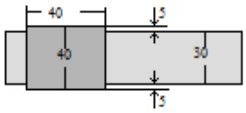
Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 25 cm	Oui
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b1, h1) =30cm≥ (he/20) = (3.23-0.30)/20 =14.65 cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	**0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4**	Oui

II.5.8. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau. II.11.Vérification aux zones nodales.

	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$	d (cm)	Max $(b_1/2;h_1/2)$	d ≤ Max $(b_1/2;h_1/2)$
	30	30	30	**oui**	0	15	Oui
	30	35	35	**Oui**	2,5	17,5	Oui
	**30**	**40**	**40**	Oui	**5,0**	**20,0**	Oui

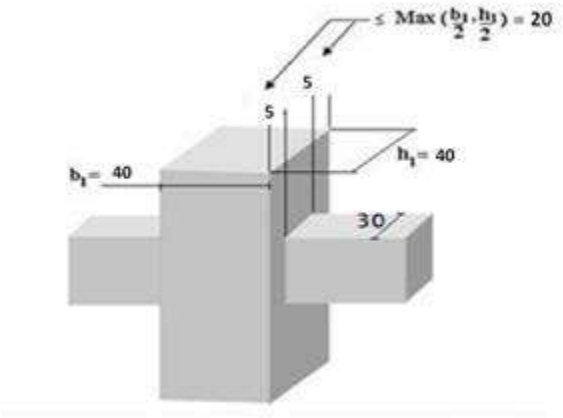


Figure .II.11. :les poutres principales

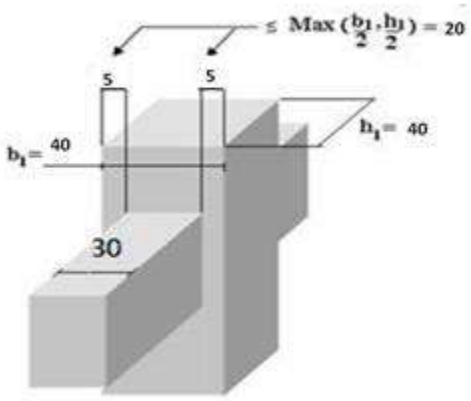


Figure .II.12. : les poutres secondaires.

II.6. pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ayant pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L≥4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le *RPA99 version 2003(Art 7.7.1)*, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

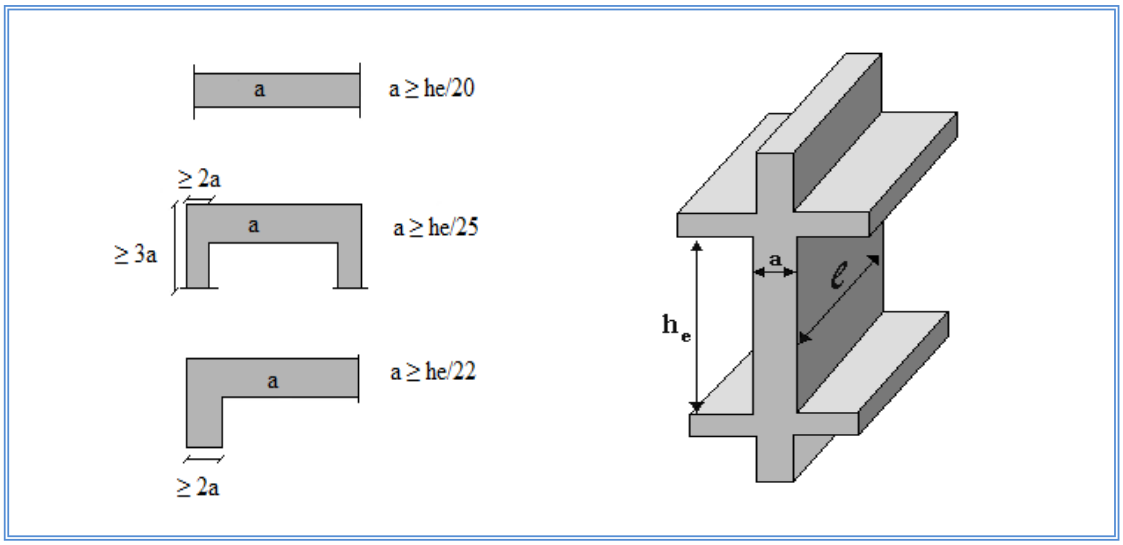


Figure. II.13.Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Dans notre cas on a :

- he= 3.23-0.30 = 2.93m.
- a ≥ MAX (15 cm ; he/25; he/22; he/20).

a ≥MAX (15 cm ; 11.72 cm; 13.31 cm; 14.65 cm)

a ≥15 cm

On adopte:

a =15 cm

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures.

III.1.2. Principe de calcul:

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de **1KN/ml** appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

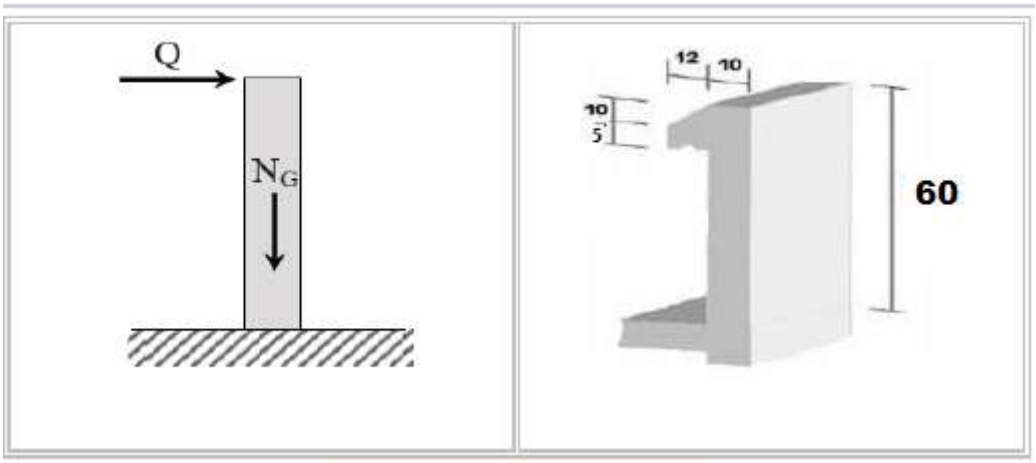


Figure. III.1:L'acrotère.

III.1.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau.III.1.charge permanentes et surcharges et d'exploitation de l'acrotère

Charge Permanente
Poids propre : **[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0,03)/2)].25=1.755KN**
Charge d'exploitation
Q = 1 KN

III.1.4. Détermination des efforts:

Tableau.III.2. Les efforts sur

L'E.L.U
L'effort normal : N_U =1,35.G = 1,35×1.755 =2,369 KN
Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5×1×0,6= 0.90KN.m
L'effort tranchant : T_U =1,5.Q = 1,5×1 = 1, 500 KN.
L'E.L.S
L'effort normal : Nser = G = 1.755 KN
Moment d'encastrement : Mser = Q. h =1×0,6= 0,6 KN.m
L'effort tranchant : Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera pour une section rectangulaire (100×10) cm^2 soumise à la flexion composée.

.

Tableau.III.3. Dimensions et caractéristiques des matériaux

Dimensions			Résistances caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	cm	fc_{28}	25	MPa
H	10	cm	FeE	400	MPa
C_1	2,5	cm	Sollicitations		
C_2	2,5	cm	Notations	Valeurs	Unités
Longueur de flambement			Nu	2,369	KN
Notations	Valeurs	Unités	Mu	0.9	KN.m
L_0	0,6	m	Nser	1.755	KN
L_f	1,2	m	Mser	0,6	KN.m

III.1.5.a .Etat Limite Ultime:

- ***Calcul de l'excentricité:***

$$e0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}9\times 10^2}{2.369} = 38{,}00\text{cm}$$

Où l'enrobage est: c= c1 = 2,5 cm

On a $e0 = 38{,}00\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2{,}5 = 2{,}5cm$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors on a une section partiellement comprimée.

- **Calcul du moment de flexion :**

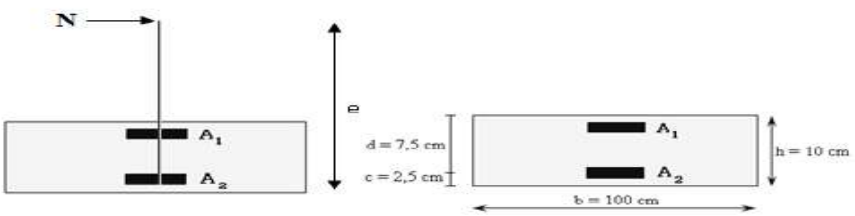


Figure III. 2 : Section de B.A à

a: distance entre le point d'application de " N "et le centre des armatures tendues.

e = e0 + (h/2-c) $\Rightarrow$e = 40.5 cm.

M1 = Nu × e $\Rightarrow$ M1 = 0,96KN.m.

- ***Calcul des armatures verticales :***

Le calcul se fera en flexion simple à l'état limite ultime:

Mu =M1=0,96KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc}.b \cdot d^2}$$

μ= 0,012<μl = 0,392 $\Rightarrow$ A' = 0.

Donc : ß = 0,994 (tab).

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A = 37mm^2$$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}30\ cm^2$

Et A' = A1$\Rightarrow$ A' = 0

Donc: $\begin{cases} A_2 = 0{,}30\ cm^2 \\ A_1 = 0\,cm^2 \end{cases}$

❖ ***Condition de non fragilité*:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,cm^2 > A = 0{,}30\ cm^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm²

On adoptera : A2 = 5HA8 =2,31cm²

❖ ***Armatures de répartition:***

On a : $\frac{A}{4} \le Ar \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}58 \le Ar \le 1{,}16$

Donc, on prendra : Ar = 4 HA 6 = 1.13 cm²

❖ ***Espacement:***

$S_t = \frac{100}{5} = 20\,cm \le$ Smin = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm (cv)

$S_{tr} = 15\,cm \le$ Smin = min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm (cv)

III.1.5.b. Vérification à l'état limite de service:

Données : Nser = 1.755 KN.

Mser = 0,6 KN.m

❖ ***Calcul de l'excentricité:***

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.755} = 34.19 cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \quad \leq e_0 = 34.19 cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: Bo = b.h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo= 1034, 65 cm².

$\upsilon 1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (A1\ c + A2\ d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}084$ cm.

$\upsilon\ 2 = h - \upsilon\ 1 \Rightarrow \upsilon 2 = 4{,}916$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon\ 1^3 + \upsilon\ 2^{\ 3)} + 15\ [A1\ (\upsilon\ 1 - c1)^{\ 2} + A2\ (\upsilon 2 - c'2)^2] \Rightarrow I = 8542.60$ cm⁴.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.Donc :

M'G = Nser .CG'

CG'= CG+GG'= CG + (υ1 – (h/2))= e0– (h/2-c) + (υ1 – (h/2))=32,573cm.

CG'=34.19> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

❖ ***Détermination de y1 :***

Pour déterminer y1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y2^3 + py2 + q = 0$……."*"

Tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

$$p = -3C^2 - 90\frac{A'}{b}(C - c') + 90\frac{A}{b}(d - C)$$

$$q = -2C^3 - 90\frac{A'}{b}(C - c')^2 - 90\frac{A}{b}(d - C)^2$$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29,18 cm < 0".

$p = -3873{,}53\ cm^2$

$q = 92093{,}84\ cm^3$

D'où l'équation (*) devient : $y2^3 + (-3873{,}53)\, y2 + 92093{,}84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -38.052x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}744 \Rightarrow \varphi = 138.07 \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 48.88cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 33.94cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -47{,}43\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 13{,}49cm \end{cases}$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y1 = y2 + C < h$

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y2' = 33{,}94$ cm

$y2'' = -47{,}43$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y2''' = 13.49$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : 0 < y1 = 33,94 + (- 29.18) = 4,76 cm < h = 10 cm

Donc on prend : y2 = 33.94 cm.

$$S_{xx'} = \frac{1}{2}b\,y_1^2 + 15\left[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)\right]$$

Sxx'=1037, 939 cm3

k = 1755/1037939 $\Rightarrow$ k=1,69x 10^{-3} N/mm3

Donc : $\sigma b = ky1 = (1,69 \times 10\text{-}3) \times 21.5 \Rightarrow \sigma b = 0.08$ MPa

Et : $\sigma s = 15\ k\ (d - y1) = (15 \times 1,69 \times 10\text{-}3) \times (75 - 47,6) = 0,69$ MPa

$\sigma s = 15\ k\ (y1-c) = (15 \times 39.78 \times 10^{-3}) \times (21.5-75) =$

Donc, on obtient :

$\sigma b = 0,08$ MPa $\leq \overline{\sigma}\, b = 0,6\ fc28 = 15$ MPa (c.v).

$$\overline{\sigma s} = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f e = 333,33\ \text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta f\, tj} = 201,633\ \text{MPa}\right] = 201,633\ \text{MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma s = 0,69$MPa $\leq \overline{\sigma s}$ (c.v)

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armatures tendues doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F"

qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

On doit vérifier que: $\tau u \leq \overline{\tau}$ telles que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02\ MPa$$

Et : $\overline{\tau} = \min\left[0,15\ \frac{fc_{28}}{\gamma b}\ ; 4\ \text{MPa}\right] = 2,5$ MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0,02MPa < \overline{\tau}_u = 2,5\ MPa$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$$Fp= 4.A.Cp.Wp$$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2b, zone sismique II a).
Cp = facteur de force horizontale.
Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.25
Cp = 0.3
Wp = 1,755 KN
Fp= 4.A.Cp.Wp= 4×0.25×0.3×1.755 =0.52 KN < 1.5Q =1.5 KN

Donc:

L'acrotère résiste à la force sismique

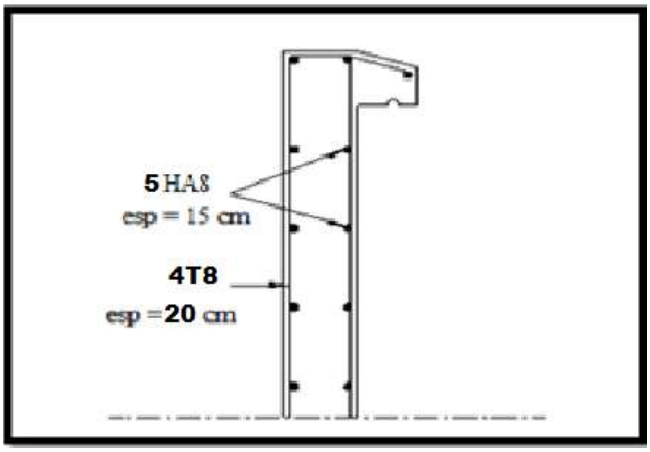


Figure.III.3. Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Calcul des escaliers:

III.2.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier droit a deux volée.

III.2.2.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

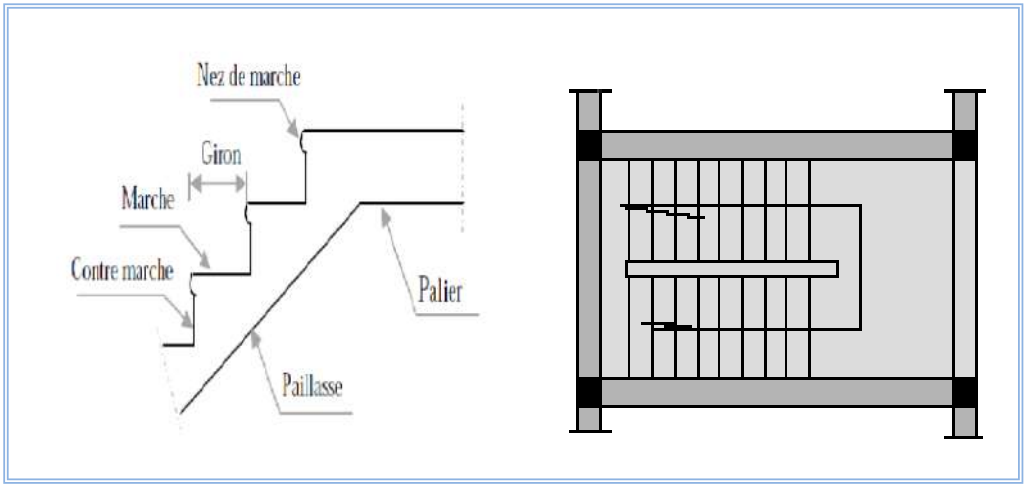


Figure.III.4.Vue en plan de l'escalier.

III.2.3. Dimensionnement:

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de ce type d'escalier et comme suit:

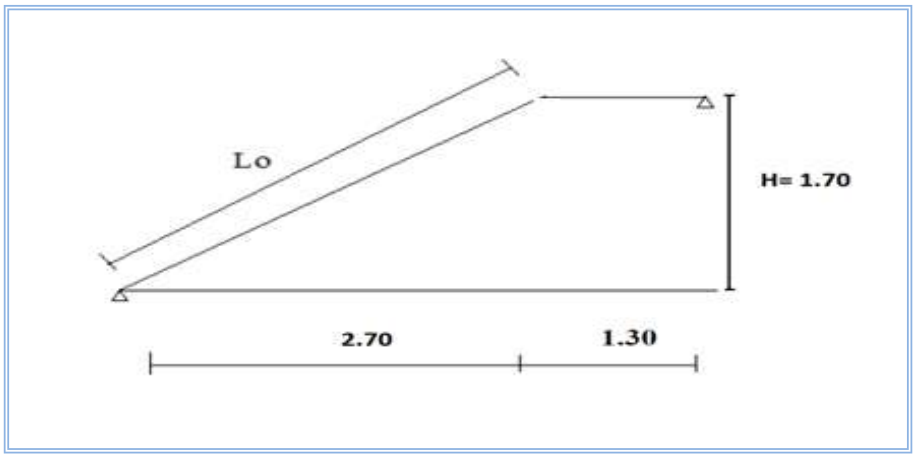


Figure.III.5. Dimensions de

❖ **L'angle d'inclinaison α:**

$$tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,70}{2,70} \Rightarrow \alpha = 32,2^0$$

❖ **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 3.19m$$

On utilisant la **formule de Blondel [4]►► [Art 4.1.3] ◄◄** pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

n: le nombre de contremarches.

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

$$g = \frac{L}{n-1} \qquad h = \frac{H}{n}$$

❖ **Détermination de n, g, h :**

$$\begin{cases} \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \leq 66 \\ \frac{L}{n-1} + 2\frac{H}{n} \geq 59 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,70m , L= 2,70m)

$$\{64n^2 - 704n + 340 = 0$$

Donc on prend :

Nombre de marches $n = 10$

Nombre de contre marches $n - 1 = 9$

Hauteur de la contre marche $h = 17cm$

Largeur de la marche $g = \frac{L}{n-1} \Longrightarrow g = 30.cm$

On prend g=30 cm 59cm < 64 < 66 cm (C.V)

❖ **Epaisseur de la paillasse et paillasse:**

Pour les deux volets: L=3.19 + 1.30 = 4,49m

$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30}$ Avec $\Rightarrow 12.83 \le e \le 14.97cm$

On prendra: ep= 14 cm

III.2.4. Evaluation des charges et surcharges :

A. Charges permanentes:

Tableau.III.4.Charges permanentes du palier de repos de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	14	0,28
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier	0,14	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	20	0,4
			G	5,41

Tableau.III.5. Charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la paillasse	0,14 / cosα	25	4,44
5	Poids des marches	0,17/2	25	2,12
6	Enduit ciment	0,02	14	0,28
			G	8.22

B. Surcharge d'exploitation:

- **La paillasse :** $Q = 2,5KN/m^2$
- **Le palier :** $Q = 2,5KN/m^2$

III.2.5. Détermination des sollicitations:

- **ELU : Pult = 1,35G+1,5Q**
- **ELS : Pser = G+Q**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.6. Combinaison des charges de

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	5,16	2,5	10.72	7,66
Paillasse	7.92	2,5	14,44	10,42

III.2.6. Détermination des efforts:

a. Etat Limite Ultime :

$\sum M/B = 0$

RA (3.19+1.3) - 14.44x3.19(3.19/2+1.3) - 10.72x1.3(1.3/2) = 0

RA = 31.72 KN

$\sum M/A = 0$

RB (3.19+1.3) – 10.72 x 1.3 (1.3/2+3.19) – 14.44x 3.19 (3.19/2) = 0

RB = 28.28 KN

(0 ≤ x ≤ 3.19)

Moment fléchissant : $M(x) = 31.72\,x - 14.44\,x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 31.72 + 14.44x$

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 31.72 KN

(3.19≤ x ≤ 4.49)

Moment fléchissant **:** $M(x) = 31.72x - 14.44(3.19)(x-3.19/2)-10.72(x-3.19)(x-3.19/2)$

Effort tranchant: $T(x) = 31.72 - 14.44(3.19)-10.72(x-3.19)$

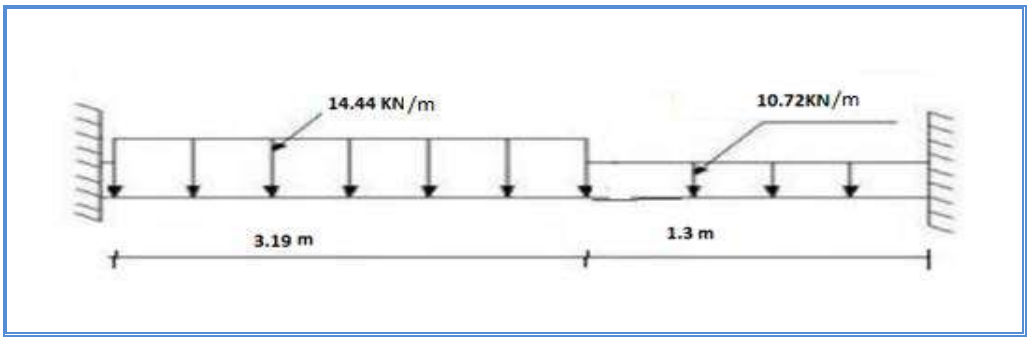
L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 3.19 m

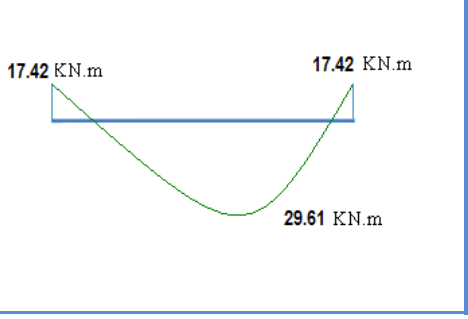
Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 31.72 - 14.44x = 0$

X = 2.20 m

Mmax = 34.84 KN.m

Tmax = 31.72 KN





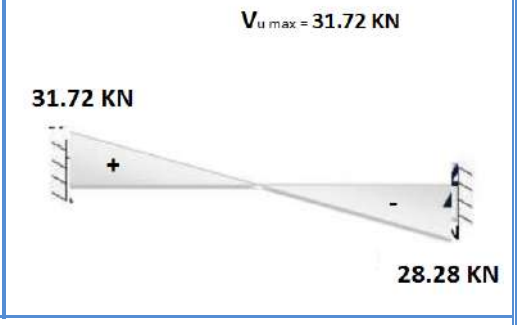


Figure.III.6. Schéma statique des efforts du l'escalier à

b.* Etat Limite de service*:

$\sum M/B = 0$

RA.(3.19+1.3) – 10.42 x 3.19(3.19/2+1.3) – 7.66 x 1.3(1.3/2) = 0

RA= 22.87 KN

$\sum M/A = 0$

RB.(3.19+1.3) – 7.66 x 1.3 (1.3/2+3.19) – 10.42 x 3.19(3.19/2) = 0

RB= 20.32 KN

(0 ≤ x ≤ 3.19)

Moment fléchissant : $M(x) = 22.87x – 10.42x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 22.87 – 10.42 x

M (0) = 0 KN.m ; T (0) = 22.87 KN

(3.19 ≤ x ≤ 4.49)

Moment fléchissant **:** M(x) = 22,87x– 10.42(3.19)(x-3.19/2)-7.66(x-3.19)(x-3.19/2)

Effort tranchant: T(x) = 22.87 – 10.42(3.19)-7.66(x-3.19)

L'élément max se trouve dans l'intervalle: 0 m ≤ x ≤ 3.19 m

Effort tranchant**:** $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 22.87 - 10.42\,x = 0$

x = 2.19 m

Mmax = 15.37 KN.m

Tmax = 22,87 KN

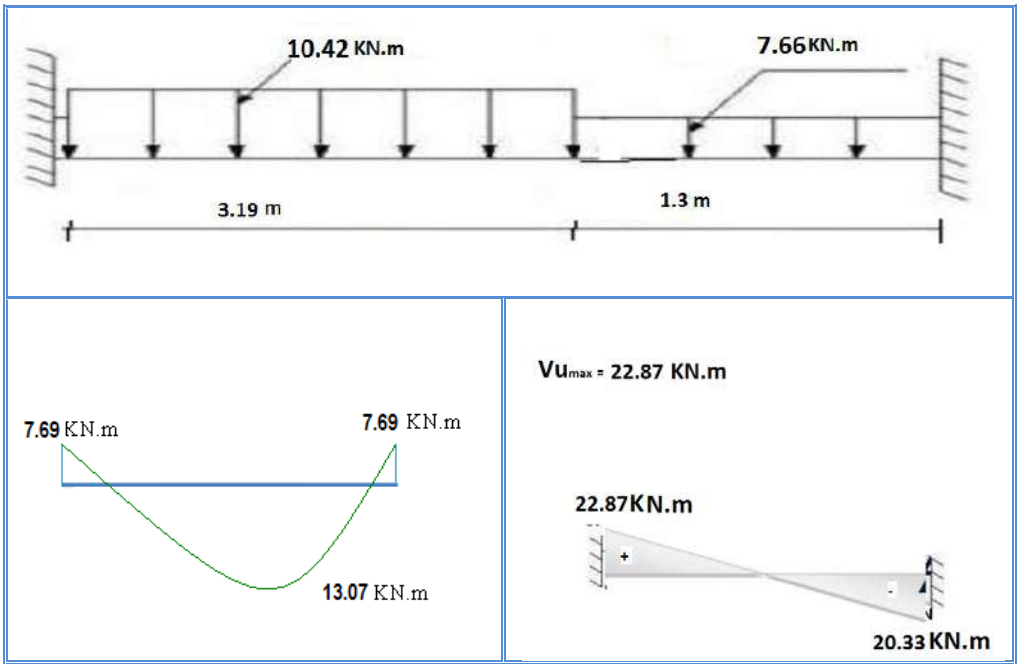


Figure.III.7. Schéma statique des efforts du l'escalier à

c- Récapitulation :

Mt= 0,85 Mmax Ma =0,5 Mmax

Tableau.III.7. Récapitulation des résultats.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN)
E.L.U	29.61	17.42	31.72
E.L.S	13.07	7.69	22.87

III.2.7. Calcul du ferraillage:

Tableau.III.8.Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b =1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 14 cm	d=11.5 cm
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	σ_s = 348 MPa

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.
Les résultats obtenu est:

Tableau.III.9.Calcul des sections d'acier de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	**29.61**	**0.158**	**0.914**	**8.1**	**0**	**1.4**	**8HA12= 9.05**
En appuis	**17.42**	**0.093**	**0.951**	**4.58**	**0**	**1.4**	**5HA12= 5.65**

a. Armature de répartition:

Ar = A/4

En travée: Ar=2.26

On adopte: A = 4HA10 l

Aux appuis: Ar=1.41

On adopte: A = 4HA10.

b. Condition d'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[3h;33\right] = 33cm$ St = 20 cm < 33 cm

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min\left[4h;45\right] = 45cm$ St = 20 cm < 45 cm

c. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0{,}2\frac{f_{c28}}{1{,}5} = 0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5} = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.72.10^3}{1000.115} = 0.276MPa$$

$\tau_u = 3.33\,\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 0.276\,\text{MPa}$ (c.v)

d. Vérification à l'Etat Limite de Service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

Tableau.III.10.Vérification du ferraillage de l'escalier à

	En travées	En appuis
A (cm^2)	**9.05**	**5.65**
M_{ser} (KN.m)	**13.07**	**7.69**
Y (cm)	$100y^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4{,}39$	$100y^2 + 30A.y \quad 30A.d = 0 \Rightarrow y = 3.65$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 9682.59$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 6843.41$
$\overline{\sigma}_b$ **(MPa)**	**15**	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=5.93**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ **=4.10**
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	**C.V**	**C.V**

Conclusion: *les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.*

e. Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = \frac{0{,}14}{4{,}49} = 0{,}031 \leq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}031 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0{,}033 \qquad \text{(c.n.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = 0{,}0079 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005 \qquad \text{(c.n.v)}$$

✓ ***Calcul de la flèche:***

On doit passer au calcul des flèches;

Mser = 36.85KN.m ; A=9.05 cm^2

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 8.03\text{cm}$$

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

I0=25984.66 cm^4

$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$ =0.0079; β = 0.914

σs= $\frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A}$; $\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$;

$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$ (Déformation instantanée);

λv =2/5 λi (Déformation de longue durée).

