REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique



Université Dr. YAHIA FARES de MEDEA

Faculté Technologie

Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'Obtention du Diplôme master en Génie Civil

Option : structure

THEME

Etude d'un bâtiment en(R+7)à usage multipe contreventé par des voiles

Réalisé par :

ALLAG Younes

HADDAD Siham

Dirigé par :

BOUKHELKHAL DJ

Promotion: Juin 2017

Sommaire

Résumé …… I

Remerciement …….. II

Dédicace ……..…….. III

Liste des tableaux ……...…… IV

Liste des figures……..…… V

Notations
……...…… VI

Introduction générale ……..1

Chapitre I

I.1.
introduction.....Erreur ! Signet non défini.

I.2. présentation de l'ouvrage
:.....Erreur ! Signet non défini.

I.2.1. caractéristiques géométriques :.....
Erreur ! Signet non défini.

I.2.2. ossature:.....
Erreur ! Signet non défini.

I.2.3.classification du bâtiment selon (RPA 99 v 2003) :.....
Erreur ! Signet non défini.

I.2.4.
plancher :…….....**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.5.
escalier:…….....**Erreur ! Signet non défini.**

I.2.6. maçonnerie :.....
Erreur ! Signet non défini.

I.3. Caractéristiques mécaniques des
matériaux :.....Erreur ! Signet non défini.

I.3.2.
ACIERS :……...……**Erreur ! Signet non défini.**

I.4. hypothèses de calcul :……...……...……...……Erreur ! Signet non défini.

I.5. Le sol :……Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II

II.1. Introduction :…….Erreur ! Signet non défini.

II .2. Pré-dimensionnement des planchers : ……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. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations …….……Erreur ! Signet non défini.

II.3.1. Maçonnerie :……**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.2. Plancher terrasse :…….....…….**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.3. Plancher courant :…….....……**Erreur ! Signet non défini.**

II.3.4. Dalle pleine :…….....……**Erreur ! Signet non défini.**

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :…….....……..Erreur ! Signet non défini.

II.5. Pré-dimensionnement 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. 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.5.9. Vérification aux zones nodales
:…….……**Erreur ! Signet non défini.**

II.6. Pré-dimensionnement des voiles :……..**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III

III.1. Calcul de
l'acrotère :……Erreur ! Signet non défini.

III.1.1. Charges permanentes et
d'exploitations :…….…….**Erreur ! Signet non défini.**

III.1.2. Calcul des
efforts :…….……**Erreur ! Signet non défini.**

III.1.3. Calcul du
ferraillage :…….…**Erreur ! Signet non défini.**

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant
:…….……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.4. Plancher à corps creux :.....Erreur ! Signet non défini.

III 4-1 introductions :…….....…… **Erreur ! Signet non défini.**

III.4.2. La dalle de compression :…….....……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.4.3. Les poutrelles :.....Erreur ! Signet non défini.

III.5. CALCUL DES DALLES PLEINES .....Erreur ! Signet non défini.

III.5.1. Définition :…… **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.2. Méthode de calcul :……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.3. Principe de calcul :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.5. Position des