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$; $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Module de déformation longitudinal instantanée Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

Module de déformation longitudinale de longue durée Ev=Ei/3

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_i.I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10.E_v.I_{fv}}$;Δft=fv-fi

$f_{adm} = \frac{L}{500} = 0.898\ cm$

Tableau.III.11. Valeur de la

M_{ser}(KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
36.85	0,0079	387.387	0,7429	2.6685	1.0670	25984.66	32164,20
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Δf<f_{adm}
10721,39	9583.79	15941.70	24.100	43.465	19.365	8.98	C.n.v

La Vérification de la flèche non vérifier donc on prend h=20 cm

Les résultat se trouve dan le tableaux suivant :

Avec : y = 11.10 cm

Tableau.III.12. Valeur de la

M_{ser}(KN.m)	P	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v	I_0 (cm^4)	E_i(MPa)
36.85	0,0052	254.569	0.5011	4.06	1.624	74659.087	**32164,20**
E_v(MPa)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	**Δf<f_{adm}**
10721,39	**27.061285**	**45275.090**	**8.535**	**15.305**	**6.770**	**8.98**	**C.v**

III.3. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple.

La longueur de la poutre: L = 3.00m

III.3.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =3,00m

L/15 ≤ h ≤ L/10 ; 0,3h ≤ b ≤0.7 h

L = 3.00m => 20 ≤ h ≤ 30 => h = 30 cm

L = 3.00m => 9 ≤ b ≤ 21 => b = 30 cm

Soit: (b x h) = (30 x 30) cm^2

❖ ***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

- b = 30 cm ≥ 20 cm. (c.v)
- h = 30 cm ≥ 30 cm. (c.v)
- h / b = 1 < 4 (c.v)

III.3.2. Charges revenants à la poutre:

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):

Rult = 31,72 KN ; Rser = 22,87 KN

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0,30 x 25 = 2,25 KN/ml.

Poids de double cloison : 2.52×1.32 =3.33 KN/ml

Donc: Pu = 1,35x (2,25+ 3,33) +31,72 = 39.25 KN/ml

Pser = (2,25+ 3,33) +22,87 =28,45 KN/ml.

III.3.3. Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique.

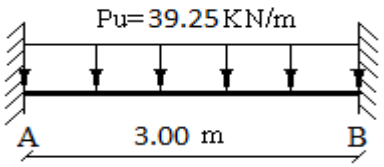
On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux.

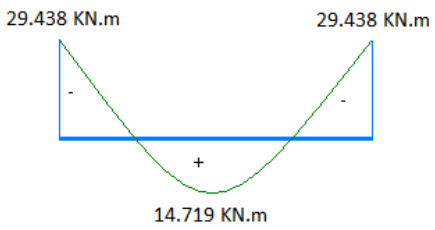
$$R_A = R_B = \frac{pl}{2}$$

$$M_{appuis} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}\ ; \qquad M_{travée} = \frac{pl^2}{24}$$

Tableau.III.13.Efforts de la poutre palière.

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
E.L.U	**58.875**	**14.719**	**29.438**
E.L.S	**42.675**	**10,669**	**21.338**





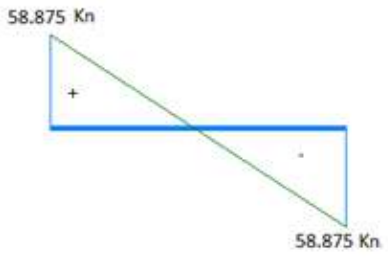


Figure.III.8. Schéma statique des efforts de la poutre palière à

III.3.4. Ferraillage de la poutre palière:

➢ ***Armatures longitudinales:***

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Acier : Acier : FeE400 ; γs = 1,15 ; σs = 348 MPa

Béton : fc28 = 25 MPa ; γb = 1,5 ; σb = 14,2 MPa

b=30cm, h=30cm, d=27cm, c=3cm, (fissuration peu nuisible).

Tableau.III.14. Ferraillage de la poutre palière.

	M(KN.m)	μ	β	A(cm²)	Amin (cm²)	Aadp (cm²)	A (cm²)
En travée	14.719	0,047	0,975	1,6	0,9	3HA12	3,39
En appuis	29.438	0,028	0,986	3.17	0.9	3HA12	3,39

III.3.5. Vérifications:

a. *Vérification à ELS :*

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton .

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.15.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

	M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (cm^4)	k (N/mm³)	Y (cm)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Travée	10,669	3.39	23.47672×10³	0,045	8,021	3.644	C.V
Appuis	21.338	3.39	23.47672×10³	0,09	8,021	7.289	C.V

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. *RPA 99 Version 2003:*

- Amin = 0,5% b×h
- Amax = 4% b×h zone courante
- Amax = 6% b×h zone de recouvrement

Tableau.III.16.Vérification vis-à-vis RPA99 version2003 de la poutre

	$\sum A(cm^2)$	A min=4.5 cm²	A max=36 cm²	Correction
Travées	6,78	C.V	C.V	3HA12=3,39cm²
appuis		C.V	C.V	3HA12=3,39cm²

c. *Vérification de l'effort tranchant:*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{58.875\times10^3}{300\times270} = 0,72\ \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3,33\ MPa$$

$$\tau_u = 0,72\ \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\ \text{MPa}$$

c.1. Vérification des armatures longitudinales :

$$A = 3,39\ \text{cm}^2 \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e} = \frac{1,15\times58.875\times10^3}{400} = 1,69\ \text{cm}^2$$

c.2 . Vérification de compression dans la bielle de béton:

$$a = \text{Min}\left[b-c-2\ ;\ 0,9d\right] = 24,3\text{cm}$$

$$V_u \leq 0,4\left(\frac{f_{c28}}{1,5}\right)b_0.a$$

$$V_u = 58.875\text{KN} \leq 486\text{KN} \quad \text{(cv)}$$

c.3.Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0,8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times58.875\times10^3}{300\times243} = 1,61 < 0,8\times\frac{25}{1,15} = 17,39 \quad \text{(c.v)}$$

d. Armatures transversales:

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 8.57\ ;\ \varphi_l = 12\ ;\frac{b_0}{10} = 30;\right] = 8.57mm$$

$$\varphi_t = 8\ mm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}502\ cm^2$$

At = at.nt, (nt = 4).

At =2,009 cm² , At =4HA8=2,01 cm²

d.1. Espacement:

On doit vérifier:

$S_t \le \overline{S_t} = Min[0{,}9d;40cm] = 24.3$ cm

Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \le \frac{0{,}9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0{,}3f_{t28})} = \frac{0{,}9.2{,}01.(400/1{,}15)}{30(0{,}72-0{,}3.2{,}1)} \Rightarrow \text{St} \le 233.04\ \text{cm}$$

✓ **Vérification vis-à-vis** (Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).

St≤ min [h/4; 12Øl]

St≤ Min [7.5; 14,4] = 7.5cm en zone nodale

St≤ h/2 = 15cm en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

- St = 5cm (zone nodale)

- St = 15cm (zone courante)

d.2. Section minimale d'armatures transversales:

$$A_t \ge A_{t\,min} = \frac{0{,}4.b_0.S_t}{f_e}$$

Zone nodale $A_t = 2{,}01cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times300\times50}{400} = 0{,}15cm^2$

Zone courante $A_t = 2{,}01cm^2 \ge A_{min} = \frac{0{,}4\times300\times150}{400} = 0{,}45cm^2$

At min =0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30=1,35 cm²<2,01 cm² (C.V)

0, 003.5.30=0,45 cm²<2,01 cm² (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 0{,}1 \ge \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(c.v)}$$

$$\frac{h}{L} = 0{,}1 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0{,}037 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{3{,}39}{30 \times 27} = 0.004 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \qquad \text{(c.v)}$$

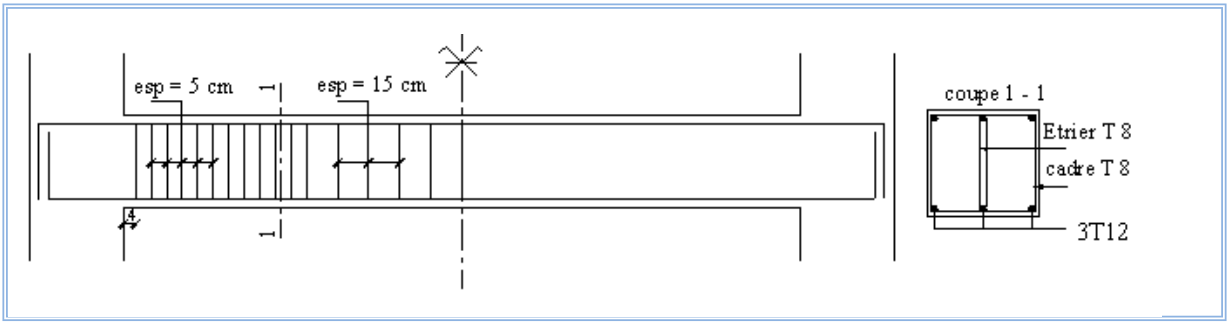


Figure.III.9.Ferraillage de la poutre palière.

III.4. Calcul des dalles:

III.4.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 3 appuis , On distingue 1 seul types de dalle pleine de formes régulière.

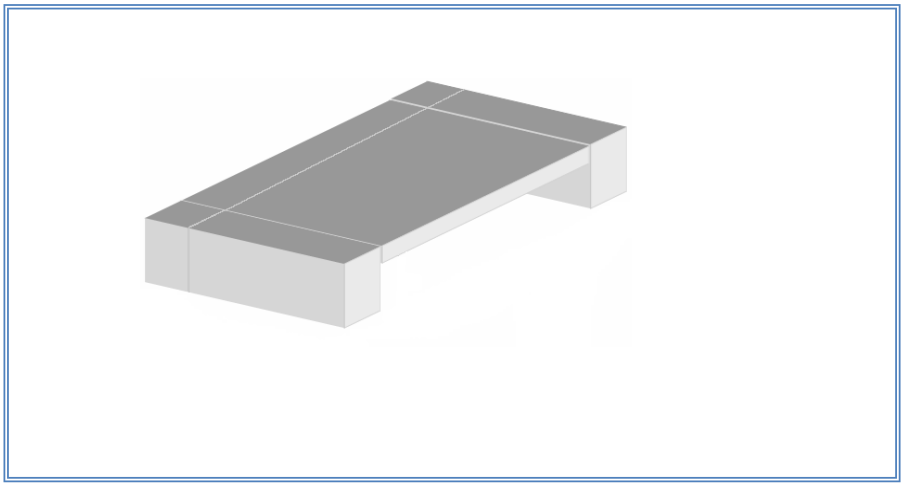


Figure.III.10.dalle pleine repose sur 3 appuis.

III.4.2. Méthode de calcul:

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

Cette méthode est plus puissante que la méthode forfaitaire et considère les matériaux à leur état limite élasto-plastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.2.a. Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour tous les cas de charges, tous les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.

Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$

✓ ***travail externe :***

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, et de la flèche maximale.

Text = $P.f$ (cas d'une charge concentrée).

Text= $\iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- P : Charge totale
- S : Surface de répartition de la charge.
- f : flèche du centre de gravité de S.

✓ ***Travail interne :***

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .θ.

Avec :

- M : Moment de flexion.
- L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- θ: Angle de rotation.
-

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.4.3. Calcul des actions :

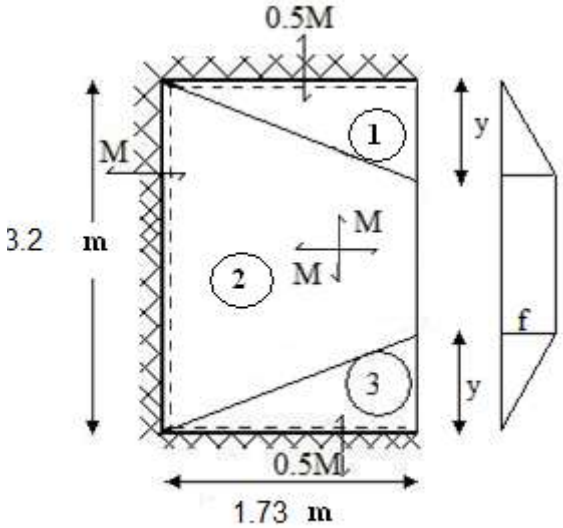
Les résultats de calcul sont :

Tableau.III.17.Les actions sur la

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	6,72	3,50	14,322
ELS			10,220

III.4.4. Calcul de dalle:

Nous considérons le type de rupture suivant :



Type 1

Figure.III.11. type de rupture .

Tableau.III.18. Travail externe.

Eléments	Aire de chargement	déplacement de CG	travail externe pour une charge q_u
1	0,87 y	f/3	$0,29.y.f.q_u$
2	2(0.87 y)	f/3	$0.58y.f.q_u$
	(3.2-2y).1,73	f/2	$0.87(3,2-2y).f.q_u$
3	0,87 y	f/3	$0,29.y.f.q_u$
		Σ	$f.q_u.(2,78-0,58y)$

Tableau.III.19. Travail interne.

Eléments		Moment de rupture M	Longueur L	Rotation θ	Travail interne = M.L.θ
1	+	M	1,73	f/y	1,73. M.f/y
	-	0,5M	1,73	f/y	0.87.M.f/y
2	+	M	2y	f/1,73	1.15. M.y.f
	-	M	3.2	f/1,73	1.85. M.f
3	+	M	1,73	f/y	1,73. M.f/y
	-	0,5M	1,73	f/y	0.87.M.f/y
				Σ	M.f.(5,2/y +1,15y +1.85)

Travail externe = Travail interne

f.qu. (2.78-0,58y) = M.f.(5,2/y +1.15y +1.85)

$\frac{dq_u}{dy}$= 4.293 y^2+6.069 y-14.352=0 et 0 < y ≤ 1.73 m

⇒y=1.25 m

Mult = 0,25 qult ; => Mult =0,25×11.67 = 2.92 KN.m

Mser = 0,25 qser ; => Mser =0,25×8.48= 2.12 KN.m

En travée:

$M^t ult = 2.92$ KN.m

$M^t ser = 2.12$ KN.m

Aux appuis:

$M^a ult = 0,5 \times 2.92 = 1.46$ KN.m

$M^a ser = 0,5 \times 2.12 = 1.06$ KN.m

III.4.5. Calcul de ferraillage de la dalle pleine:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml à l'état limite ultime.

Tableau.III.20.Les données.

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1,5	σ_{bc} = 14,2 MPa	e=2 cm
	f_{t28} = 2,1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	F_e=400MPa	γ_s = 1,15	$\overline{\sigma_s}$ = 348 MPa

$\rho = Lx/Ly = 1.73/3.2=0.54$

et $0.54 \geq 0,4$ donc la dalle travaillant suivant deux direction.

$Øp \leq h/10 = 15/10 = 1,5$ cm

On adopte alors $Øx=10$ mm

$dx = h-e-Ø/2 = 12,5$ cm

$dy = dx - ((Øx + Øy)/2) = 11.30$cm

Tableau.III.21. Ferraillage de la dalle

	Sens	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{final} (cm^2)	A choisi
Travée	X	2.92	0,013	0,993	0.67	1,50	3.92	5T10
Appuis	X	1.46	0,006	0,997	0,33	1,50	3.92	5T10
Travée	Y	2.92	0.016	0.992	0.75	1.5	3.92	5T10
Appuis	Y	1.46	0.008	0.996	0.37	1.5	3.92	5T10

III.4.6. Vérifications:

a. Vérification de l'espacement entre les aciers:

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

soit : St1= 20cm ; St2=25cm $<$ 33 cm (CV)

b. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \le \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07\, f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: $V_U = \frac{q_u .L_X}{2} = \frac{11.67 \times 1{,}73}{2} = 12.8\,KN$

$$\tau_u = 0{,}1MPa \le \overline{\tau_u} = 1{,}16MPa \quad \text{(cv)}$$

Donc, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification des contraintes à l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition: $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

La vérification des contraintes se fait à l'état limite de service.

Les fissurations sont peut nuisible donc on vérifiera que les conditions du béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \overline{\sigma}_{adm} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tableau.III.22.Vérification des contraintes à l'état limite de service.

		M_{ser} (KN.m)	A(cm^2)	I (mm^4)	Y (cm)	K (N/cm³)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_{adm}$ (Mpa)	$\sigma_b \le \overline{\sigma}_{adm}$
Sen X	**Travée**	**2.12**	**3.92**	**61.74×10⁶**	**3.29**	**0 .03**	**1.2**	**15**	**C.V**
	appuis	**1.06**	**3.92**	**61.74×10⁶**	**3.29**	**0.01**	**0.56**	**15**	**C.V**
Sen Y	**Travée**	**2.12**	**3.92**	**50.19x10⁶**	**3.05**	**0.04**	**1.22**	**15**	**C.V**

	appuis	**1.06**	**3.92**	**50.19x10⁶**	**3.05**	**0.02**	**0.61**	**15**	**C.V**

Conclusion: les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

d. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} = 0{,}086 \geq \frac{M_t}{20M_x} = 0{,}05 \qquad \text{(c.v)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0{,}003 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}00\,4 \qquad \text{(c.v)}$$

III.5. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.5.1.La dalle de compression:

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes
  - Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

    a1≤20 cm
  - Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

    a2≤33 cm

- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{fe} \qquad si \quad L \leq 50\,cm$$

$$A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} \qquad si \quad 50 \leq L \leq 80\,cm$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520)

Le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m

- $A_{\perp}$: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50cm \leq (L=65cm) \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 0{,}02.L.\frac{200}{Fe} = \frac{4L}{Fe} = 0{,}5\,cm^2/ml$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0{,}25\,cm^2/ml\ .$$

On choisira: $A_{\perp}$= 5 φ 5 = 0,98 cm², esp = 20 cm.

$A_{//}$=4 φ 5= 0,78 cm², esp = 25 cm.

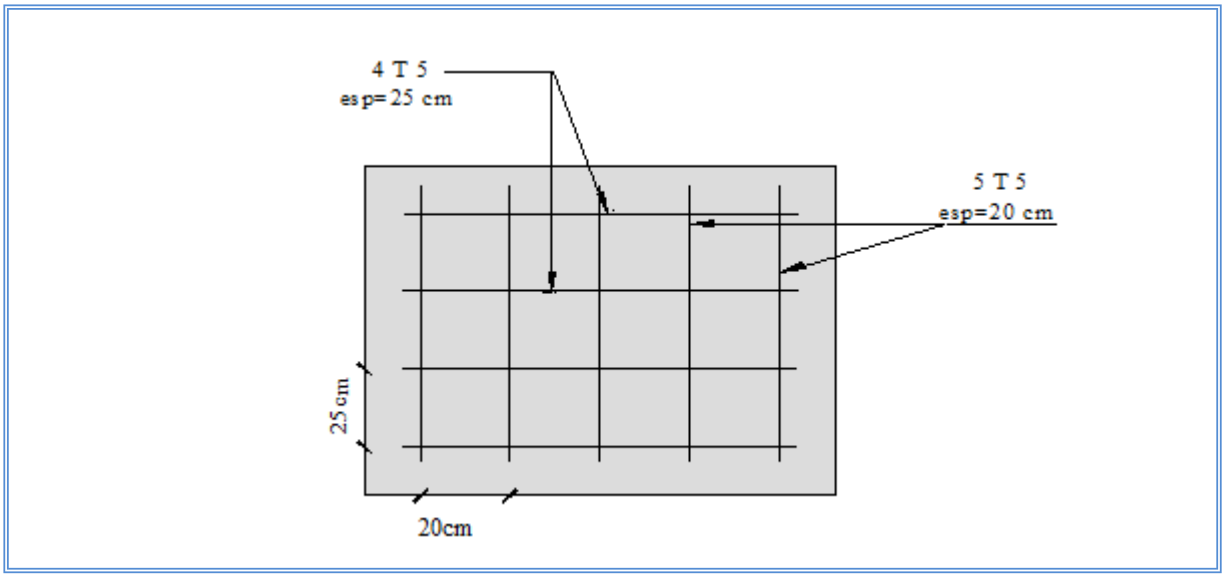


Figure.III.12.Disposition des armatures de la table de

III.5.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65×L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ ***Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:***

Tableau.III.23. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des

La travée L (m)	Q (KN)	G (KN/ml)	
3.70	1.85	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,04×25 = 0,12	0,65×1 = 0,65
		0,77	

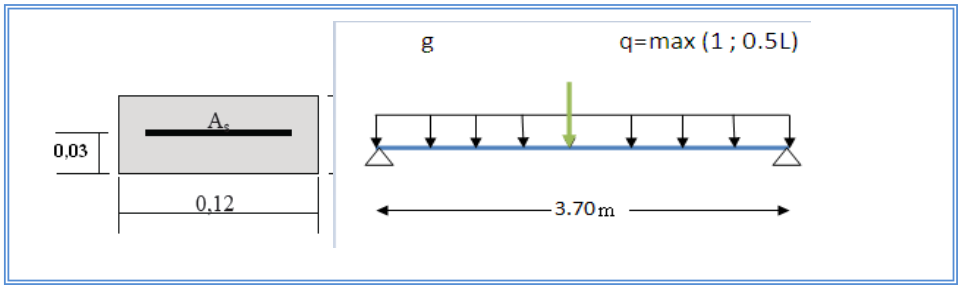


Figure.III.13. Schéma statique de la poutrelle.

✓ **Calcul des moments:**

Tableau.III.24. Moments statiques des

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 1.318\,KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 1.711\,KN.m$
Mu=1,35M_G+1,5M_Q= 4.346 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{4.346 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 2.834 \gg \mu_l = 0{,}392$$

μ= 2.834>μl = 0,392 => As ≠ 0

Conclusion :

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

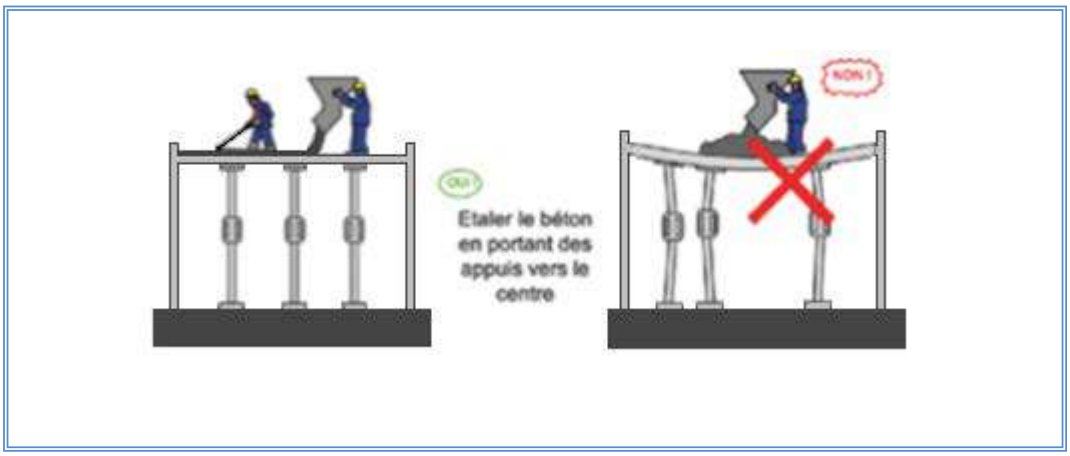


Figure.III.14. Choix de disposition des

- **Calcul des étaiements:**

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

- **Pour un seul étai au milieu**

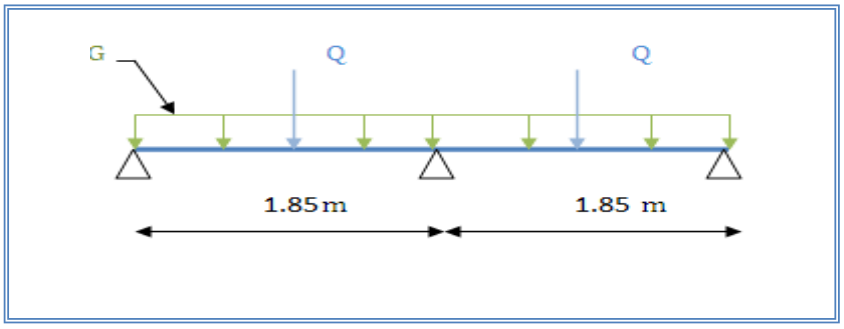


Figure.III.15. Travée avec un seul étai au

L=1.85m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0.925 KN] = 1 (KN)

MG= 0,329 (KN.m)

MQ=0,463 (KN.m)

Mu =1.139 (KN.m)

$$\mu = \frac{M\mathrm{u}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{1.139 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0.743 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

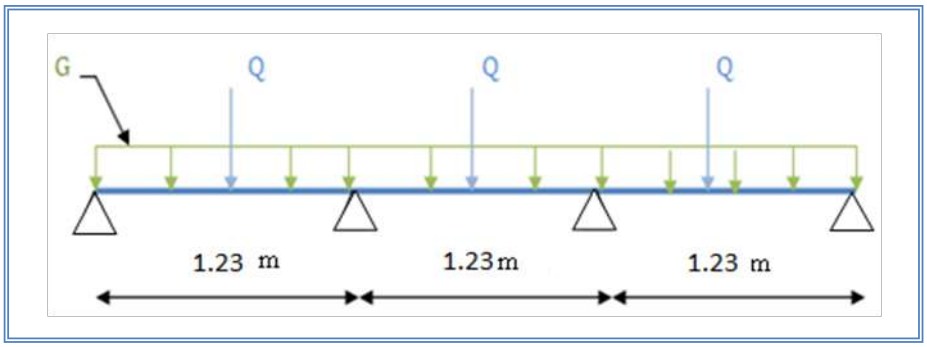


Figure.III.16. Travée avec deux étais espacés de 1,23

L=1.23 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0.615 KN] = 1 (KN)

MG= 0,146 (KN.m)

MQ=0,308 (KN.m)

Mu=0.659 (KN.m)

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.659 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0.429 > \mu_l = 0{,}392$$

- On ajoute un autre étaiement.

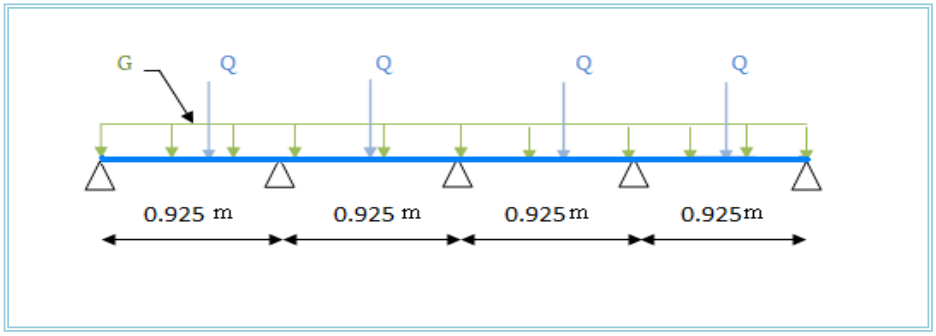


Figure.III.17. Travée avec trois étais espacés de 0.925

L=0.925 m

G = 0,77 (KN/ml)

Q = Max [1 KN; 0,463 KN] = 1 (KN)

MG= 0,082(KN.m)

MQ=0,231(KN.m)

Mu=0,457 (KN.m)

$$\mu = \frac{M\text{u}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0{,}457 \times 10^6}{14{,}2 \times 120 \times 30^2} = 0{,}298 < \mu_l = 0{,}392$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 92.5 cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b. Après coulage :

- G = poids du plancher (16+4)= 2,8×0,65= 1,82 (KN/ml)
- Q =1×0,65=0,65 (KN/ml)
- 1,35G+1,5Q=3,432 (KN/ml)

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. trois types de poutres continues sont envisagés :

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 3 travées.
- Poutrelle à 7 travées.

b.1.Méthode de calcul des poutres:

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire pour les deux premiers types et par la méthode de CAQUOT pour les restes car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

b.1.1.méthode forfaitaire *:*

- **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation *:***

Charges uniformément réparties : $Q \leq \text{Min}(2.G \text{ et } 5\ KN/m^2)$

Charges concentrées : $P \leq \text{Min}(Q/4 \text{ et } 2\ KN)$

- P : charge permanente concentrée (en KN).
- Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- ***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :***

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0{,}8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1{,}25$$

- ***Condition concernant le type de fissuration :***

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

❖ ***Exposé de la méthode :***

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part. Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.
Mw : moment à l'appui de gauche.
Me : moment à l'appui de droite.
On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$M_t + ((Mw+Me)/2) \geq \text{Max}\ (1{,}05M_0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$

- $\begin{cases} M_t \geq ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0 & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$
- les moments d'encastrements des appuis :
  - Ma ≥ 0,6 M0 cas des poutres à 2 travées.
  - Ma ≥ 0,5 M0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.
  - Ma ≥ 0,4 M0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de 3 travées.

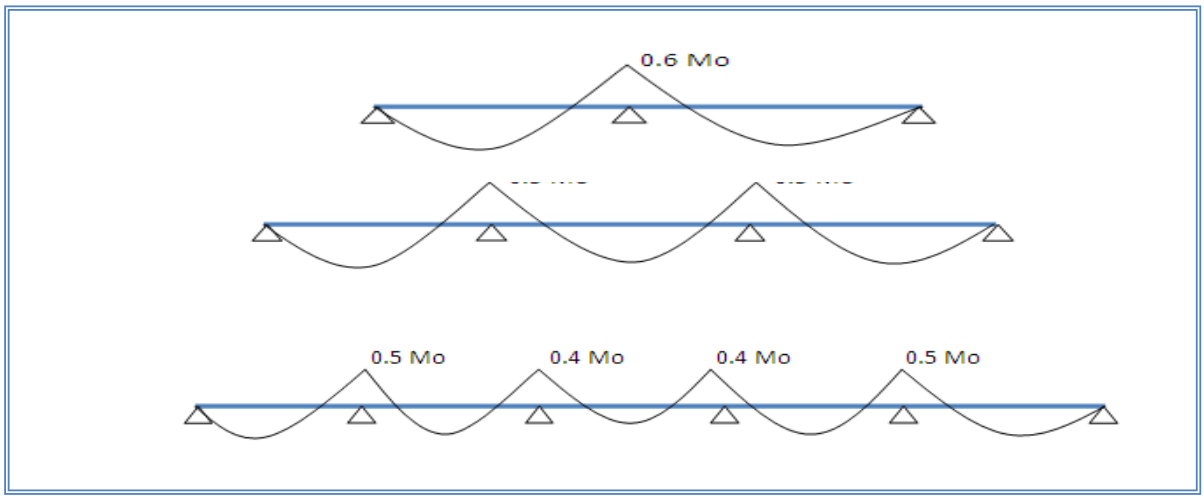


Figure.III.18.Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

Remarque :

*1)*M0 : moment isostatique ($M0=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0,2 M0).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

6) le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0,85 M0

Ma=Mb=-0,5 M0

- $Q \leq \text{Min}\begin{cases} 2.G \\ 5\,KN/m^2 \end{cases}$ (C.V)
- Les moments d'inerties des sections sont égaux dans toutes les travées (C.V)
  - le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0,8 " et " 1,25 ". (C.N.V)

- La fissuration doit être peu nuisible. (C.V)

b.1.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.25. Méthode de

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	**Appuis de rives**	**M_A=0,2M_0**
	Appuis intermédiaires	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictives l'	**Travée de rive**	**L**
	Travée intermédiaire	**0,8l**
Effort tranchant T	**Tw**	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	Te	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M0 : moment isostatique.
- Mw, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.5.3. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.26.Charges et surcharges aux E.L.U et E.L.S.

	G KN/m^2	Q KN/m^2	Pu KN/m	Pser KN/m
Plancher terrasse	6,54×0,65 = 4,251	1×0,65 = 0,650	6,713	4,901
Plancher courant	6 ×0,65 = 3.9	1,5×0,65=0,975	6,727	4.875

III.5.4.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- ✓ ***poutrelles à deux travées :***

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

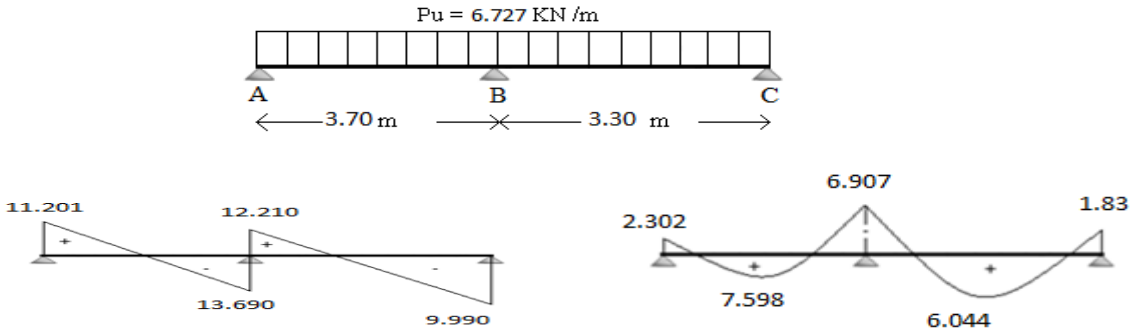


Figure.III.19. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.27.Moments en appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,875	3,7	8,342	5,506	1,668	5,005
B-C	4,875	3,3	6,636	4,380	3,981	1,327

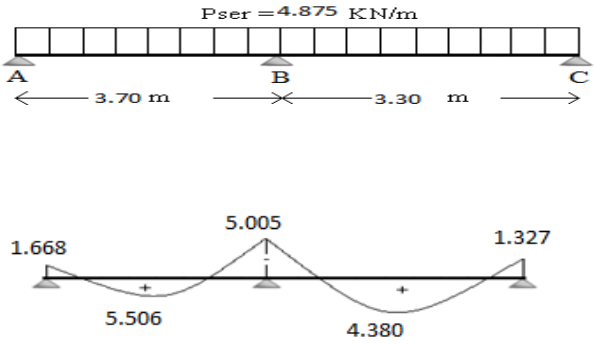


Figure.III.20.Diagramme Moments aux appuis et en travées des poutrelles à l'ELS.

✓ **poutrelles à trois travées :**

a. Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau.III.28.Moments en appuis et en travées des poutrelles à

Travée	Pu	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_{\square}$ (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	$T_{\square}$ (kN)	T_e(kN)
A-B	6,727	3,15	8,344	5,924	1,669	4,172	10,595	9,801	11,390
B-C	6,727	3,30	9,157	5,128	4,579	4,579	11,100	11,100	11,100
C-D	6,727	3,70	11,512	8,174	5,756	2,302	12,445	13,379	11,512

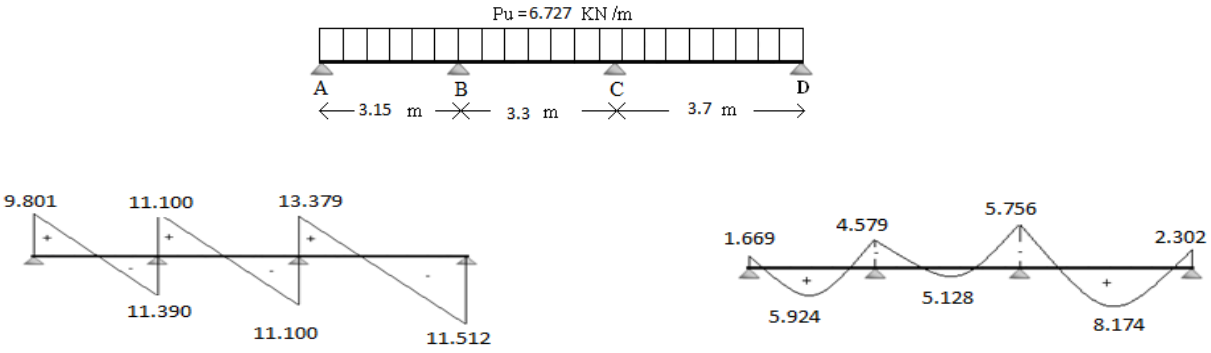


Figure.III.21.Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

b. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.29. Moments aux appuis et en travées des poutrelles à

Travée	Ps	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,875	3,150	6,047	4,233	1,209	3,023
B-C	4,875	3,300	6,636	3,650	3,318	3,318
C-D	4,875	3,700	8,342	5,840	4,171	1,668

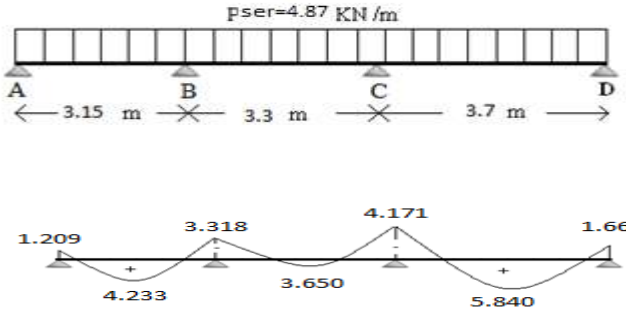


Figure.III.16.Diagramme des moments des poutrelles à

✓ **poutrelles à sept travées :**

Tableaux .III.30. Moments en appuis et en travées des poutrelles à

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T□ (kN)	T_e(kN)
A-B	6,727	3,15	8,344	5,924	1,669	4,172	10,596	9,801	11,391
B-C	6,727	3,30	9,158	5,586	4,579	3,663	11,100	11,378	10,823
C-D	6,727	3,70	11,512	7,598	4,605	4,605	12,446	12,446	12,446
D-E	6,7275	3,3000	9,1578	6,0442	3,663	3,663	11,100	11,100	11,100
E-F	6,7275	3,7000	11,5124	7,5982	4,605	4,605	12,446	12,446	12,446
F-G	6,7275	3,3000	9,1578	5,7694	3,663	4,579	11,100	10,823	11,378
G-H	6,7275	3,1500	8,3442	5,9244	4,172	1,669	10,596	11,391	9,801

✓ **Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:**

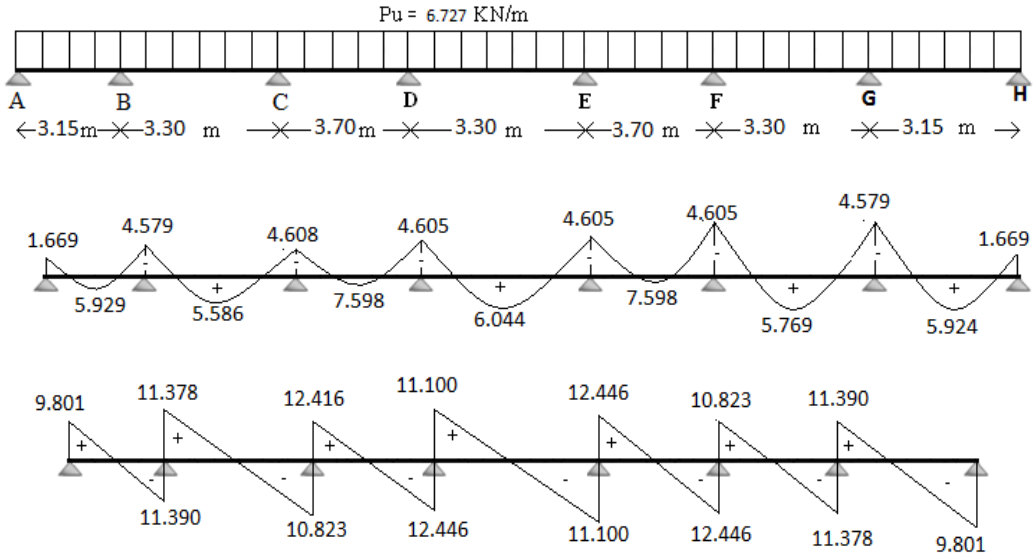


Figure.III.23. Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

a. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau.III.31.Moments aux appuis et en travées des poutrelles à

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	$M_{\square}$(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4,875	3,150	6,047	4,293	1,209	3,023
B-C	4,875	3,300	6,636	4,048	3,318	2,654
C-D	4,875	3,700	8,342	5,506	3,337	3,337
D-E	4,875	3,300	6,636	4,380	2,654	2,654
E-F	4,875	3,700	8,342	5,423	3,337	3,337
F-G	4,875	3,300	6,636	3,982	2,654	3,318
G-H	4,875	3,150	6,047	4,233	3,023	1,209

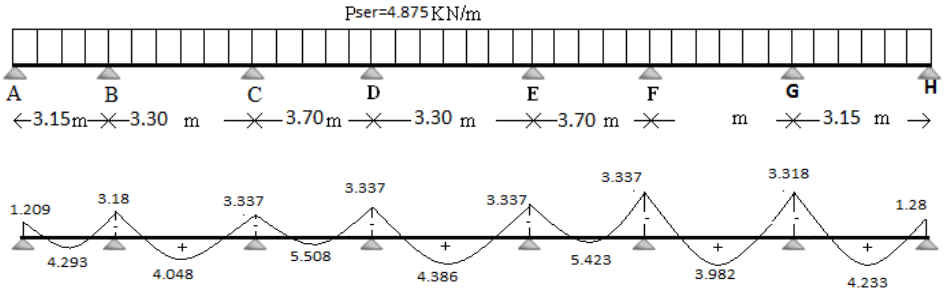


Figure.III.24. Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

III.5.5.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appui sont :

Tableau.III.32.Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
	M_a^{ult} (KN.m)	M_t^{ult} (KN.m)	T_u (KN)	M_a^{ser} (KN.m)	M_t^{ser} (KN.m)
sollicitations	6.907	7.598	13.690	5.005	5.506
référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 et 7 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 et 7 travées

III.5.6.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

- b = 65 cm
- b0 = 12 cm
- h = 20 cm
- h0 = 4 cm
- d = 18 cm
- σb= 14,2 MPa
- σs= 348 MPa

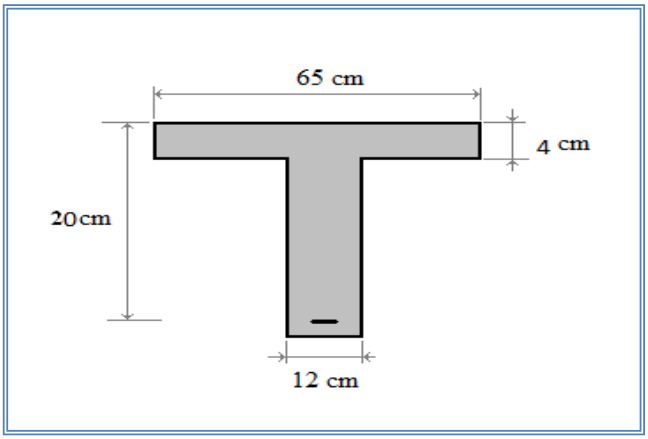


Figure. III.25.Section de béton des

Tableau.III. 33.Calcul et vérification des armatures.

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	7.598	6.907
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(180-50/2)$= 59.072 (KN.m)	
		$M_u< M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×20) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×20) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,025	0,125
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,987	0,932
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1.229	1.183
	A_{min} (cm^2)	1,30	0,24
	Le choix	3HA10=2,35	2HA10 = 1.57

Tableau.III. 34. Vérification des armatures à L'ELS

- **Vérification à L'ELS:**

Vérification a l'ELS	M_{ser} (KN.m)	5.506	5.005
	$\sigma_{b\,adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	3.911	6.969
	I_G (cm^4)	8293.273	4210.051
	K (N/cm^3)	66.391	118.88
	σ_b (MPa)	2.641	7.928
	$\sigma_b \leq \sigma_{b\,adm}$	Oui	Oui

Conclusion*:* les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Tableau.III.35. Ferraillages longitudinaux des

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	A_t=3HA10=2,35	A_a= 2HA10 =1.57

b. Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71\ ;12\ ;10]$

On adopt: ϕ_t = 5 mm.

at = $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ = 0,196 cm^2 ; nt = 2.

At =at.nt = 0,39 cm^2

- ***Escapement:***

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,40\,cm] = 16.2cm$

$A_{t\,min} \leq 0.003\,S_t.b$ *(Art.7.5.2.2: RPA 99 VERSION 2003).*

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.,003.b} = 10.83\,cm$, on adopt: St = 15cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes: $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3. f_{t28}.k)}{0.9. f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0,39 \times 10^2}{120 \times 150} = 0,0021 \geq \frac{1,15(0,634 - 0,3 \times 2,1 \times 1)}{0,9 \times 400 \times (0+1)} = 0,00001$$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0,4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,4.12.15}{400} = 0,18 cm^2$$

A t = 0,39 cm^2 ≥ Atmin = 0,18 cm^2 (C.V).

Tableau.III.36. Les armatures transversales et l'espacement des

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

III.5.7.Vérifications:

a) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{13.690 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,634\,\text{MPa}$$

On considère que la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0,2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right] = 3,33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,634\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\,\text{MPa}$ (c.v)

b) Vérification au voisinage de l'appui:

Appui de rive: Mu = 6.907 KN.m > 0,9.Vu.d= 2.218 KN.m

Aucun prolongement à faire

c)Vérification de la compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{1,5} b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\,0{,}9d\right] = \text{Min}\left[65 - 2 - 2\,;\,0{,}9\times 18\right] = 16{,}2\ \text{cm}$$

$$V_u = 13.690\ \text{KN} \le 0{,}4\times\left(\frac{25}{1{,}5}\right)\times 120\times 162 = 129.6\ \text{KN} \qquad \text{(c.v)}$$

d) vérification de la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appuis:

$$\sigma_m = \frac{2V_u}{b_0.a} < 1{,}3\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_m = \frac{2\times 13.690\times 10^3}{120\times 162} = 1{,}408\ MPa < 1{,}3\times\frac{25}{1{,}5} = 21{,}667\ MPa \qquad \text{(c.v)}$$

$$A = 1.57\ \text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times 13{,}690\times 10^3}{400} = 0{,}39\,\text{cm}^2 \ \text{(c.v)}$$

e)vérification de la flèche:

On peut se dispenser du calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées en même temps;

Tableau.III.37. Vérification préliminaire de la

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ M_t/ (15.M_0)	**$\rho \le 3{,}6/fe$**
h/ L = 0,20 / 3.70 = 0,054 **M_t/ (15. M_0)= 5.466/(15×11.512)=0,032**	**$\rho = A_t/(b_0\times d) = 2{,}35/(12\times 18) = 0{,}0108$** **3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009**
C.V	**C.N.V**

On doit passer au calcul des flèches;

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Mser =8.342 kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0\cdot d} = \frac{2{,}35}{12*18} = 0{,}0108$

ρ = 1,08 % ⇒β1 = 0,857 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser}\cdot 10^3}{\beta_1\cdot d\cdot A} = 109.265$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0{,}05\cdot f_{t28}}{\left(2+3\cdot\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05\cdot 2{,}1}{\left(2+3\cdot\frac{12}{65}\right)0{,}0108} = 3{,}991$$

λv=2/5 λi=1,596

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0108 \cdot 109.265 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0{,}464$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7{,}097\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$= 20003.237\text{cm}^4$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i \mu} \Rightarrow \text{Ifi} = 7992.294\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v \mu} = 12933.846\ \text{cm}^4$$

$Ei = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195$ MPa ; Ev=1/3 Ei=10721,398MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{3.961 \times 3.70^2 \times 10^8}{10.(32164{,}195 \times 7992.294)} \Rightarrow fi = 2.109\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{3.961 \times 3.70^2 \times 10^8}{10.(10721{,}398 \times 12933.846)} \Rightarrow fv = 3.910\ \text{mm}.$$

$\Delta ft = fv - fi \Rightarrow \Delta ft = 3.910 - 2.109 = 1.801$ mm.

Il faut avoir : $\Delta ft \leq$ FLimite = $\bar{f}$

Avec: $flimite = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4$ mm

Donc: $\Delta ft = 1.801$ mm $< fLimite = 7.4$ mm

Tableau.III.38. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M(KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
3.961	2,35	7.097	0,0108	0,857	109.295	0,464	3,779	1,17
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L(m)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	Δf<f_{adm}
20003.237	7992.294	12933.846	3.7	2.109	3.910	1.801	7.4	C.V

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.



Figure.III.26.Ferraillage des poutrelles.

CHAPITRE IV :

ÉTUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

Le centre de Masse (C_G).

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

- Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers,
- Le centre de Torsion (C_R).

IV.2.1.Centre de masse :

Voiles…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases} \text{..... (N°1)}$$

Ou :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

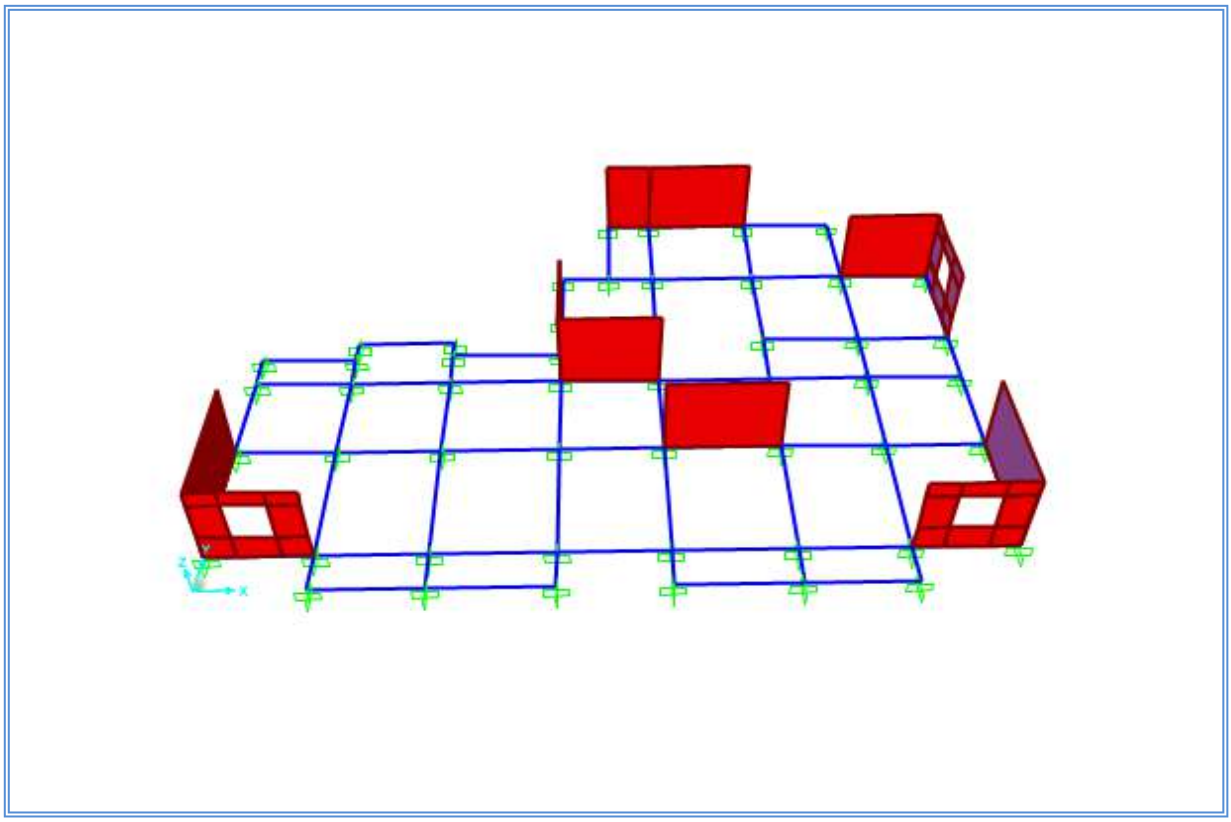


Figure .IV.1. DISPOSITION DES VOILES 3D

Lx=23,60 m.

Ly=16,78 m.

Les résultats de centre de masse pour chaque niveau sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau .IV.1. Calcul de centre de masse.

Etage	$\sum W_i(KN)$	$\sum W_i.X_i$	$\sum W_i.Y_i$	$X_G(m)$	$Y_G(m)$
6ème	3742.531	48609.493	27156.928	12.9884	7.2563
5ème	4672.437	60593.101	34683.502	12.9682	7.4230
4ème	4687.487	60747.960	34772.247	12.9596	7.4181
3ème	4726.310	61226.041	35103.722	12.9543	7.4273
2ème	4760.018	61718.983	35394.066	12.9498	7.4357
1er	4810.814	62270.699	35821.321	12.9439	7.4460
RDC	4894.911	63125.755	36586.033	12.8962	7.4743

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

• Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de L'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans Rotation.

• Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même Sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par Rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global Choisi.

Il est rappelé que :

• Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est Confondu avec son centre de gravité ;

• Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de Torsion est confondue avec ce centre de symétrie.

• Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

♦ Pour les poteaux : $I_X = \dfrac{bh^3}{12}$; $I_Y = \dfrac{hb^3}{12}$

♦ pour les voiles pleins : $I_X = \dfrac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \dfrac{e.L^3}{12}$

♦ pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \dfrac{a_n I}{\dfrac{60}{11}.\dfrac{2mc}{(I_1+I_2)}.\dfrac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$

Avec :

an: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

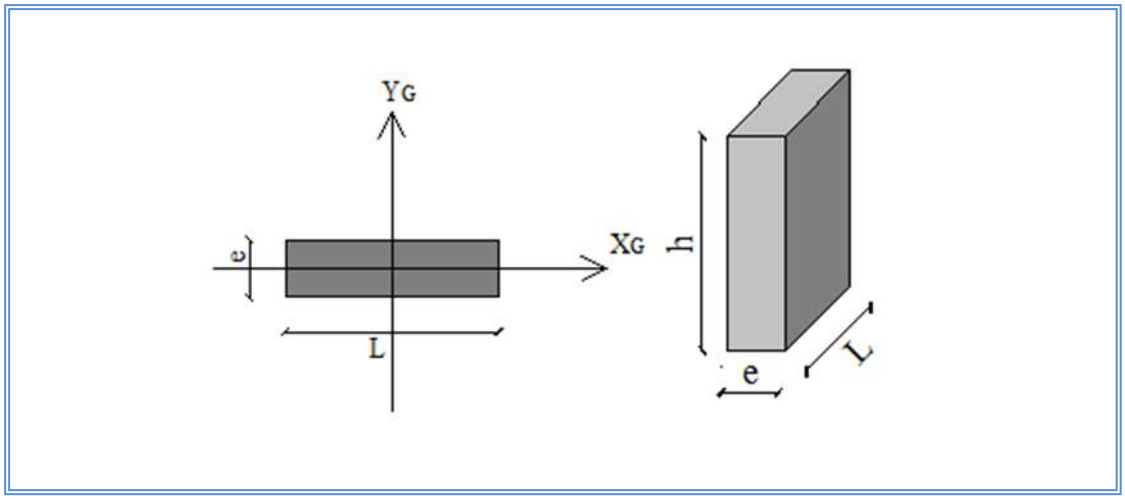


Figure .IV.2.Voile plein.

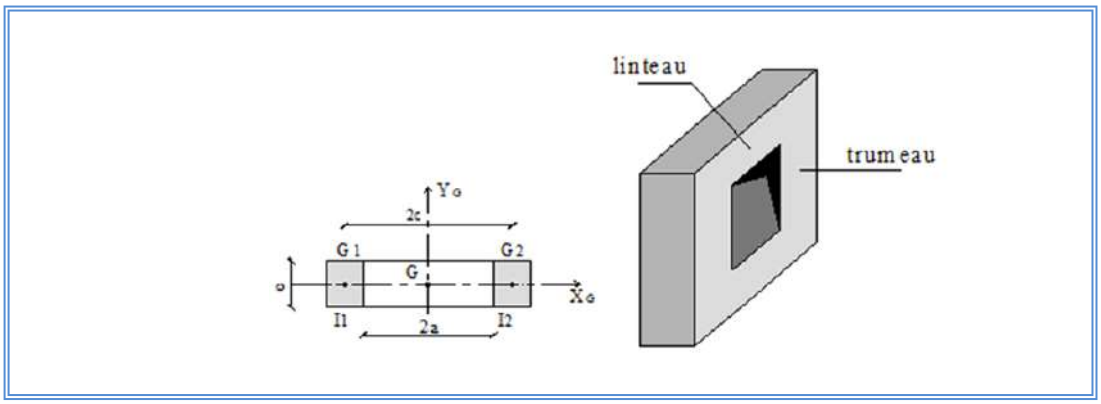


Figure .IV.3.Voile avec une seule ouverture.

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{8}{20n} \quad \frac{1}{30n^2} \quad \frac{1}{30n^3} \quad \frac{20}{11} \ldots \qquad \text{si } n \leq 11$$

$$a_n = 1 \qquad \text{si } n > 11$$

- a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.
- n: nombre de niveaux,
- I: inertie totale du refend.
- E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

- m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

  - I_i : moment d'inertie des trumeaux.
  - A_i: aire des éléments du refend.
  - 2c: distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.
  - a: demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$:voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$:voile à une deux d'ouvertures.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \text{ si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 \text{ch}\,\alpha}.\text{sh}\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{\text{ch}\,\alpha.\xi}{\text{ch}\,\alpha}$$

  - H: hauteur d'étage.
  - H_0: hauteur totale du refend.
  - α : (coefficient des monolithismes des voiles).

- ✓ ***Remarque:*** si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Le centre de torsion pour chaque étage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Calcul du centre de torsion.

Etage	$\sum Ix_i(m^4)$	$\sum Iy_i(m^4)$	$\sum Iy_i.X_i$	$\sum Ix_i.Y_i$	$X_T(m)$	$Y_T(m)$
6ème	4.760E+04	4.624E+04	614626,7	374759,56	13.2921	7.8731
5ème	1.232E+05	1.315E+05	1754486,2	1020896,8	13.3421	8.2865
4ème	2.064E+05	2.248E+05	3006025,6	1786990,56	13.3720	8.6579
3ème	3.374E+05	3.639E+05	4851332,9	2988621,72	13.3315	8.8578
2ème	5.663E+05	6.133E+05	7902799,8	5384380,4	12.8857	9.5080
1er	1.129E+06	1.185E+06	15071778	11084409,1	12.7188	9.8179
RDC	3.752E+06	3.736E+06	47465133	37394683,2	12.7048	9,9666

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 23.60 m
Largeur du bâtiment = 16.78 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.54 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.52 m

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.3. Calcul de l'excentricité statique.

	Direction X			Direction Y			Verifications : Xt≤15%Lx Yt≤15%Ly
Niveau(m)	XG	Xt	Ex t (m)	YG	Yt	Ey t(m)	
22.61	12.9884	13.2921	0.304	7.2563	7.8731	0.617	Ok
19.38	12.9682	13.3421	0.374	7.4230	8.2865	0.864	Ok
16.15	12.9596	13.3720	0.412	7.4181	8.6579	1.240	Ok
12.92	12.9543	13.3315	0.377	7.4273	8.8578	1.431	Ok
9.69	12.9498	12.8857	0.064	7.4357	9.5080	2.072	Ok
6.46	12.9439	12.7188	0.225	7.4460	9.8179	2.372	Ok
3.23	12.8962	12.7048	0.191	7.4743	9,9666	2.4923	Ok

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle :(*Art.4.2.7: RPA 99 VERSION 2003*)

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\,Lx \\ Ey = 0{,}05.\,Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. IV.4. Calcul d'excentricité. accidentelle.

	Direction X		Direction Y	
Niveau(m)	LX	EXa	LY	EYa
22.61	23.60	1.18	16.78	0.839
19.38	23.60	1.18	16.78	0.839
16.15	23.60	1.18	16.78	0.839
12.92	23.60	1.18	16.78	0.839
9.69	23.60	1.18	16.78	0.839
6.46	23.60	1.18	16.78	0.839
3.23	23.60	1.18	16.78	0.839

Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]
Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité

Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05L.

avec :

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit etre appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau. IV.5. Calcul d'excentricité totale.

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	Ex t (m)	EXa	$e_{xtheo} \pm e_{xacc}$	Ey t(m)	EYa	$e_{ytheo} \pm e_{yacc}$
22.61	0.304	1.18	1.484	0.617	0.839	1.456
19.38	0.374	1.18	1.554	0.864	0.839	1.703
16.15	0.412	1.18	1.592	1.240	0.839	2.079
12.92	0.377	1.18	1.557	1.431	0.839	2.27
9.69	0.064	1.18	1.244	2.072	0.839	2.911
6.46	0.225	1.18	1.405	2.372	0.839	3.211
3.23	0.191	1.18	1.371	2.492	0.839	3.331

IV.3. Modélisation de la structure :

IV.3.1.Choix de la méthode de calcul :

Le but de cette étude est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et l´exécution des constructions de façon à atteindre un degré de sécurité satisfaisant pour éviter les pertes en vies humaines et en bien matériels.
Toute construction devra donc faire l'objet d´une étude dynamique rigoureuse et être construire de façon à résister aux efforts sismiques, pour cela des méthodes de calcul dynamique ont été élaborées afin de déterminer les sollicitations de ces efforts sismiques.

Le calcul de ces efforts peut être mené de deux manières :

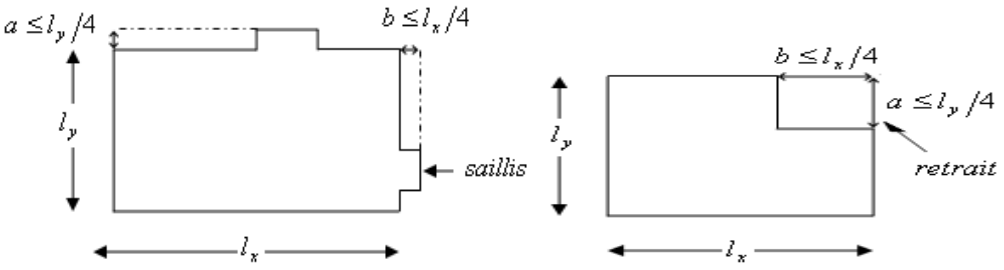
Méthode statique équivalente.

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

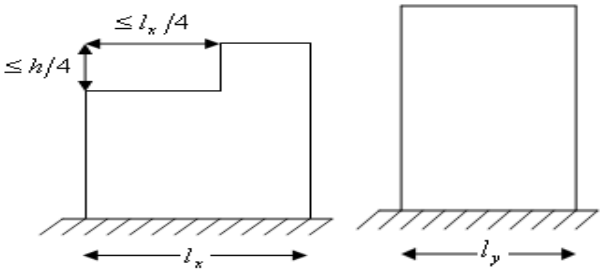
1. En **zone II.a** le bâtiment ou bloc étudier à une hauteur au plus égale à : 65 m **(C.V)**

a)Régularité en plan :



- Dans notre cas on a un retrait ou « *a* et *b* » sont supérieurs à $\frac{1}{4}$ de $L_x$et L_y**(C.N.V).**

b) Régularité en élévation :



- **(C.V)** car on n'a pas des retrait en élévation

✓ Donc, selon (*Art.4.1.2: RPA 99 VERSION 2003*), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000. V18'**.

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. Principe :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la Théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est Donné par le mouvement du plancher.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : *[Modificatifs et compléments aux RPA99].*

Tableau .IV.6.Coefficient d'accélération de zone A.

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
II.a	**0,25**	**0,20**	**0,15**	**0,10**

b. facteur de correction d'amortissement η:

$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$ ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.3*).

On prend dans un premier calcul (R=4) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**sap2000**) qui sont données ci-après.

❖ ***Verticalement :***

Somme de réactions totales à la base : Fz=32300,51 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fz=10150,123KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fz=22150,387KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 31,42%

❖ ***Horizontalement :***

- ***Suivant Ex :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction x: Fx=1988,34 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles des voiles : Fx=1611,54KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fx= 376,80KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 81,04%

- ***Suivant Ey :***

Somme totales des efforts horizontaux suivant la direction y : Fy=1870,57 KN

Somme totales des efforts repris par les voiles : Fy=1567,96KN

Somme totales des efforts repris par les poteaux : Fy=302,61KN

Ce qui donne un pourcentage des efforts repris par les voiles de 83,82%

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé et ce conformément (*Art.3.4.A.4.b: RPA 99 VERSION 2003*)

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIa, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontale représentant 25% de l'effort horizontal global.
- ✓ Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m

Donc : **R= 4**

d. facteur de qualité Q :(*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.4*).

Le facteur de qualité est égal à 1' additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau .IV.7. détermination du facteur de qualité Q.

Critère q	**p_q**			
	Suivant x		**Suivant y**	
	Observé	N.observé	Observé	**N.observé**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0,00	Non	**0,05**
2. Redondances en plan	Non	0,05	Oui	**0,00**
3. Régulation en plan	Non	0,05	Non	**0,05**
4. Régulation en élévation	Oui	0	Oui	**0**
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	**0**
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	**0**
Σ	**0,15**		**0,10**	

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_X = 1 + 0{,}15 = 1{,}15$
$Q_Y = 1 + 0{,}15 = 1{,}10$

e. périodes caractéristiques : (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S 3.}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de *spectre de réponse*.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

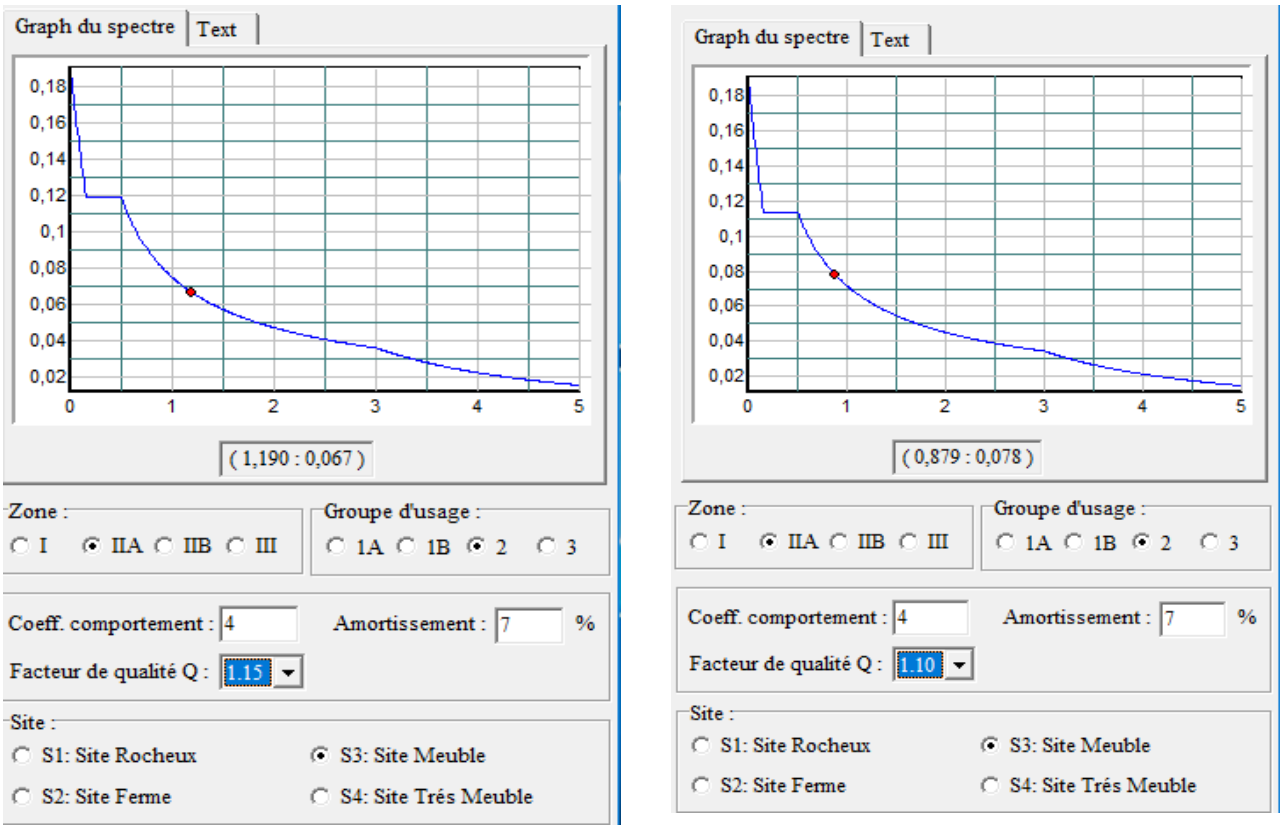


Figure .IV.4. Spectres de réponse.

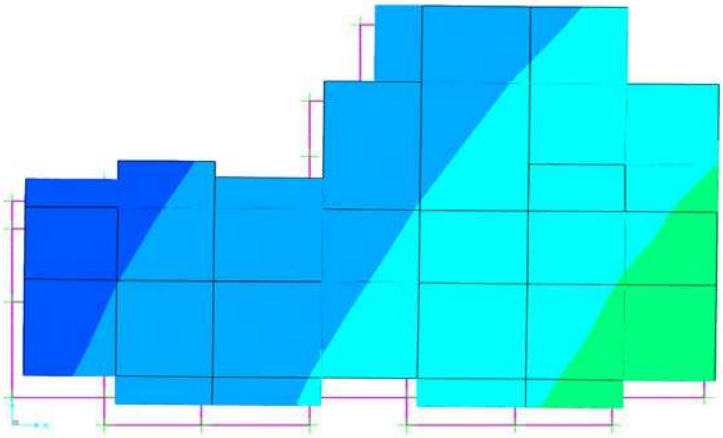
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

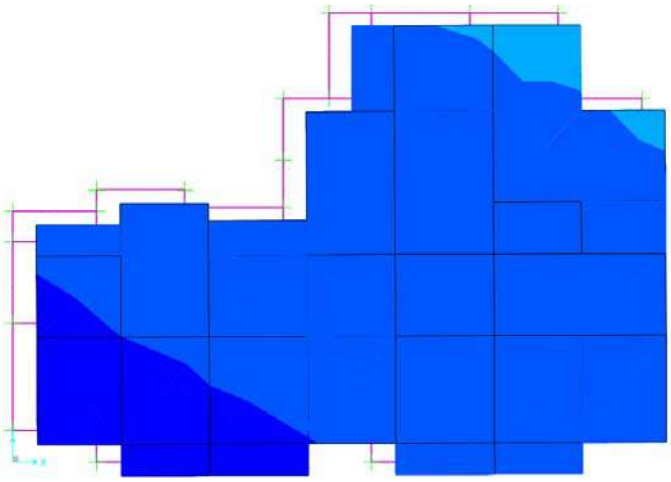
- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la période.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.4.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

Mode 1



Mode 2



Mode 3

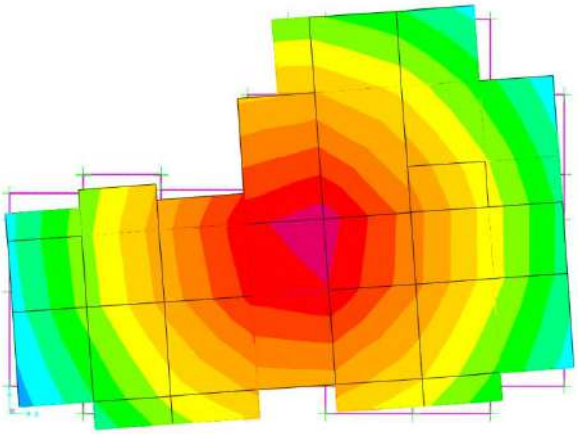


Figure .IV.5.Le comportement des trois premiers modes.

Tableau .IV.8. Le comportement des trois premiers modes.

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	13,16%	53,64%	**0,00%**
Mode 2	53,65%	13,48%	**0,00%**
Mode 3	**0,05%**	**0,72%**	**0,00%**

Tableau .IV.9. Le comportement des trois premiers modes.

Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (y) de 53,64%	**Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 53,65%**	**rotation auteur de Z**

IV.4.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après:(*Art. 4.3.4. a: RPA 99 VERSION 2003*).

Tableau. IV.10. Coefficient de participation massique.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,494111	13,16%	53,64%	0,52%
2	0,426621	66,81%	67,12%	0,60%
3	0,311956	66,86%	67,84%	66,90%
4	0,124041	69,32%	85,26%	66,93%
5	0,113018	69,37%	85,26%	66,95%
45	0.057047	88,11%	94,01%	88,07%
49	0.050669	93,86%	94,58%	88,32%

❖ ***Constatation :***

La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 49ème mode.

IV.4.3.Vérification de la période :(*Art.4.2.4.4: RPA 99 VERSION 2003*)

Les valeurs de T calculées à partir de **sap2000** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%

T : période fondamentale suivant les deux directions, on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

- $T=C_T.h_N^{3/4}$

$C_T=0,05 \rightarrow Tx=Ty=0,05\times 22.61^{3/4}=0,518$ s

- $T=0,09h_N/D^{1/2}$
  - D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

- hN : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\begin{cases} T_X = 0{,}49s \\ T_Y = 0{,}41s \end{cases}$$

$1{,}3\times T_{Emp} = 1{,}3\times 0{,}41 = 0{,}54$ s

$T_{Num} = 0{,}494$s

$T_{Num} \leq 1{,}3\times T_{SE}$ (c.v)

Tableau .IV.11. Vérification de la période

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq$ 1.3*T_{emp}
X	**0.49**	**0.494**	**0.645**	**OUI**
Y	**0.41**	**0.494**	**0.544**	**OUI**

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :(*Art.4.2.6: RPA 99 VERSION 2003*)

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

❖ **Calcul de la force sismique totale :** (*Art.4.2.3: RPA 99 VERSION 2003*)

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T_2 = 0,5 s (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.7*).

(Avec site S_3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2*).

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0,7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions

Les valeurs de T calculé sont : $\begin{cases}T_X=0{,}49s\\ T_Y=0{,}41s\end{cases}\in[0{,}0{,}5s]$

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc

$$\begin{cases}D_X=2{,}205\\ D_Y=2{,}205\end{cases}$$

- W : poids total de la structure :

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (*R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.5*).

W= 32300,51 KN

Tableau .IV.12. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
0,15	**2,205**	**2,205**	**4,0**	**1,15**	**1,10**	**32300,51**	**3071,475**	**2937,933**

Tableau .IV.13. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (KN)	V_t (KN)	0,8×V	V_t> 0,8×V
X	3071,475	2457,25	2457.18	**C.v**
Y	**2937,933**	**2350,408**	**2350.346**	**C.v**

Pour les deux directions x et y la condition est vérifiée, donc il n'y a pas des modifications au niveaudes paramètres de la réponse, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport ($0,8V/V_t$).

IV.4.5.Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

Avec :

- $F_{ix,}$ F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base.

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G.W_i \\ M_{tx} = X_G.W_i \end{cases}$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

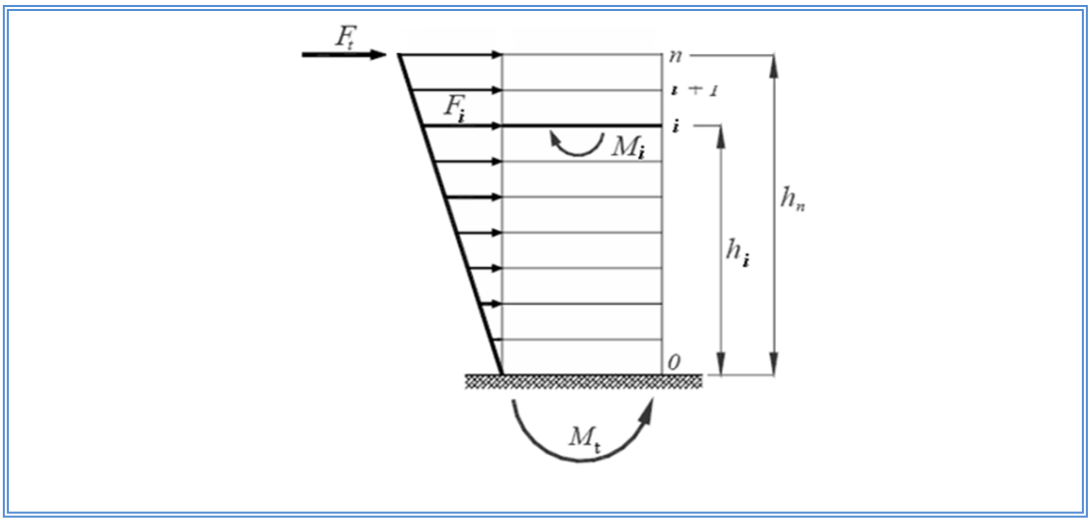


Figure .IV.6. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

(*Art.4.2.5: RPA 99 VERSION 2003*)

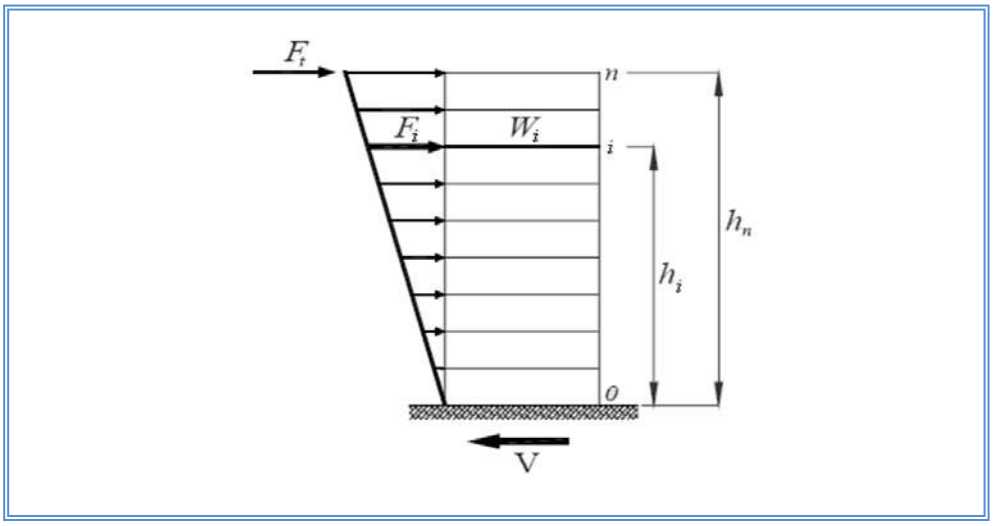
$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a:

- Tx = 0,49 s → F_t = 0
- Ty = 0,41s → F_t = 0

Donc on a:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

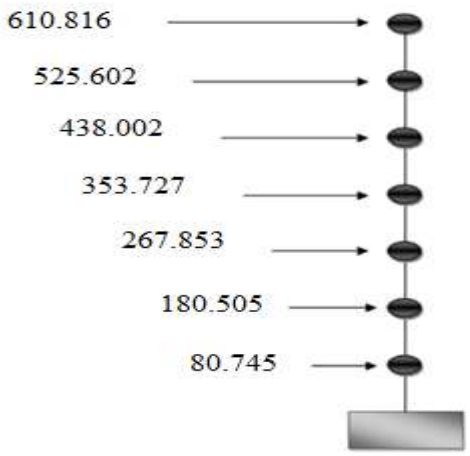


✓ V_X=2457,25 KN

Figure .IV.7.Distribution des forces sismiques.

Tableau .IV.14. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

Niveau (m)	W_i (KN)	$W_i h_i$ (KN.m)	α_x	F_{ix} (KN)
22,61	3901,3389	91955,544	0.24858	610,816
19,38	4067,0298	79127,028	0.21390	525,602
16,15	4082,922	65939,19	0,17825	438,002
12,92	4121,6715	53251,996	0.14395	353,727
9,69	4161,402	40323,985	0,109	267,853
6,46	4206,528	27174,171	0.07346	180,505
3,23	3763,4103	12155,815	0.03286	80,745
SOMME		369927,730	**1**	**2457,250**



Vy=2350,408 KN

Figure .IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

Tableau .IV.15. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

Niveau (m)	W_i	$W_i h_i$	α_y	F_{iy} (KN)
22,61	3901,3389	91955,544	0.24858	584,257
19,38	4067,0298	79127,028	0.21390	502,749
16,15	4082,922	65939,19	0,17825	418,958

12,92	4121,6715	53251,996	0.14395	338,347
9,69	4161,402	40323,985	0,109	256,206
6,46	4206,528	27174,171	0.07346	172,656
3,23	3763,4103	12155,815	0.03286	77,234
SOMME		**156018,688**	**1**	**2350,408**

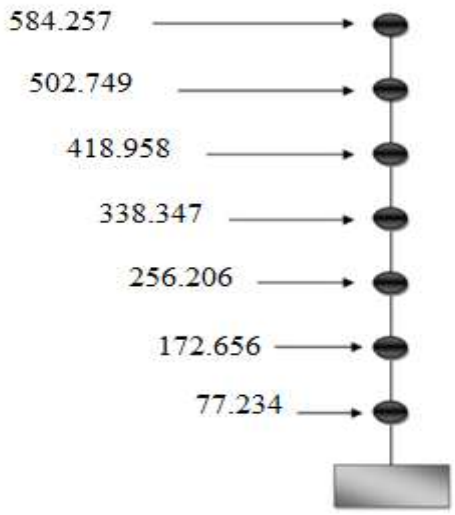


Figure .IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.

IV.4.5.2.Moment de renversement :

Tableau .IV.16.Calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+22,61	**610,816**	**584,257**	13810,5498	**13210,05**
+19,38	**525,602**	**502,749**	10186,1668	**9743,276**
+16,15	**438,002**	**418,958**	7073,7323	**6766,172**
+12,92	**353,727**	**338,347**	4570,15284	**4371,443**
+9,69	**267,853**	**256,206**	2595,49557	**2482,636**
+6,46	**180,505**	**172,656**	1166,0623	**1115,358**
+3,23	**80,745**	**77,234**	260,80635	**249,4658**
∑Mo			**39662,9659**	**37938,4**

IV.4.5.3.Moment stabilisant :

Tableau .IV.17.Calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
	3742.531	**12.9884**	**7.2563**	**48609.490**	**27156.928**
+19,38	**4672.437**	**12.9682**	**7.4230**	**60593.098**	**34683.499**
+16,32	**4687.487**	**12.9596**	**7.4181**	**60747.957**	**34772.247**
+13,26	**4726.310**	**12.9543**	**7.4273**	**61226.038**	**35103.722**
+10,20	**4760.018**	**12.9498**	**7.4357**	**62268.290**	**35394.069**
+7,14	**4810.814**	**12.9439**	**7.4460**	**62270.695**	**35821.321**
+4,08	**4894.911**	**12.8962**	**7.4743**	**63125.751**	**36586.033**
$\sum \mathbf{M_t}$				**418841.319**	**239517.819**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau .IV.18. Vérification de stabilisation.

M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
418841.319	**239517.819**	**39662,9659**	**37938,4**	**10.560**	**6.313**	**C.V**

- La structure est vérifiées contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.6.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$(*Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003*)

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.
- he : la hauteur de l'étage k.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*):le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite = 0,01× h_e

Tableau.IV.19. Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δ_e (cm)	δ_k =R. δ_e (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0,01.h_e (cm)	Vérification
+22.61	0,90803	3,63212			
			0,669064	3,23	Oui
+19.38	0,740764	2,963056			
			0,673952	3,23	Oui
+16,15	0,572276	2,289104			
			0,654564	3,23	Oui
+12.92	0,408635	1,63454			
			0,59976	3,23	Oui
+09.69	0,258695	1,03478			
			0,504996	3,23	Oui
+6.46	0,132446	0,529784			
			0,363424	3,23	Oui
+3.23	0,04159	0,16636			
			0,16636	3,23	Oui
+0,00	0,00	0,00			

Tableau.IV.20. Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification
+22.61	0,914727	3,658908			
+19.38	0,757829	3,031316	0,627592	3,23	Oui
+16,15	0,595611	2,382444	0,648872	3,23	Oui
+12.92	0,433826	1,735304	0,64714	3,23	Oui
+9.69	0,282421	1,129684	0,60562	3,23	Oui
+6.46	0,150647	0,602588	0,527096	3,23	Oui
+3.23	0,10	0,205424	0,40	3,23	Oui
+0,00	0,00	0,00	0,40	3,23	Oui

IV.4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :(*Art.5.9: RPA 99 VERSION 2003*)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0{,}10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0{,}10 < \theta \leq 0{,}20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

- Si θ>0,20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.21. Vérification l'effet P-Δ sens X.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0,10
	3901,3389	**610,816**	**610,816**	0,04159	**0,001**	-
+19,38	4067,0298	**525,602**	**1136.418**	0,132446	**0,003**	**cv**
+16,32	4082,922	**438,002**	**1574.420**	0,258695	**0,007**	**C.V**
+13,26	4121,6715	**353,727**	**1928.147**	0,408635	**0,015**	**C.V**
+10,20	4161,402	**267,853**	**2196.000**	0,572276	**0,028**	**C.V**
+7,14	4206,528	**180,505**	**2376.505**	0,640764	**0,046**	**C.V**
+4,08	**3763,4103**	80,745	2457.250	**0,69103**	0,1	**C.V**

Tableau IV.22. Vérification l'effet P-Δ sens Y.

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0,10
	3901,3389	**584,257**	**584,257**	0,051356	**0,001**	-
+19,38	4067,0298	**502,749**	**1087.006**	0,150647	**0,004**	**C.V**
+16,32	4082,922	**418,958**	**1505.964**	0,282421	**0,009**	**C.V**
+13,26	4121,6715	**338,347**	**1844.311**	0,433826	**0,016**	**C.V**
+10,20	4161,402	**256,206**	**2100.967**	0,595611	**0,03**	**C.V**
+7,14	4206,528	**172,656**	**2273.623**	0,637829	**0,048**	**C.V**
+4,08	**3763,4103**	77,234	2350.407	**0,664727**	0,1	**C.V**

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

VI.9.7 Vérification des sollicitations normales: RPA ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$\nu = N_d / B_c * f_{c28} \leq 0.3$

Avec :

- ν: effort normal réduit.
- N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.
- f_{c28}: la résistance caractéristique de béton.

Tableau VI.18 vérifications des sollicitations normales

	N_d (kN)	B_c (mm^2)	f_{c28} (MPa)	ν	$\nu \leq 0.3$
6ème étage	**181.12**	**90000**	**25**	**0.08**	**CV**
5ème étage	**324.77**	**90000**	**25**	**0.09**	**CV**
4ème étage	**475.14**	**90000**	**25**	**0.21**	**CV**
3ème étage	**621.62**	**122500**	**25**	**0.20**	**CV**
2ème étage	**798.11**	**122500**	**25**	**0.26**	**CV**
1ème étage	**986.34**	**160000**	**25**	**0.24**	**CV**
RDC	**1310.01**	**202500**	**25**	**0.25**	**CV**

IV.5.Conclusion général :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc. La structure s'avère une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

CHAPITRE 5 :

Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur, en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- les combinaisons données par les règles *RPA99 version 2003(Art5.2)*
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Les sections:**
  - Poutres principales :**(bxh)** = (30x35) cm²
  - Poutres secondaires : **(bxh)** = (30x30) cm²

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau. V.1. Les données de calcul.

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	Acier	Béton	**Acier**
γ_b **=1,5**	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s**=1,00**
f_{c28}**= 25 MPa**	FeE 400	f_{c28}=25 MPa	**FeE 400**
$\overline{\sigma_b}$ **=14,2Mpa**	**σ s=348 MPa**	$\overline{\sigma_b}$ **=18,50MPa**	**σ s=400 MPa**

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :[1]►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ❖ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de40ϕ en Zone IIa.
- ❖ A Travée et appui ≥ A_{min} CBA et A_{min} RPA
- ❖ A Travée et appui ≤ A_{max} RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1]►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

❖ La quantité d'armatures transversales est donnée par : A_t =0,003. S_t .b

$S_t \leq h/2$ en Zone courante

$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_l)$ Zone nodale

- b : largeur de la poutre.
- S_t : espacement maximum entre les armatures transversales.

❖ **Selon le CBA93 (A.7.1.2):**

La section des armatures longitudinales **(A.7.1.2)** est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

L'espacement des armatures transversales **(A.5.1.2)** est tel que :

$S_t \leq$ min [0,9d; 40cm]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b.S_t} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_S.(\tau_u - 0,3 f_{c28}.K)}{0,9 f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

Avec K=1, α=90^0

Le diamètre des armatures transversales **(A.6.4.2)** est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10}\right]$$

V.2.3.Les efforts:

Les efforts pris en compte dans le calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.2. Efforts internes maximum des poutres principales.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_t	76.44	Dur	14.26	**76.47**
		M_a	-99.25	Dur	-36.67	-
	RIVE	M_t	73.76	Acc	56.04	**135.16**
		M_a	-79.96	Acc	-72.72	-
4ème 3ème 2ème 1ère RDC	INTE	M_t	74.04	Dur	54.02	**138.51**
		M_a	-99.09	Dur	-72.28	-
	RIVE	M_t	48.69	Acc	16.15	**97.32**
		M_a	**-87.81**	**Acc**	**-30.63**	-

Tableau.V.3. Efforts internes maximum des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	M (KN.m)	M_{ult} (KN.m)	Situa	M_{ser} (KN.m)	T_{ult} (KN)
Terrasse	INTE	M_a	-51.85	Acc	-32.80	**42.49**
	RIVE	M_a	40.30	Acc	17.17	**43.33**
Etages	INTE	M_a	-53.38	Acc	-32.79	**157.73**
	RIVE	**M_a**	**42.94**	**Acc**	**20.55**	**52.84**

V.2.4.Calcul des armatures longitudinales:

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau. V.4. Section des armatures longitudinales des poutres principales (porteuse).

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{choisi} (cm	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_t	76.44	7.46	0	8.01	1.05	5.25	**3HA14+ 3HA12**
		M_a	99.25	10.05		10.17	1.05	5.25	**2HA16+ 4H14**
	RIVE	M_t	73.76	6.08	0	6.88	1.05	5.25	**3HA14+ 2HA12**
		M_a	79.96	6.64		8.01	1.05	5.25	**3HA14+ 3HA12**
5eme 4eme 3eme 2eme 1ere RDC	INTE	M_t	74.04	7.20	0	8.01	1.05	5.25	**3HA14+ 3HA12**
		M_a	99.09	10.03		10.17	1.05	5.25	**2HA16+ 4H14**
	RIVE	M_t	48.69	3.92	0	6.88	1.05	5.25	**3HA14+ 2HA12**
		M_a	87.81	7.36		8,01	1.05	5.25	**3HA14+ 3HA12**

Tableau. V.5. Section des armatures longitudinales des poutres secondaires**.**

Etage	Poutre	M	M_u (KN.m)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	A_{choisi} (cm	A_{min} (cm^2)		Nombre des barres
							CBA	RPA	
Terrasse	INTE	M_a	-51.85	5.95	0	6.79	0.9	4.5	**6HA12**
	RIVE	M_a	40.30	3.86	0	4.52	0.9	4.5	**4HA12**
Étage	INTE	M_a	-53.38	5.21	0	5.65	0.9	4.5	**5HA12**
	RIVE	M_a	42.94	4.13	0	4.52	0.9	4.5	**4HA12**

V.2.5.Vérification :

❖ Vérification des contraintes à l'E.L.S:

- Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Avec : $\sigma_b \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$ =0.6f_{c28} =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

$by^2/2+15A'_s(y-c')-15A_s(d-y)=0$.

$I=b.y^3/3+15A'_s(y-c')^2+15A_s(d-y)^2$.

- Si la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

✓ $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

✓ $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3}f_e;110\sqrt{\eta.f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V.6.Vérification des poutres principales à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	Travée	56.04	8.01	13.86	15	C.V	-	-	-
		appuis	-64.35	10.17	14.81	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	14.26	6.88	3.70	15	C.V	86.65	202	C.V
		appuis	-36,67	8.01	9.07	15	C.V	193.08	202	C.V
5ème 4ème 3ème 2ème 1ère RDC	INTE	Travée	54.02	8.01	13.36	15	C.V	-	-	-
		appuis	-64.33	10.17	14.81	15	C.V	-	-	-
	RIVE	Travée	16.15	6.88	4.19	15	C.V	98.13	202	C.V
		appuis	-30.63	8,01	7.58	15	C.V	161.28	202	C.V

Tableau.V.7.Vérification des poutres secondaire à l'E.L.S.

Niv	Poutre	Position	M_{ser} (KN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
Terrasse	INTE	appuis	32.80	6.79	8.55	15	C.V	-	-	-
	RIVE	appuis	17.17	4.52	5.13	15	C.V	155.29	202	C.V
étages	INTE	appuis	-32.79	5.65	9.08	15	C.V	-	-	-
	RIVE	**appuis**	**20.55**	**4.52**	**6.14**	**15**	**C.V**	**185.86**	**202**	**C.V**

❖ **Vérification des poutres principale selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :**

Tableau. V.8.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	Posi	A chois (cm^2)	A_{min}CBA =1,05 cm^2	A_{min}RPA =5.25cm^2	A_{tmax} RPA = 42 cm^2	A_{amax} RPA =63cm^2	correction
terrasse	INTE	Travée	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
		Appui	10.17	C.V	C.V	C.V	C.V	**2HA16+ 4H14**
	RIVE	Travée	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 2HA12**
		Appui	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
étages	INTE	Travée	8.01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**
		Appui	10.17	C.V	C.V	C.V	C.V	**2HA16+ 4H14**
	RIVE	Travée	6.88	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 2HA12**
		Appui	8,01	C.V	C.V	C.V	C.V	**3HA14+ 3HA12**

Tableau .V.9.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA.

	Niveau	P osi.	A chois (cm^2)	A_{min} CBA =0.9 cm^2	A_{min} RPA = 4.5 cm^2	A_{tmax} RPA = 36 cm^2	A_{amax} RPA =54 cm^2	Correction
terrasse	INTE	Appui	6.79	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
	RIVE	Appui	4.52	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA12
étages	INTE	Appui	6.79	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA12
	RIVE	Appui	4.52	C.V	C.V	C.V	C.V	4HA12

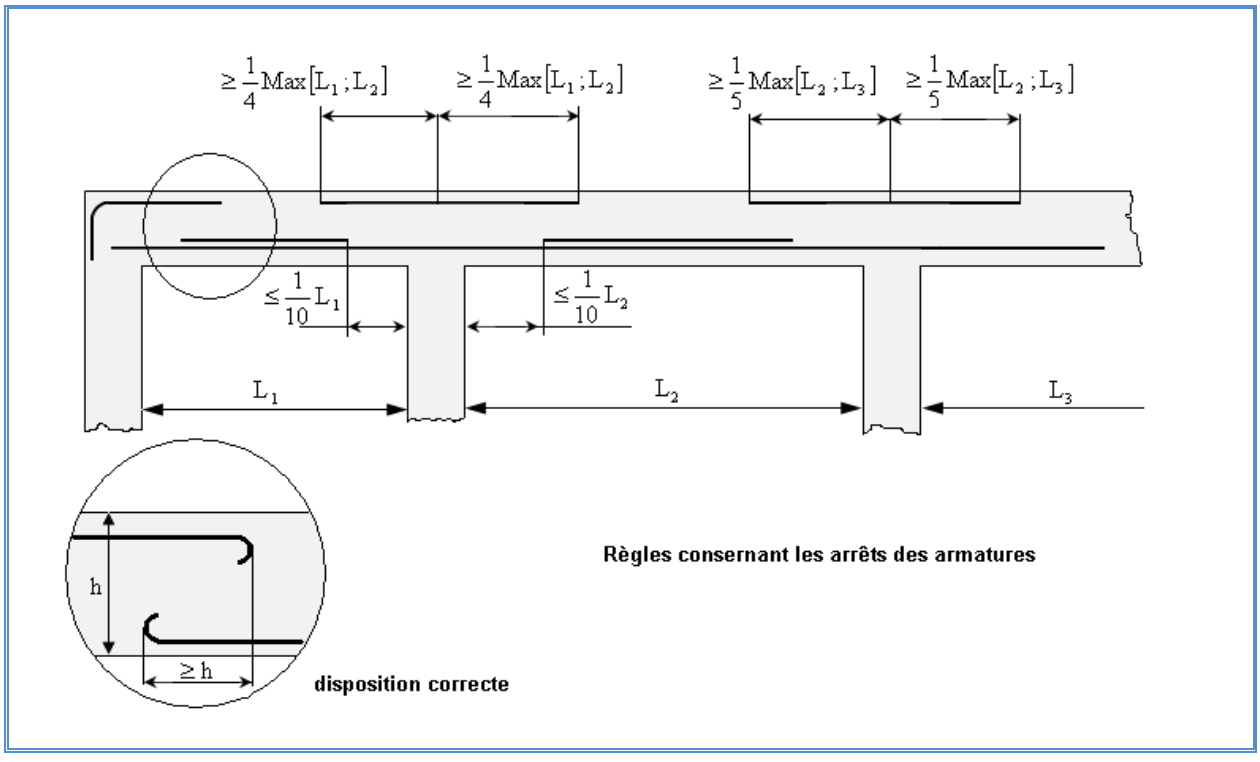


Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres porteuse.

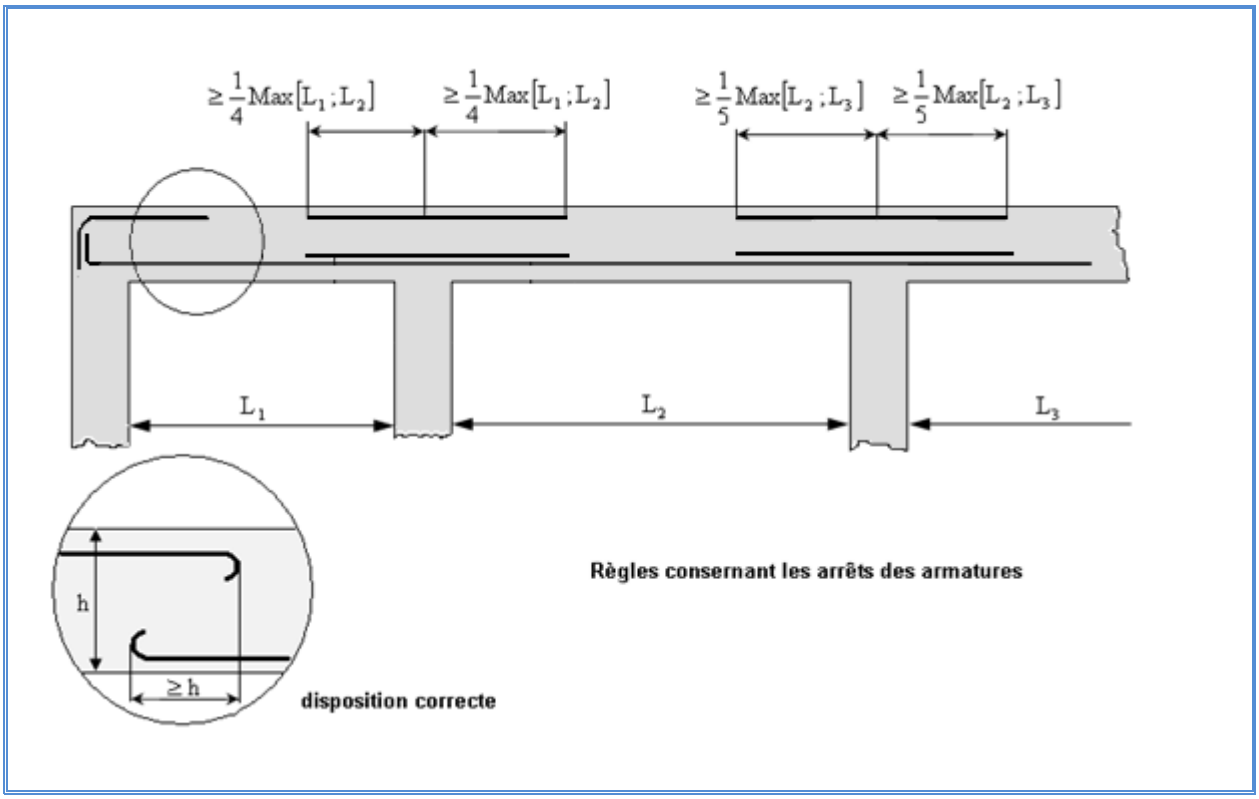


Figure. V.2. Disposition des armatures pour les poutres non porteuse.

❖ Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau. V.10. Calcul de $\bar{\tau}_u$.

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0{,}15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right]$	$\min\left[0{,}2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2{,}5\,\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 3{,}33\,\text{MPa}$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3{,}26\,\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 4{,}34\,\text{MPa}$

Tableau. V.11.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	135.16	1,35G+1,5Q	1.38	3,33	**C.V**
	RIVE	76.47	1,35G+1,5Q	0.78	2,50	**C.V**
étages	INTE	138.51	1,35G+1,5Q	1.42	3,33	**C.V**
	RIVE	97.32	1,35G+1,5Q	0,99	2,50	**C.V**

Tableau. V.12.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
terrasse	INTE	42.49	1,35G+1,5Q	0,51	3.33	**C.V**
	RIVE	43.33	G+Q+Edx	0,52	3.26	**C.V**
étages	INTE	157.73	G+Q+Edx	1.91	4.34	**C.V**
	RIVE	52.84	G+Q+Edx	0,64	3.26	**C.V**

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de haut adhérence

D'après **CBA 93** :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.13. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement.

	CBA 93		RPA 99 Ver 2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	S_t (cm)	A_t cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30x30	24.75	2,01	7.5	15	1.35	10	15	**4HA8**
30x35	29.25	2,01	8.75	17.5	1,57	10	15	**4HA8**

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient rédacteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend K = 0,75

Tableau. V.14.Vérification de la flèche des poutres.

	1ère condition			2ème condition			3ème condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{fe}$	$\boldsymbol{\rho \leq \frac{4,2}{fe}}$
PP	0,070	0,062	C.V	0,070	0,075	C.N.V	0,0104	0,0105	**C.V**
PS	0,081	0,062	C.V	0,081	0,075	C.V	0,0082	0,0105	**C.V**

On doit passer au calcul des flèches;

✓ **Évaluation détaillée de la flèche :**

Mser =32.82 kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$

ρ = 0.69 % ⇒β1 = 0,878 .

σs= $\frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho}$

λv=2/5 λi

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$

✓ **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0).h_0 + 15A}$$

✓ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$

$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$

Ei=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$; Ev=3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$

$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}}$

$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}}$

Δft = fv - fi

Il faut avoir : *Δft* ≤ FLimite = $\bar{f}$

Avec: $flimite = \frac{L}{500} = \frac{4900}{500}$ = 9.8mm

Tableau.V.15. Valeur de la flèche des poutres principales.

Mser(KN.m)	**A (cm^2)**	**y (cm)**	**P**	**I (cm^4)**	**σ_s (MPa)**	**M**
32.80	6.79	18.79	0.069	85641.13	129.28	**0.351**
If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	f_i(mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(mm)	**$\Delta f<f_{adm}$**
45548.04	**66002.21**	**5.37**	**11.02**	**5.65**	**9.8**	C.V

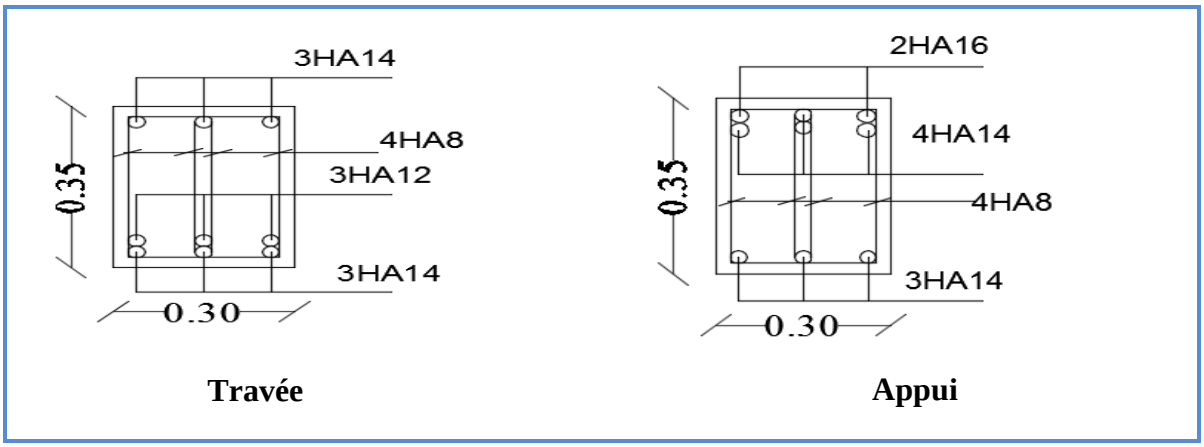


Figure. V.3. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de terrasse + étages courantes.

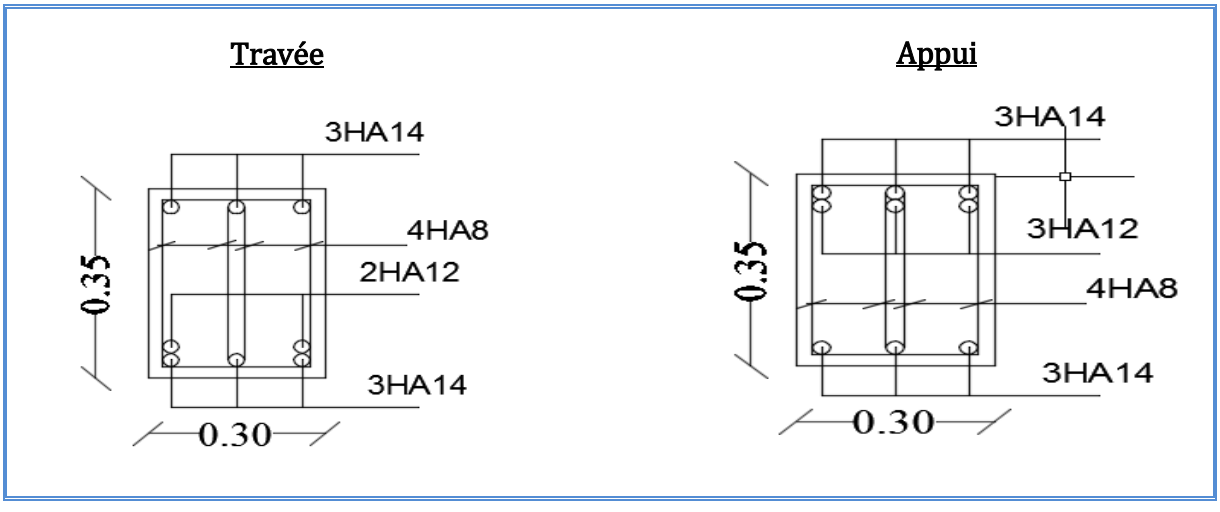
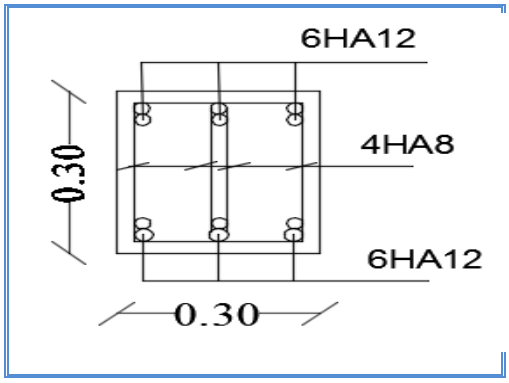
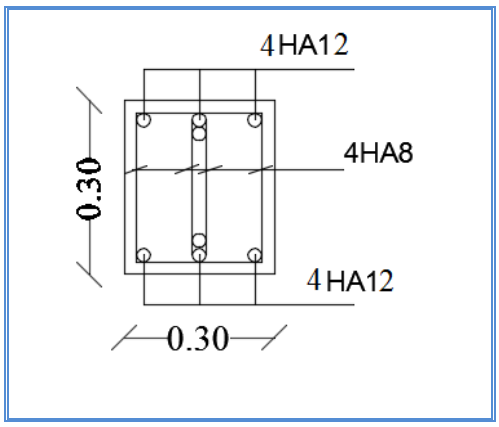


Figure. V.4. Ferraillages des poutres principales de rives des étages courantes + terrasse.



Appui

Figure. V.5. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires de terrasses + étage courantes.



Appui

Figure V.6. Ferraillages des poutres secondaires de rives des étages courantes + terrasses.

V.3.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ;

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = min \begin{cases} 4\ cm^2\ \ par\ métre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0{,}1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\%\ \ B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

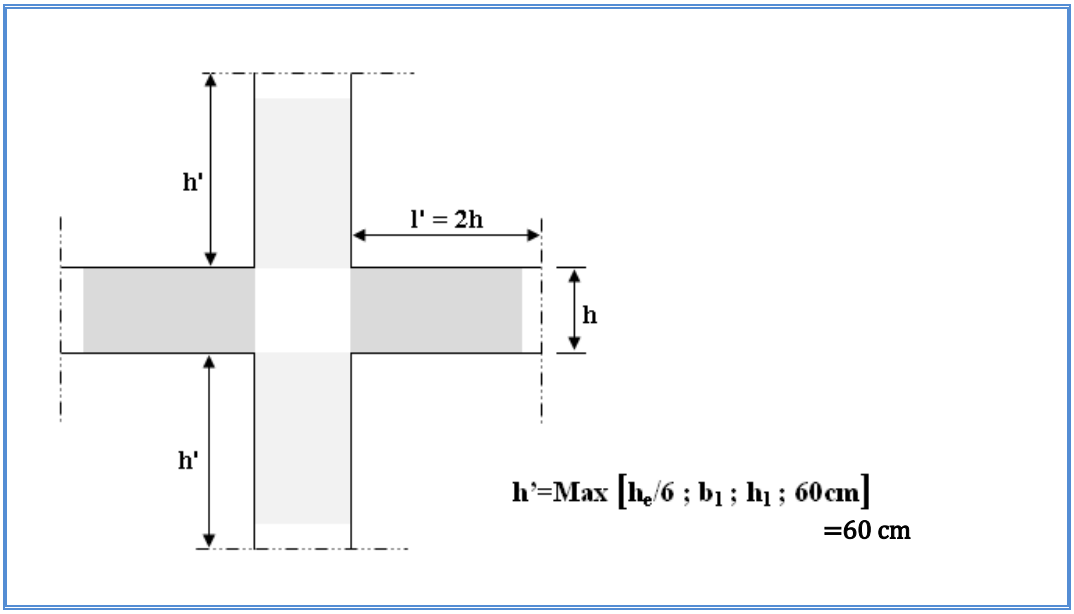


Figure. V.7.Définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II.a par:

$$0{,}8\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\%$$: En zone courante

$0{,}8\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40 Φ en zone II.a
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone II.a
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure précédente.
- he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄**

- ❖ G +Q ± E
- ❖ 0,8G ± E
- ❖ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- ❖ M_{max} et son N_{corr}.
- ❖ N_{max} et son M_{corr}.
- ❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- ❖ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

❖ e_2 : Excentricités du 2eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement :

$$e_2 = \frac{3.L_f^2(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

- $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{Mu}$

  - MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
  - L_f : longueur de flambement.
  - h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

❖ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\frac{l_0(\text{cm})}{250}, 2\text{ cm}]$$

❖ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\,(15 \text{ et} \frac{20*e1}{h})$$

Tableau.V.16. Corrections des moments dans les poteaux à l'ELU.

	solli	valeur	M_{UG} (KN.m)	Combi	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	Mu (KN.m)
pot 30×30	N_{max}(KN)	658.16	18.11	1.35G+1.5Q	4.10	1.95	2	52.98
	M_{corr}(KN.m)	27.02						
	M_{max}(KN.m)	43.30	0.84	0.8G+EX	2.26	1.53	2	5.77
	N_{corr}(KN)	140.71						
	N_{min}(KN)	99.61	18.74	G+Q+EX	30.77	1.05	2	47.59
	M_{corr}(KN.m)	2.26						
Pot 35×35	N_{max}(KN)	893.56	26.01	1.35G+1.5Q	4.10	1.71	2	69.76
	M_{corr}(KN.m)	36.65						
	M_{max}(KN.m)	54.87	2.99	0.8G+EX	5.02	1.25	2	15.31
	N_{corr}(KN)	333.69						
	N_{min}(KN)	185.14	19.61	G+Q+EX	16.444	1.30	2	65.87
	M_{corr}(KN.m)	9.30						
pot 40×40	N_{max}(KN)	1396.017	26.50	1.35G+1.5Q	2.94	1.444	2	89.06
	M_{corr}(KN.m)	40.99						
	M_{max}(KN.m)	59.73	1.89	0.8G+EX	1.12	1.09	2	22.82
	N_{corr}(KN)	422.45						
	N_{min}(KN)	542.11	23.01	G+Q+EX	14.44	1.66	2	75.19
	M_{corr}(KN.m)	6.07						
pot 45×45	N_{max}(KN)	1670.11	26.27	1.35G+1.5Q	1.24	1.84	2	84.84
	M_{corr}(KN.m)	20.71						
	M_{max}(KN.m)	41.93	1.30	0.8G+EX	0.39	1.03	2	30.30
	N_{corr}(KN)	1649.34						
	N_{min}(KN)	885.97	26.27	1.35G+1.5Q	2.26	2.54	2	12.15
	M_{corr}(KN.m)	3.54						

V.3.2. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

Tableau. V. 17. Détermination des armatures à l'ELU de résistance.

NIV		Mu (KN.m)	N(KN)	Combinaison	Section	A(cm²)	A'(cm²)
+5+4eme étage	POT30*30	52.98	658.16	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
		5.77	99.61	0.8G+EX	SPC	0.90	0
		47.59	140.71	G +Q+EX	SPC	0.90	0
3+2 eme étage	POT35*35	69.76	893.56	1.35G+1.5Q	SEC	<0	0
		15.31	185.14	0.8G+EX	SPC	1.23	0
		65.87	333.69	G+Q+EX	SPC	1.23	0
1ere étage	POT40*40	89.06	1396.017	1.35G+1.5Q	SPC	1.60	0
		22.82	542.11	0.8G+EX	SPC	1.60	0
		75.19	422.45	G+Q+EX	SPC	1.60	0
RDC	POT45*45	84.84	1670.11	1.35G+1.5Q	SPC	2.03	0
		30.30	885.97	0.8G+EX	SPC	2.03	0
		112.15	1649.34	1.35G+1.5Q	SPC	2.03	0

Tableau. V.18.Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux a l'ELU.

	A_{min} (cm²) CBA	A_{min} (cm²) RPA	A_{max} (cm²) RPA	A_{max} (cm²) RPA	$A_{choisir}$ (cm²)
			Nodale	Courante	
POT 30*30	0.9	7.2	54	36	8HA12 =9.05
POT 35*35	1.225	9.8	73.5	49	4HA14+4HA12 =10.68
POT 40*40	1.6	12.8	96	64	4HA16+4HA14 =14.19

POT 45*45	**2.025**	**16.2**	**121.5**	**81**	**8HA16 =18.47**

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

❖ Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.\nu_1}{I_G^{'}} \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G^{'}.(\nu_1 - c^{'})}{I_G^{'}}\right]$$

❖ Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

$$\sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Tableau. V.19.Vérification des armatures à ELS des poteaux.

Section	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	A (cm^2)	Sect	Fissu	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma s]$
30×30	19.71	451.77	9.05	SPC	Préj	14.90	51.91	**C.V**	**C.V**
35×35	26.73	653.84	10.68	SEC	Préj	10.34	145.13	**C.V**	**C.V**
40×40	29.89	1021.29	14.19	SEC	Préj	9.00	128.01	**C.V**	**C.V**
45×45	15.10	1222.39	18.47	SEC	Préj	7.35	106.40	**C.V**	**C.V**

V.3.4.Détermination des armatures transversales :

V.3.4.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u par CBA93 :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

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

V.3.4.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}34\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i}\\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{a*a}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a} \qquad s = bh^3/12$$

V.3.4.c. Vérification des contraintes tangentielles :

Section	Situ.	V_u (KN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
30x30	**Acc**	22.95	027	26.09	0,075	1,875	3,26	**C.V**
35x35	**Acc**	23.42	0.20	22.36	0,075	1,875	3,26	**C.V**
40x40	**Acc**	22.04	0.14	19.57	0,075	1,875	3,26	**C.V**
45x45	**Acc**	18.4	0.09	17.39	0,075	1,875	3,26	**C.V**

Tableau. V.20.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

V.3.4.d. Calcul des armatures transversales :

❖ **Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.3] ◄◄:**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0{,}9 \times A_t \times \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28} \times K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\,[0{,}9d, 40\text{cm}]$
- $\frac{A_t \times f_{et}}{b_0 \times S_t} \geq 0{,}4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :**

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,A_t}{\rho.Vu}$$

Avec:

$A_t = n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \ell_f / a$

$$\begin{cases} \rho = 2{,}5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3{,}75 & \text{dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - ✓ Dans la zone nodale: $S_t \leq$ Min $(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone IIa
  - ✓ Dans la zone courante: $S_t \leq$ Min $15\phi_l$ en zone IIa
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t \times b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0{,}3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0{,}8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau.V.21. Les armatures transversales et leurs espacements.

Section	V_u (KN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	$S_{t\ CAL}$ RPA(cm)	Zone	S_{tRPA}	S_{tCBA}	S_t finale	Choix
30x30	**22.95**	2,01	**7.53**	2,5	42.04	Z.C	18	24.75	12 cm	**4Ø8**
						Z.N	12	24.75	8 cm	**4Ø8**
35x35	**23.42**	2,01	**6.46**	2,5	48.06	Z.C	21	29.25	12 cm	**4Ø8**
						Z.N	14	29.25	8 cm	**4Ø8**
40x40	**22.04**	2,01	**5.65**	2,5	58.36	Z.C	24	33.75	12 cm	4Ø8
						Z.N	16	33.75	8 cm	4Ø8
45x45	18.4	2,01	**5.02**	2,5	78.65	Z.C	21	29.25	12 cm	4Ø8
						Z.N	14	29.25	8 cm	4Ø8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:**

Tableau. V.22.Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0,3\%$
30x30	Z.C	0.56	**C.V**
	Z.N	0.84	**C.V**
35x35	Z.C	0.48	**C.V**
	Z.N	0.72	**C.V**
40x40	Z.C	0.42	**C.V**

	Z.N	0.62	**C.V**
45x45	Z.C	0.37	**C.V**
	Z.N	**0.59**	**C.V**

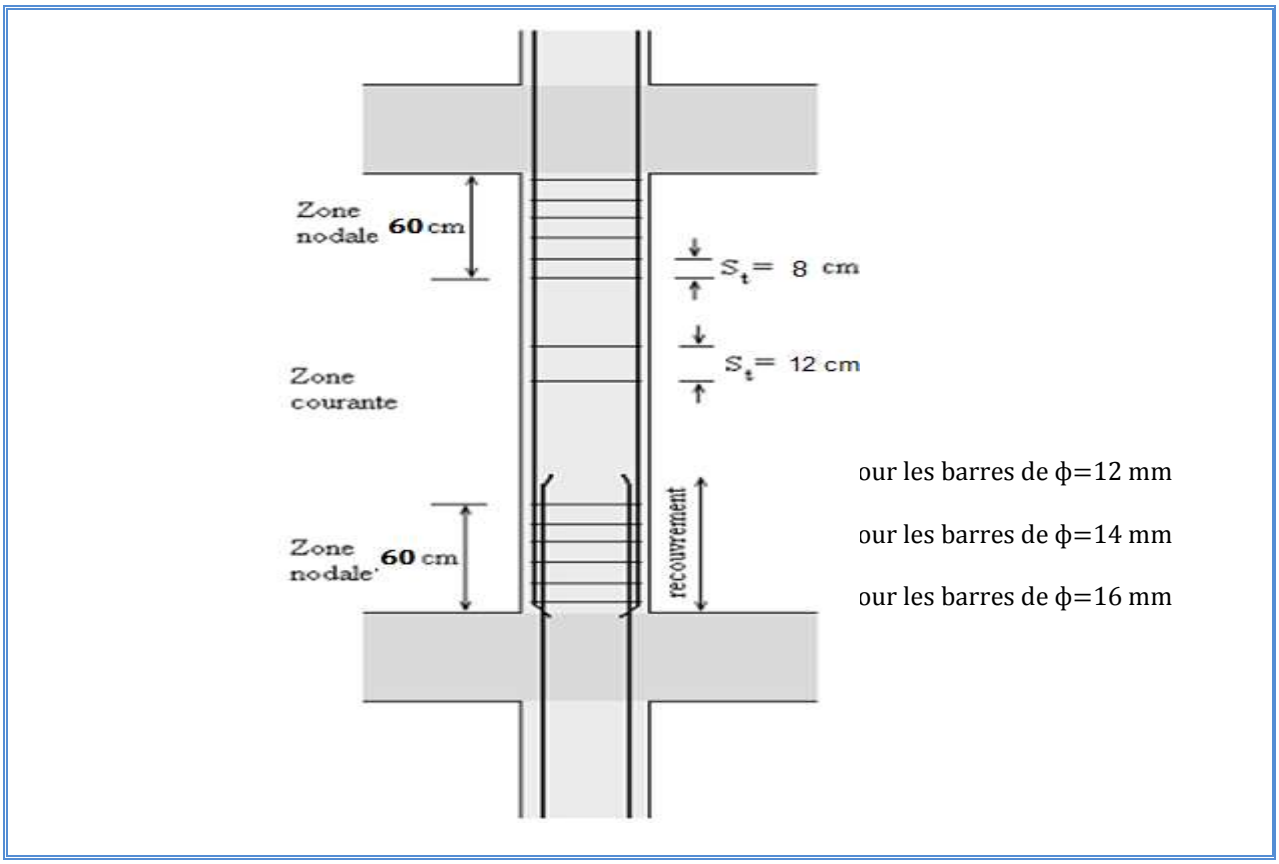


Figure. V.8. Disposition des armatures pour les poteaux.

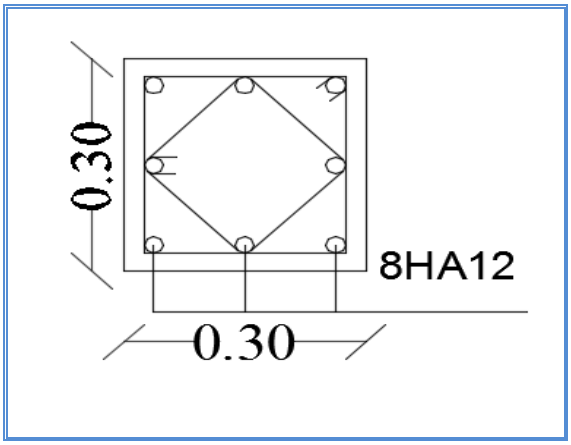


Figure.V.9. Ferraillage des poteaux des étages 6,5, 4ème étage.

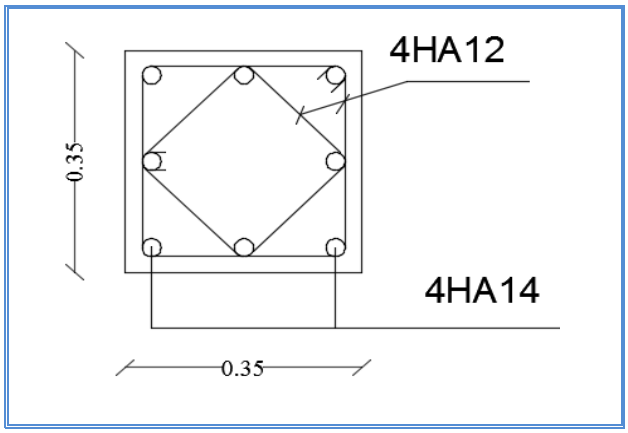


Figure.V.10. Ferraillage des poteaux des étages 3, 2ème étage.

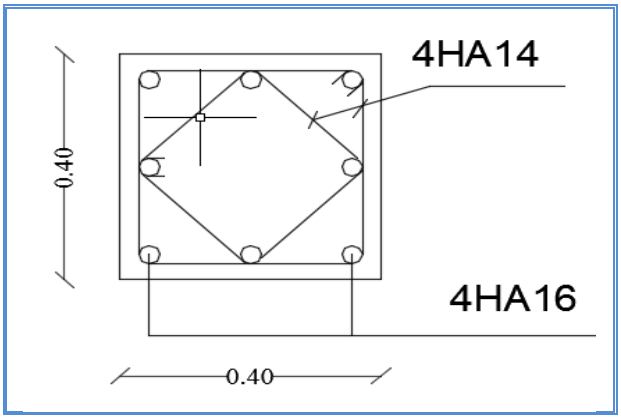


Figure.V11. Ferraillage des poteaux de b 1ere, étage.

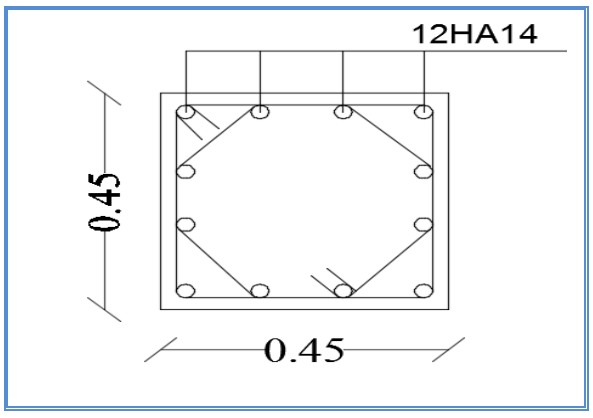


Figure.V.12. Ferraillage des poteaux de RDC

V.4. Ferraillage des voiles:

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants:

G+Q±E

0.8G±E

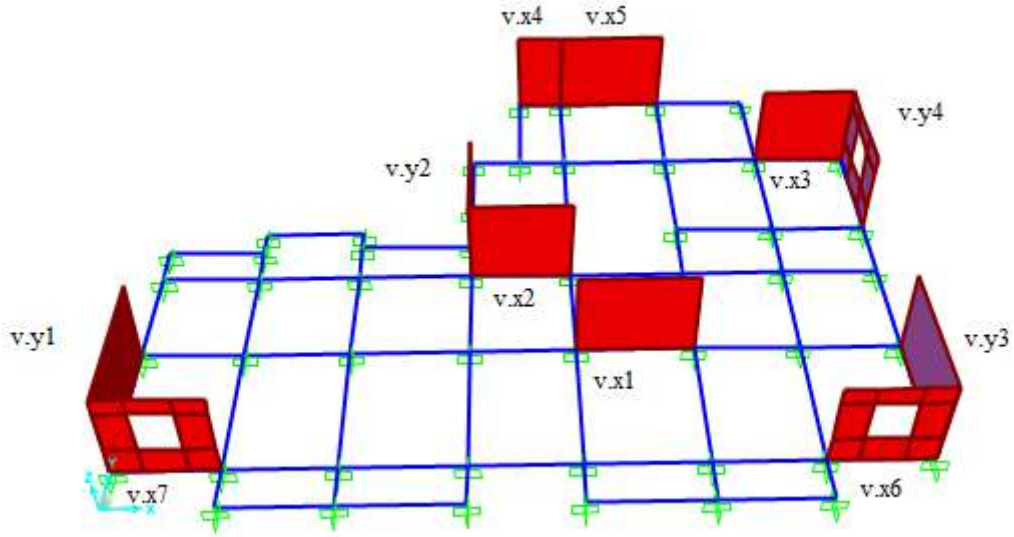


Figure. V.13.Disposition des voiles

V.4.1 Les voile plein :

V.4.1.1 Les armatures verticales :

- Détermination des armatures de résistance :
  Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.24. calcul les armatures verticales de voile VY1=355cm

niveau	S	N	M	T	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%*b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Sv/2	choix
RDC	20x355	2305.92	2068.96	473.95	Acc	18.8	10.65	7.1	20	10	2x(22HA12=24.88)
1ere	20x360	2165.27	2005.17	401.23	Acc	16.8	10.8	7.2	20	10	2x(22HA12=24.88)
2ere 3ere	20x365	1918.45	1813.21	315.21	Acc	16.6	10.95	7.3	20	10	2x(22HA12=24.88)
4ere 5ere 6ere	20x370	1783.15	1654.78	275.84	Acc	16.4	11.1	7.4	20	10	2x(22HA12=24.88)

Tableau V.24. calcul les armatures verticales de voile VY2=260cm

Niveau	S	N	M	T	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%*b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Sv/2	choix
RDC	20x260	1141.42	1335.03	331.69	Acc	15	7.80	5.2	20	10	2x(16HA12=18.10)
1ere	20x265	1009.14	1107.45	298.20	Acc	14.4	7.95	5.3	20	10	2x(16HA12=18.10)
2ere 3ere	20x270	834.15	913.88	204.13	Acc	13.8	8.10	5.4	20	10	2x(16HA12=18.10)
4ere 5ere 6ere	20x275	613.95	727.03	189.97	Acc	13.2	8.25	5.5	20	10	2x(16HA12=18.10)

Tableau V.25. Calcul les armatures verticales de voile VY1=270cm

Niveau	S	N	M	T	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%*b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Sv /2	choix
RDC	20x270	1103.72	1065.14	525.12	Acc	15	8.10	5.4	20	10	2x(16HA12 =18.10)
1ere	20x275	873.14	823.97	409.74	Acc	14.8	8.25	5.5	20	10	2x(16HA12 =18.10)
2ere 3ere	20x280	521.10	493.65	213.54	Acc	14.6	8.40	5.6	20	10	2x(16HA12 =18.10)
4ere 5ere 6ere	20x285	213.51	209.78	100.14	Acc	14.4	8.55	5.7	20	10	2x(16HA12 =18.10)

Tableau V.26. calcul les armatures verticales de voile VX3=325cm

Niveau	S	N	M	T	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.15%*b*e	Amin CBA B/1000	Sv	Sv /2	choix
RDC	20x325	1245.17	1336.08	918.54	Acc	17.2	9.75	6.5	20	10	2x(20HA12=22.62)
1ere	20x330	981.13	1015.24	732.65	Acc	17	9.90	6.6	20	10	2x(20HA12=22.62)
2ere 3ere	20x335	748.62	951.90	511.34	Acc	16.8	10.05	6.7	20	10	2x(20HA12=22.62)
4ere 5ere 6ere	20x340	364.21	401.22	321.01	Acc	16.6	10.20	6.8	20	10	2x(20HA12=22.62)

V.4.1.1.1 Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

Et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.27. vérification des armatures a ELS de Voile VY1=355cm.

niveau	S	N	M	*Aadop*	*σb*(MPa)	*σs*(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]=15MPa$	$\sigma_s \leq [\sigma s]=202$ MPa
RDC	**20x355**	**1198.65**	**105.97**	**24.88**	**1.2**	**17.9**	**Oui**	**Oui**
1ere	**20x360**	**997.23**	**99.21**	**24.88**	**1.2**	**17.5**	**Oui**	**Oui**
2ere 3ere	**20x365**	**721.87**	**85.13**	**24.88**	**0.9**	**17.6**	**Oui**	**Oui**
4ere 5ere 6ere	**20x370**	**512.06**	**71.64**	**24.88**	**0.7**	**17.3**	**Oui**	**Oui**

Tableau V.28. vérification des armatures a ELS de VoileVY2=260cm.

niveau	S	N	M	*Aadop*	σb(MPa)	σs(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$=15MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]$=202 MPa
RDC	20x260	929.58	38.72	18.10	1.1	16.6	Oui	Oui
1ere	20x265	871.15	31.46	18.10	1.1	16.9	Oui	Oui
2ere 3ere	20x270	791.73	27.19	18.10	1.1	16.7	Oui	Oui
4ere 5ere 6ere	20x275	680.19	21.35	18.10	1.0	15.4	Oui	Oui

Tableau V.29. vérification des armatures a ELS de Voile VX3=270cm

niveau	S	N	M	*Aadop*	σb(MPa)	σs(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$=15MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]$=202 MPa
RDC	20x270	409.26	73.86	18.10	0.5	6.9	Oui	Oui
1ere	20x275	314.16	59.73	18.10	0.4	5.6	Oui	Oui
2ere 3ere	20x280	225.17	45.06	18.10	0.3	4.2	Oui	Oui
4ere 5ere 6ere	20x285	179.32	36.11	18.10	0.2	3.5	Oui	Oui

Tableau V.30. vérification des armatures a ELS de Voile VX5=325cm.

niveau	S	N	M	*Aadop*	σb(MPa)	σs(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$=15MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]$=202 MPa
RDC	20x325	777.89	59.22	22.62	0.7	9.8	Oui	Oui
1ere	20x330	664.75	58.36	22.62	0.6	8.7	Oui	Oui
2ere 3ere	20x335	531.91	56.91	22.62	0.5	7.4	Oui	Oui
4ere 5ere 6ere	20x340	362.79	46.92	22.62	0.4	5.3	Oui	Oui

V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux:

- contraintes limites de cisaillement : $\tau b \leq \tau b$ = 0.2 fc28 [ART RPA] **7.7.2.**
Ou : $\tau b = V\ b0/d$

Avec V =1.4V*calculé*

b0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq (1/10).a$ ϕt =1 cm
Sh ≤ $A*$h/0.003
Sh ≤ min (1.5a ; 30) ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄
Comme At est connue, alors: At=1.at = $\pi\phi t^2/4$ = 0.785 cm² = 1HA10 H= 323 cm , St = 20 cm . On an 17 Barres horizontales Donc; At = 13.35 cm² = 17HA10

Tableau V.31. calcul des armateurs horizontales de voile VY1.

niveau	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	ϕh (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.2%*h*e	choix	Afinal
RDC	20	323	473.95	1.14	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
1ere	20	323	401.23	0.69	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
2ere 3ere	20	323	315.21	0.54	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
4ere 5ere 6ere	20	323	275.84	0.47	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35

Tableau V.32. calcul des armateurs horizontales de voile VY2.

niveau	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	ϕh (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.2%*h*e	choix	Afinal
RDC	20	323	331.69	0.80	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
1ere	20	323	298.20	0.72	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
2eme 3eme	20	323	204.13	0.49	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
4eme 5 eme 6 eme	20	323	189.97	0.46	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35

Tableau V.34. calcul des armateurs horizontales de voile VX3.

niveau	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	ϕh (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.2%*h*e	choix	Afinal
RDC	20	323	525.12	1.26	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
1ere	20	323	409.74	0.99	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
2ere 3ere	20	323	213.54	0.51	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
4ere 5ere 6ere	20	323	100.14	0.24	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35

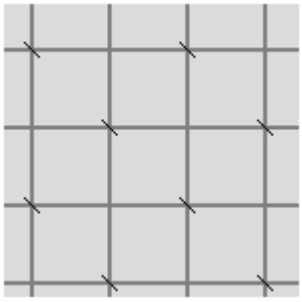
Tableau V.35. calcul des armateurs horizontales de voile VX5.

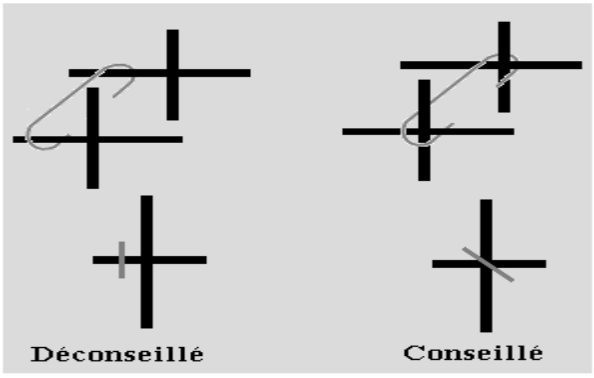
niveau	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	ϕh (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.2%*h*e	choix	Afinal
RDC	20	323	918.54	2.21	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
1ere	20	323	732.65	1.76	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
2ere 3ere	20	323	511.34	1.23	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35
4ere 5ere 6ere	20	323	321.01	0.77	5	Oui	1	20	12.92	2x (17HA10)	13.35

V.4.1.2 .1 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt ≥Ø v/3 , Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles .

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou Encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :
En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être Maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées D'épingles au nombre 4 par m2 au moins.





Disposition des épingles

Figure V.14. disposition des armateurs transversaux (épingles).

❖ **Schémas des voiles pleins :**

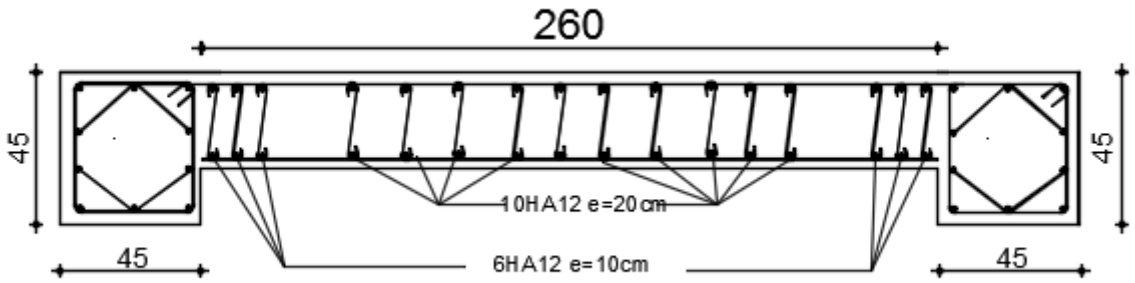


Figure V.15. Disposition des armatures dans les voiles 20x260

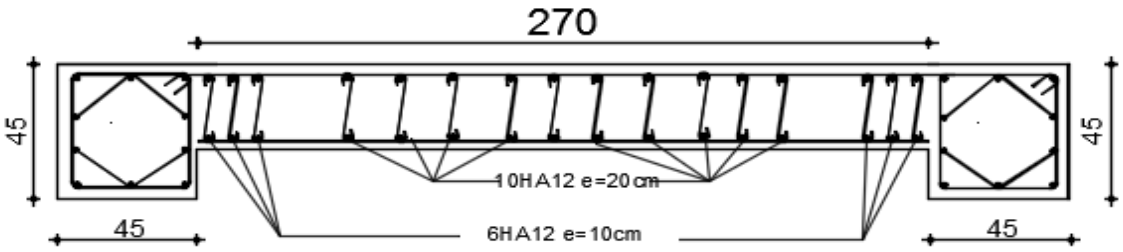


Figure V.16 Disposition des armatures dans les voiles 20x335

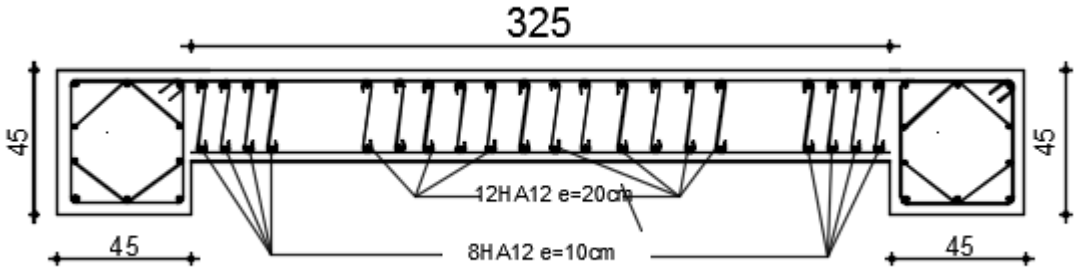


Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles 20x335

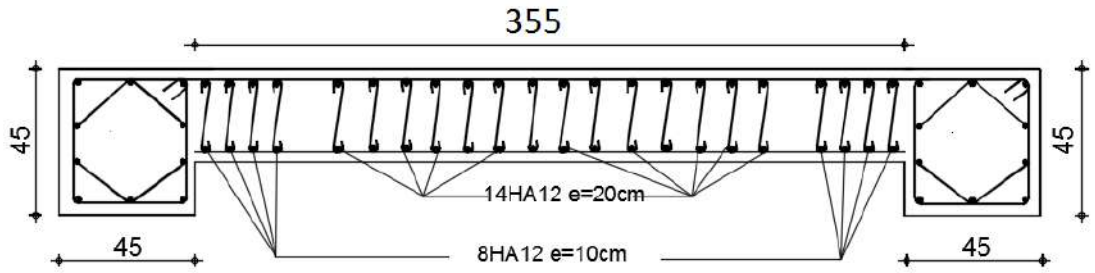


Figure V.18. Disposition des armatures dans les voiles 20x335

V.4.2 les voile avec ouverture :

a.les trumeaux :

- **Las armateurs verticales :**

on doit vérifier que : $\begin{cases} St \leq Min\ [0.9d\ ,40\ cm] \\ St \leq min\ (1.5\ a\ ,30\ cm)\ RPA\ [ART\ 7.7.4.3] \end{cases}$

Tableau V.37.calcul les armatures verticales.

niveau	voile	S	N	M	T	situ	A_{cal}	Amin RPA 0.2%*b*e	Amin CBA B/1000	Sv	$S_{v/2}$	choix
RDC	vx7 vx6 Vy4	20x93	626.31	240.75	262.28	Acc	5.5	3.72	1.86	15	7.5	2x (8HA12)= 9.05
1ere		20x88	558.69	216.32	232.77	Acc	5.1	3.52	1.76	15	7.5	2x (8HA12)= 9.05
2ere		20x83	454.50	8.77	29.11	Acc	5.1	3.32	1.66	15	7.5	2x

3ere		20x83	398.05	30.01	1.36	Acc	4.7	3.32	1.66	15	7.5	(8HA12)= 9.05
4ere		20x78	211.80	66.50	87.07	Acc	4.3	3.12	1.56	15	7.5	2x
5ere		20x78	182.29	54.78	43.82	Acc	4.3	3.12	1.56	15	7.5	(8HA12)= 9.05
6ere		20x78	73.62	16.23	10.13	Acc	4.3	3.12	1.56	15	7.5	2x

V.4.2.1 Vérification à E.L.S :

Tableau V.38.vérification des armatures a ELS des voiles .

niveau	voile	S	N	M	A adop	σb(MPa)	σs(MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$=15MPa	$\sigma_s \leq [\sigma s]$=202 MPa
RDC	Vy4 vx6 vx7	20x93	264.25	95.80	7.92	1.6	28.9	Oui	Oui
1ere		20x88	211.80	66.50	7.92	1.5	19.9	Oui	Oui
2ere		20x83	182.29	63.09	7.92	1.7	21	Oui	Oui
3ere		20x83	136.42	62.75	7.92	1.5	23.8	Oui	Oui
4ere		20x78	103.98	56.39	7.92	1.7	23.9	Oui	Oui
5ere		20x78	96.16	37.42	7.92	1 .3	13.8	Oui	Oui
6ere		20x78	57.02	21.1	7.92	0.7	7.6	Oui	Oui

- **Las armateurs horizontaux :**

- contraintes limites de cisaillement : $\tau b \leq \tau b = 0.2\ fc28$ [ART RPA] **7.7.2.**

ou : $\tau b = V\ /b0d$ avec V =1.4V*calculé*

b0 : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

$\phi t \leq 1/10.a$ ϕt =1 cm

$Sh \leq A * h\ /0.003$

Sh ≤ min (1.5a ; 30) ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

Comme At est connue, alors : $At=1.at = \pi \phi t^2/4 = 0.785\ cm^2 = 1HA10$

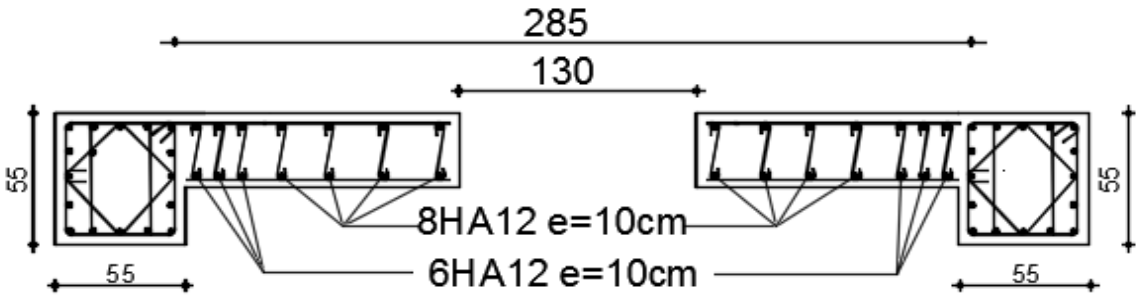
H= 323cm , St = 20 cm . On an 17 barres horizontales
Donc ; At = 13.35 cm2 = 17HA10

Tableau V.39.calcul les armateurs horizontaux.

niveau	voile	E (cm)	H (cm)	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification	Øh (cm)	Sh (cm)	Amin RPA 0.2% *h*e	choix	Afinal
RDC	V.X7	20	323	262.28	0.63	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35
1ere	V.X7	20	323	232.72	0.66	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35
2ere	V.X7	20	323	29.11	0.07	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35
3ere	V.X7	20	323	1.36	0.003	5	Oui	1	20	9.69	2x 17HA10)	13.35
4ere	V.X7	20	323	87.07	0.21	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35

5ere	V.X7	20	323	43.82	0.10	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35
6ere	V.X7	20	323	10.13	0.02	5	Oui	1	20	9.69	2x (17HA10)	13.35

Figure V.19. Disposition des armatures dans les voiles ouverture. 20x285



V.4.2.2. Les Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

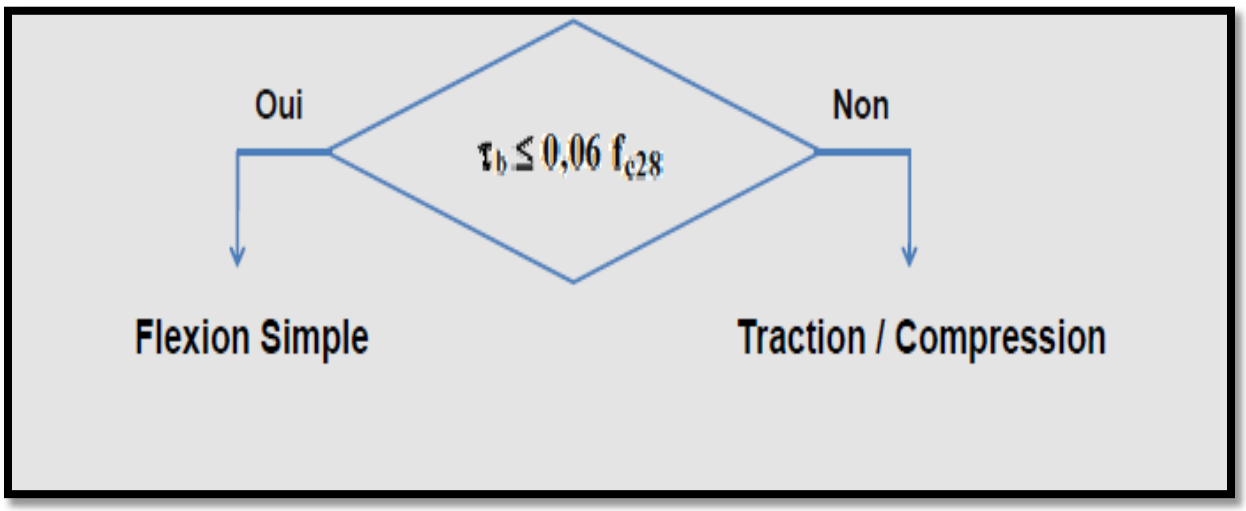


Figure V.20. le type de sollicitation du linteau.

V.4.2.3. Recommandations réglementaires:

V.4.2.3.1. Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

V.4.2.3.2. Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0.2 \times f_{c28}$

Où :

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$ avec : $\bar{V}$ = 1.4 V

b_0: Épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d = 0.9×h.

Vu: effort tranchant ultime.

V.4.2.4. Ferraillage des linteaux:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion: Al
- des aciers transversaux: At
- des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

$\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.1):**

V.4.2.4.1. Aciers longitudinaux:

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_t \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

Avec Z= h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant : $\bar{V}$ = 1.4 V

h: hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

V.4.2.4.2. Aciers transversaux:

Premier sous cas: linteau long ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{\bar{V}}$$

On a : St : Espacement entre les armatures transversales.

A_t : Section d'armatures transversales.

L: portée du linteau.

Z = h – 2 d'

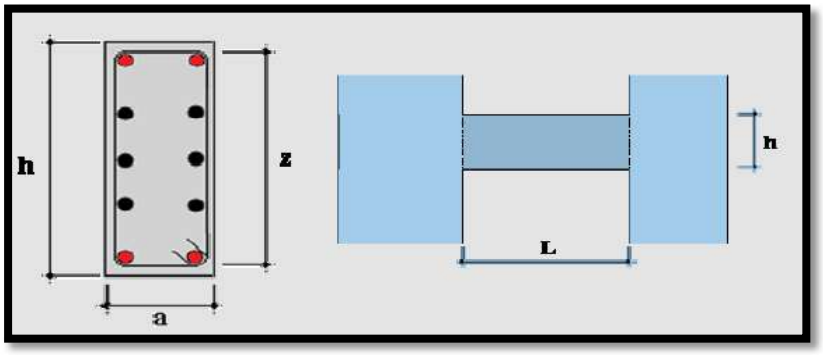


Figure V.21. Linteau long.

Deuxième sous cas: linteau courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

On doit avoir **:**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{\bar{V} + A_t \times f_e}$$

V = min (V1, V2).

$V2 = 2\times Vu_{calcul}$

$V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$

Avec Mci et Mcj moments « résistants ultimes »des sections d'about à gauche et à droite du

Linteau de portée Lij et calculés par **:**

$Mc = A_l \times f_e \times Z$

Avec z = h - 2d'

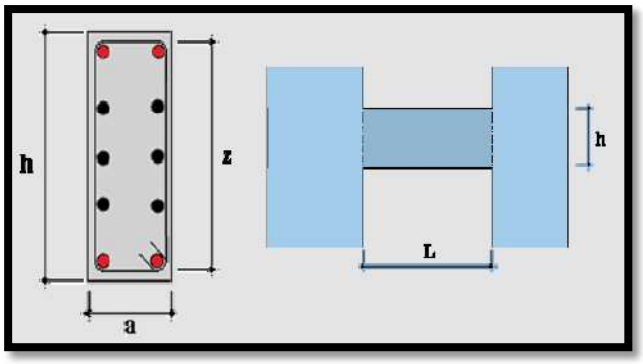


Figure V.22. Linteau courts.

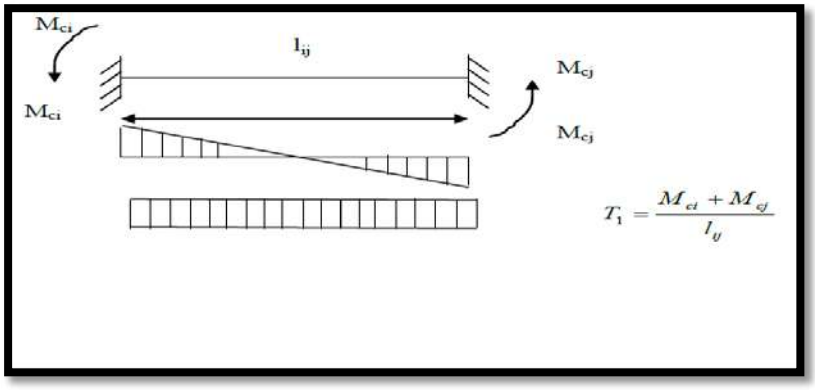


Figure V.23.Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portée L_{ij} .

V.4.2.4.3. Ferraillage minimal :(RPA99 Art 7.7.3.3):

- Armatures longitudinales **:**

$(A_l ; A_l ') \geq 0,0015 \times b \times h$ (0, 15%)

- Armatures transversales **:**

Pour $\tau_b \leq 0{,}025 \times f_{c28}$**:**

$$A_t \geq 0,0015 \times b \times S \text{ (0, 15\%)}$$

Pour $\tau_b > 0{,}025 \times f_{c28}$:

$$A_t > 0,0025 \times b \times S \text{ (0, 25\%)}$$

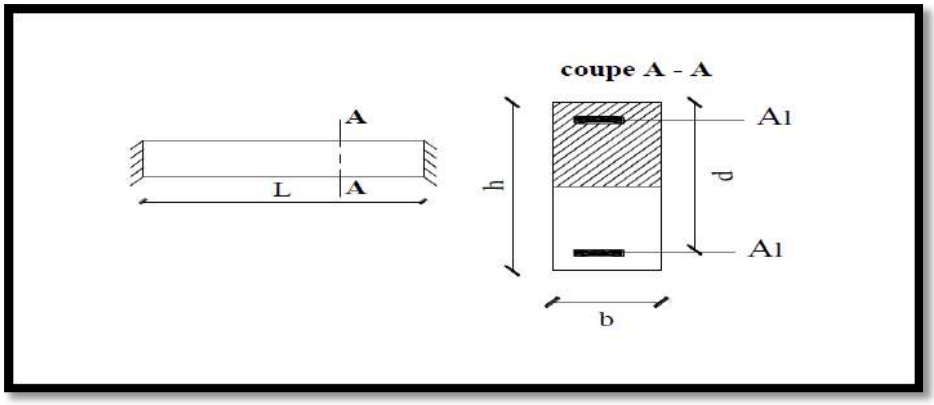


Figure V.24. Section du linteau.

Tableau V.40. Calcul des armatures des linteaux.

	A calculé (cm²)				S t (cm)	A choisie (cm²)			
	A_D (cm²)	A_l (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	A_c (cm²)		A_D (cm²)	A_l (cm²)	$A_{t\,min}$ (cm²)	A_p (cm²)
V.X7	-	1.16	0.50	-	15	_	**7HA10=5.50**	**2HA8=1.01**	_
	-	1.50	0.50	-	15				
	-	1.40	0.50	-	15				
	-	1.27	0.50	-	15				
	-	1.13	0.50	-	15				
	-	0.97	0.50	-	15				

Tableau V.41. calcul les armatures longitudinales et transversales des linteaux.

Voile	Niveau	e (cm)	h (cm)	L (cm)	M (KN.m)	V (KN)	τ_b (MPa)	$0.06f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
V.X7	**RDC/1**ere	20	163	130	73.41	71.12	0.34	1.5	Flexion simple
	1ere/**2**eme	20	163	130	95.14	11.03	0.05	1.5	Flexion simple
	2eme/**3**eme	20	163	130	88.93	11.76	0.05	1.5	Flexion simple
	3eme/**4**eme	20	163	130	80.40	13.04	0.06	1.5	Flexion simple
	4eme /**5**eme	20	163	130	71.40	14.24	0.07	1.5	Flexion simple
	5eme/**6**eme	20	163	130	61.30	12.49	0.06	1.5	Flexion simple

V.4.2.4.3.Les armatures longitudinales et transversales des linteaux :

- ✓ A_d : armature diagonales.
- ✓ A_l : armature longitudinale.
- ✓ A_t : armature transversale.

V.5. Conclusion :

D ans ce chapitre on a vue le ferraillage des éléments structuraux, on a déterminé le Ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais Cette tache à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments donc on a fait recourt au matériel informatique qui même ce dernier prenait du temps assez Important. On pourra ainsi entamer le prochain chapitre qui traite de l'infrastructure.

CHAPITRE VII :

Les fondations

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base (contacte avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

- **Classification des fondations**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation ;
- La distance entre axes des poteaux ;

VI.2Etude préliminaire du Choix de type de semelle :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.bar** pour une profondeur de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

VI.2.1.Semelle isolée:

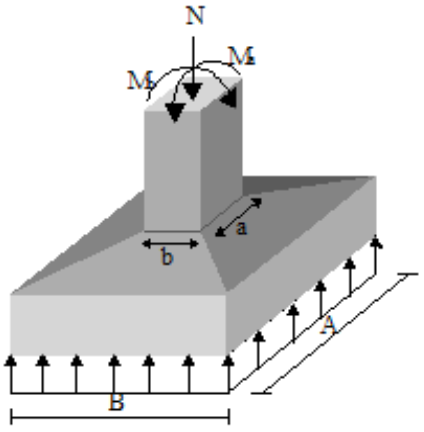


Figure.VI.1.Semelle isolée sous poteau.

$S=A\times B=\frac{Nser}{\sigma sol}$, $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}\Rightarrow A=\frac{a}{b}\times B$, $B=\sqrt{\frac{Nser\times b}{\sigma_{sol}\times a}}$, $h\geq\frac{B-b}{4}+c$

$L\geq\frac{1.5(B+B')}{2}$

σ_{sol} = 0.2 MPa, a= b =45 cm, c = 3 cm.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations et sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées

Semelles	N_{ser}	A(m)	B(m)	A_{choisi}	B_{choisi}	h (cm)	h_{choisi} (cm)
S1	240,99	1,09	1,09	1,2	1,2	20,5	25
S2	471,86	1,53	1,53	1,6	1,6	30,5	35
S3	602,32	1,73	1,73	1,9	1,9	38	40
S4	726,39	1,9	1,9	2	2	40,5	45
S5	890,37	2,1	2,1	2,5	2,5	53	55
S6	907,59	2,13	2,13	2,5	2,5	53	55

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles** :

Il faut vérifie que : $L \geq B \times 1.5$

Tel que : L est l'entre axe deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=2,5m).

On a 2.5×1.5 m=3.75 > L =4 m……non vérifie

V.2.2.Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3.Semelle filante sous voiles:

VI.3.1.Dimensionnement :

a) L'enrobage " e " :

Le sol ne peut donne qu'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Pour cela, l'enrobage ne peut être inférieur à 3 cm.

b) La largeur " B " de la semelle :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\boldsymbol{\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} = 0.2 Mpa (donnée par le rapport du sol).

$\sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S}$

Vue la longueur de la semelle, le calcul se fait pour une bande de 1 m de longueur.

S=1000×B (mm2)

Il faut satisfaite l'inégalité suivante :

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

$\frac{\sum N_{ser}}{1000 \times B} \leq [\sigma_{sol}]$ $\qquad$ $B \geq \frac{\sum N_{ser}}{1000 \times [\sigma_{sol}]}$

c) Hauteur " h " de la semelle :

Pour que les contraintes soient uniformément réparties et pour que le béton seul puisse assurer la résistance à l'effort tranchant sans qu'il ait nécessité de prévoir des armatures verticales, la hauteur utile " d " doit être au moins égale au demi-débord de la semelle.

$d \geq \frac{B-b}{4}$, $\qquad$ h= d+c

La raideur d'une semelle filante est étudiée en appliquant la théorie des poutres sur sol élastique. Pour ce faire nous devons premier lieu calculer la longueur élastique des semelles comme suit :

I : inertie de la semelle

E : module d'élasticité du béton

B : largeur de la semelle

K : coefficient de raideur du sol

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

Si $L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition linéaire des contraintes sous la semelle.

Si $L > \frac{\pi}{2} \times L_e$ Répartition identique a celle d'une poutre sur appuis élastique.

VI.3.3.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :



Figure VI 4 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} = 0.2 MPa (donnée par le rapport du sol)

$$\sigma_{semelle} = \frac{\sum N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorces\ poteau}+P_{amorces\ voiles}+P_{remblai}}{S_{semelle}}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI 2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles .

Semelles	L (m)	Nser (kN)	Nser (kN/ml)	Bcal (m)	Bchoi (m)	hchoi (m)	$\sigma_{semelle}$	σ_{sol}	$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$
SF1	23,6	5027,264	106,51	0,819	1	0,2	0,222	0.200	CNV
SF2	23,6	6874,275	145,64	1,120	1,2	0,25	0,251	0.200	CNV
SF3	23,6	8932,356	189,24	1,456	1,5	0,3	0,263	0.200	CNV
SF4	13,45	4198,211	156,07	1,201	1,2	0,2	0,269	0.200	CNV
SF5	8,58	2631,133	153,33	1,179	1,2	0,2	0,269	0.200	CNV
SF6	12,4	3759,519	303,19	2,332	2,4	0,55	0,147	0.200	CV
SF7	3,2	744,6	232,69	1,790	1,8	0,35	0,156	0.200	CV

En augment la section des semelles qui non vérifier et on refaire la vérification :

Tableau VI 3 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles filantes sous voiles .

Semelle	L (m)	N_{ser} (kN)	N_{ser} (kN/ml)	B_{cal} (m)	B_{choi} (m)	h_{choi} (m)	$\sigma_{semelle}$	σ_{sol}	$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$
SF1	23,6	5027,26	106,51	0,819	1,2	0,2	0,186	0.200	CV
SF2	23,6	6874,25	145,64	1,120	1,6	0,25	0,191	0.200	CV
SF3	23,6	8932,36	189,24	1,456	2,1	0,3	0,191	0.200	CV
SF4	13,45	4198,21	156,07	1,201	1,7	0,2	0,193	0.200	CV
SF5	8,58	2631,13	153,33	1,179	1,7	0,2	0,194	0.200	CV
SF6	12,4	3759,51	303,19	2,332	2,4	0,55	0,147	0.200	CV
SF7	3,2	744,61	232,69	1,790	1,8	0,35	0,156	0.200	CV

Remarque: on a uniformisée les dimensions en plan des semelles pour les rais sans suivantes **:**

- Exécution (faciliter la tache à l'entreprise).
- Eviter les erreurs de façonnage des aciers.
- facilité de pose le coffrage.
- La facilité de réalisation.

VI.3.4.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU :



Figure VI 5: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

VI.4.Ferraillage des semelles :

VI.4.1.Armatures principale des semelles filantes :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$F=\frac{N(B-b)}{8d}$, $F=A\times\overline{\sigma_s}$ => $A=\frac{F}{\overline{\sigma_s}}$ => $A=\frac{N(B-b)}{8\times d\times\overline{\sigma_s}}$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max [A_{ELU} et A_{ELs}].

Semelle	L(m)	Nul (KN)	Nser (KN)	Nul (KN/ml)	Nser (KN/ml)	Ault (cm^2)	Aser cm^2	Amax (cm^2)	Achoisie (cm^2)	ESP
SFSV 1	23,6	4489.01	5027,264	101,11	106,51	5.43	4.53	5.43	**10HA12=11.31**	15
SFSV 2	23,6	7985.11	6874,275	185,54	145,64	9.00	8.68	9.00	**12HA12=13.57**	15
SFSV 3	23,6	9462.64	8932,356	213.42	189,24	6.00	5.18	6.00	**10HA12=11.31**	15
SFSV 4	13,45	5226.66	4198,211	171,17	156,07	8.69	6.73	8.69	**10HA12=11.31**	15
SFS V5	8,58	5971.75	2631,133	168.12	153,33	8.51	6.24	8.51	**10HA12=11.31**	15
SFSV 6	12,4	3810.96	3759,519	340.22	303,19	4.02	3.82	4.02	**12HA12=13.57**	15
SFSV 7	3,2	6469.83	744,6	310.42	232,69	**11.08**	9.69	**11.08**	**13HA12=14.70**	15

Tableau VI. 4 : Armatures principales des semelles filantes.

VI.4.2.Armatures de répartition " $A_{rép}$ " :

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.

$A_{rép} = \frac{A \times B}{4}$; B en [m] , A et $A_{rép}$ en [cm^2]

Tableau VI. 5: Tableau VI. 4 : l'armature de répartition.

Semelle	Arép (cm^2)	Arép choisie (cm^2)	Esp (cm)
SF1	4.32	8HA12 = 9.05	15
SF2	4.84	8HA12 = 9.05	15
SF3	4.32	8HA12 = 9.05	15
SF4	4.32	9HA12 = 10.18	15
SF5	4.32	11HA12 = 12.44	15
SF6	4.84	12HA12=13.57	15
SF7	4.84	7HA12 =7.92	15

VI.4.3.Vérification des longueurs de scellement L_s :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " ls " avec la largeur de la semelle " B ".

Vérification des longueurs de scellement :
La contrainte admissible d'adhérence : τ_s=2.8 MPa

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$L_s > \frac{B}{4}$: Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} < L_s \leq \frac{B}{4}$: Ancrage courbe ou rectiligne.

$L_s \leq \frac{B}{8}$: On n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur

De 0.71B. Ou alterner des barres de longueur 0.86B

Tableau VI. 6 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

Semelle	Ømm)	Ls (cm)	$\frac{B}{4}$(cm)	Ls> $\frac{B}{4}$	Ancrage
SF1	12	42.86	0,25	CV	Courbe
SF2	12	42.86	0,3	CV	Courbe
SF3	12	42.86	0,375	CV	Courbe
SF4	12	42.86	0,3	CV	Courbe
SF5	12	42.86	0,3	CV	Courbe
SF6	12	42.86	0,6	CV	Courbe
SF7	12	42.86	0,45	CV	Courbe

Conclusion :

Pour touts les semelles, toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbés de 135°.

VI.4.4.Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier pour chaque semelle sa stabilité au reversement, et pour cella on doit vérifier que l'inégalité suivante est vérifiée :

$$e=\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

VI.5.1.Ferraillage des poutres de libage :

VI.5.1.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant **:**

$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$ Et $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E=11000$\sqrt[3]{f_{c28}}$= 32164.19MPa).

L_{max} : La plus grande travée dans la fille.

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3). (Pour un sol moyen σ_s= 0.2 Mpa)

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h^3}{12}$

h_p : La hauteur de la poutre de libage $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times K \times L_{max}{}^4}{E}}$

Les poutres de libage (PL1, PL2) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF6 et SF7, SF8) respectivement.

Tableau VI. 8 : Dimensionnement du poutre de libage.

Pouter de libage	b(m)	L_{max} (m)	h(m)	I(m^4)	$\pi/2 \times l_e$	$L_{max} \leq \pi/2 \times l_e$
PL	0.45	3.70	0.6	0.021	9.18	cv

Alors on a des poutres de libage de 45x60, noyée dans la semelle. Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N_i}{L} (KN/m^2)$$

Avec :

$\sum N_i$:La somme des efforts normaux.

L : la longueur totale de la semelle.

Les valeurs de « q » sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 9 : détermination de la valeur q dans les semelles filantes.

Pouter de libage	$\sum N_i$ (ELU)(KN)	$\sum N_i$ (ELS)(KN)	L(m)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
PL	6652.64	5027,264	23.6	332.63	252.09

VI.5.1.2.Calcul des moments :

On utilise la méthode de Caquot.

$$M_a = -\frac{q(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')} \qquad \text{Et} \qquad M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

a)En appuis :

À l'ELU: $$M_a = -\frac{q_{elu}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

À l'ELS : $$M_a = -\frac{q_{ser}(l_w'^3 + q_e l_e'^3)}{8{,}5(l_w' + l_e')}$$

b) En travées :

À l'ELU: $$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS : $$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Tableau VI. 10: Détermination des moments de la poutre de libage.

Poutre de libage	ELU		ELS	
	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
PL1	-270.47	189.9	266.45	189.95

VI.5.1.3.Armatures longitudinales :

VI.5.1.3.1.Calcul à l'ELU:

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \frac{\phi}{2}$ Et $c = c' = h - d$

$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b} \times b \times d^2}$ $\mu \leq \mu_l = 0.392$ alors : $A' = 0$ $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$ (cm^2

Tableau VI. 11: Les résultats du calcul des armatures à l'ELU.

élément		Mu (KN.m)	d (cm)	A (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	A choisie (cm^2)	Vérification
PL	Travée	189.9	56	8.60	2	13.50	4HA16+ 4HA14=14.20	cv
	appui	-270.47	49	12.70			8HA16=16.08	cv

VI.5.1.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

Pour le béton : $\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA$

Pour l'acier : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63$ Mpa

Tableau VI. 12 : vérification des contraintes la poutre de libage de SFP(3) à l'ELS.

Elément		Ault (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	$\sigma_b\,(Mpa)$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	Travée	14.20	189.95	8.4	82.6	cv	cv
	Appui	16.08	266.45	10.6	121.9	cv	cv

VI.5.1.3.3.Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V_u = T\ (KN)}{b_0 \times d}$ et $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$ = 2.5 Mpa **:** Fissuration Préjudiciable

$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$ et $T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$

Tableau VI .13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres de libage.

Elément	$\mathbf{v_u}$ (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}\,(\boldsymbol{Mpa})$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
PL	546.84	2.13	2.5	Condition vérifiée

VI.5.1.3.4.Le calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes **:**

$\emptyset_t \leq$ Min [h/35; b/10 ; $\emptyset_l$] **selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ :**

$\emptyset_t \leq$ Min [17.14; 45 ; 12] $\quad \emptyset_t \leq 12$ mm $\quad$ on prendre $\emptyset_t = 8$ mm

$A_t = \frac{\pi \times \emptyset_t^2}{4} = 50.24\ mm^2$

$A_t = a_t \times n_t$ avec (n = 4).

$A_t = 200.01\ mm^2$, $A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\ 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales(A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant **:**

Tableau VI 14 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

Elément		**CBA 93**		**RPA 99**			**A_t** choisi et **S_t**choisi		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)
PL(45×60)	1.95	40	3.40	14.4	40	2.16	10	15	4HA10 =3.14

VI.5.1.3.5.Armatures de peau : ►► selon CBA93 A.7.3◄◄ :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de 80cm le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois $3cm^2/ml$ posées parallèlement a la fibre moyenne de la poutre. $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\ cm^2$.

Donc on adopte 2HA14 = 3.08cm²

VI.5.1.3.6.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$$

Tableau VI 15: Vérification de la flèche du poutre de libage.

Section	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h}{l}$
PL1 (45×60)	0.17	0.0625	CV	PL1 (45×60)	0.17	0.0625	CV	PL1 (45×60)	0.17

Pour la section plus défavorable.

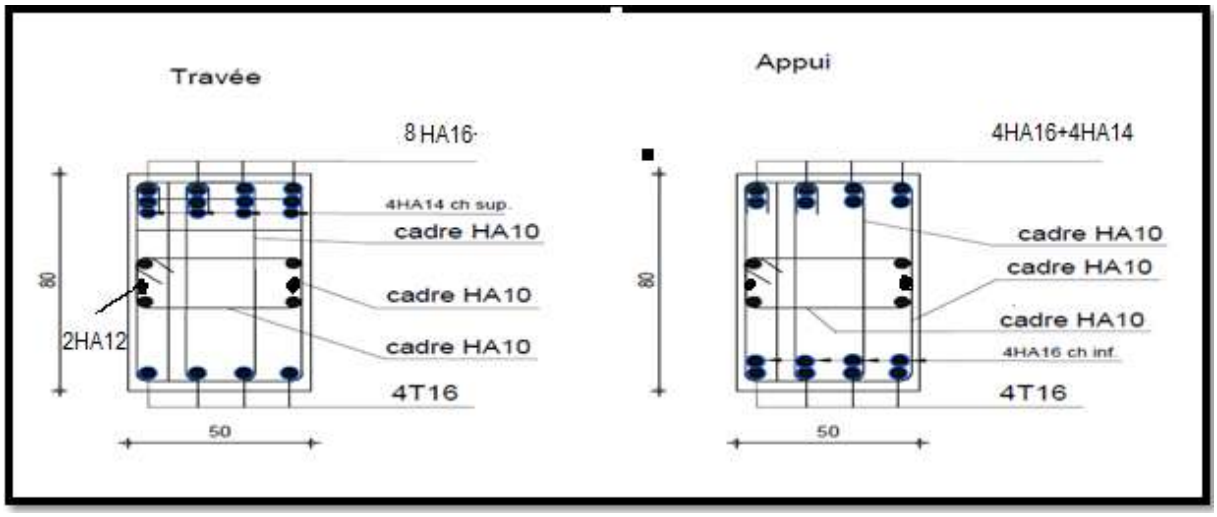


FIGURE VI.6 : disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.7.Les longrines :

VI.7.1.Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées Juste au-dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un Même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans Le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et Surcharges en un effort de traction.

VI.7.2.Pré dimensionnement :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art10.1.1] ◄◄

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) et (S3), les dimensions minimales de la Section transversale des longrines sont (25 × 30) cm^2.

On adopt: (b × h) = (30x30) cm^2.

VI.7.3. Détermination des sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une

Force " F " égale à : $\begin{cases} F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20\ KN \\ F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} \geq 20KN \end{cases}$

Avec :

N : effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELS.

α: Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI. 16: Valeurs de α.

site	Zone I	Zone II	Zone III
S_3	-	15	12

$$F_{ult} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1404.55}{15} = 93.63\ KN \ \geq \ 20\ KN \ldots\ldots\ldots\ldots . cv$$
$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1069.12}{15} = 71.27\ KN \ \geq 20KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . cv$$

VI.7.4. Calcul du ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales Doivent pouvoir équilibrer la force de traction F **:**

a. Etat limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par **:**

$$A_{ult} = \frac{F_{ult}}{\sigma_s}$$

Où : F_{ult} = 117.05 KN.

Alors: $A_{ult} = \frac{117.05 \times 10^3}{400} = 3.36\ cm^2$

VI.7.5.Recommandation des règlements :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ **:**

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm ; 15$\emptyset_l$).

Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ :

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{B(cm^2)}{100}$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants **:**

Tableau VI. 17 : Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	σ_s = 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	σ_s = 400 Mpa

Tableau VI. 18: Ferraillage longitudinal des longrines.

B (cm^2)	N_{ult} (KN)	F_{ult}(KN)	Acalculé (cm^2)	Achoisir (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification
30×30	2304.34	192.03	5.52	6HA12=6.79	0.9	5.4	CV

VI.7.6.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{chiosir}}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI .19 : Verification de contrainte à l'ELS des longrines.

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F_{ser} (KN)	A choisir (cm^2)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	Vérification
30×30	1069.12	89.09	6HA12 = 6.79	201.63	89.09	C.V

VI.7.7.Vérification de la contrainte de cisaillement:

$\tau_u = \frac{V_u = Tu\ (KN)}{b_0 \times d}$ et $\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$ = 2.5 Mpa **:** Fissuration Préjudiciable

On doit vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{7.81 \times 10^3}{300 \times 275}$ = 0.0094 Mpa

0.0094 Mpa ≤ 2.5 Mpa ……cv

VI.7.8.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes **:**

$\emptyset_t \leq$ Min [h/35; b/10 ; $\emptyset_l$] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄

$\emptyset_t \leq$ Min [8.57; 30 ; 12] $\emptyset_t \leq 8.57$ mm on prendre $\emptyset_t$= 8mm

$A_t = \frac{\pi \times \emptyset_t^2}{4}$ = 50.24 mm²

$A_t = a_t \times n_t$ avec (n = 4).

A_t = 200.96 mm² , A_t = 4HA8=2.01 cm²

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{ Zone nodale} \\ S' \leq \frac{h}{2} & : \text{ Zone courante} \end{cases}$$

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI .20 : Calcul des armatures transversales et leur espacement.

élément		CBA 93		RPA 99			A_t choisi et $S_t$choisi		
B (cm²)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm²)
(30×30)	0.18	24.75	1.26	7.5	15	0.675	10	15	4HA8=2.01

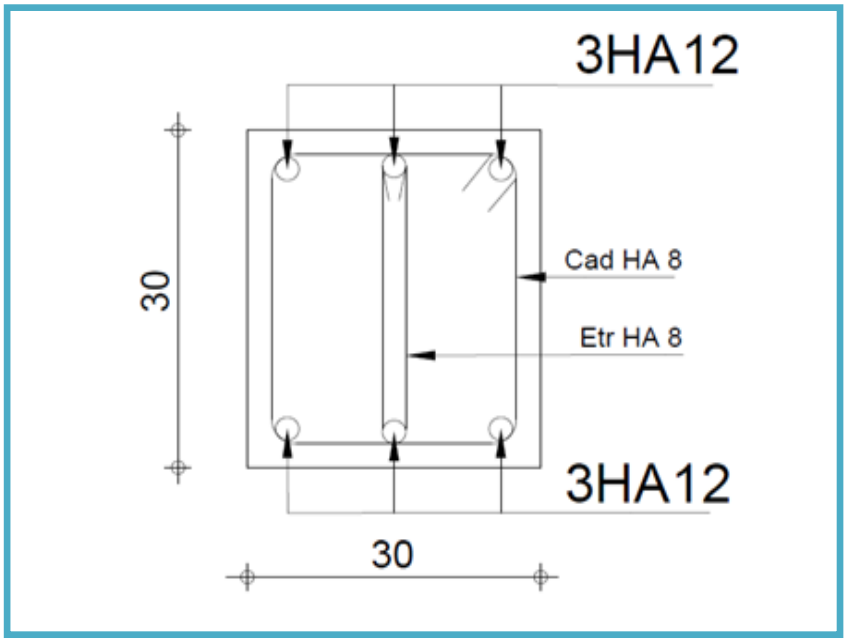


Figure VI 7: Ferraillage de longrine.

Conclusion Générale

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir nos master scientifiques et techniques essentielles acquises durant notre cycle de formation, surtout dans la conception et la mise en application des codes et des règlements en vigueurs.

La disposition du système de contreventement choisi dans ce projet (Portiques voiles) a été exigée par le règlement R.P.A.99 version 2003.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concrète vers l'accumulation d'expérience, l'acquisition de l'intuition et le développent de la réflexion inventive de l'ingénieur.

REFERENCES :

1. Règle parasismique Algérien. (RPA99/VERSION 2003).
2. BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
4. CBA93.
5. Charges permanentes et surcharges d'exploitations / D.T.R-B.C.2.2
6. Cours du béton armé 3eme et 4eme année. /MrBOKHANDJAKHDJI
7. Cours du RDM master 1. / Mme AMOKHRAN
8. Calcule des éléments simples et des structures de bâtiments
9. Thèse traitée des années précédentes.
10. Logiciels :
11. Sap2000 v18
12. AUTO CAD 2018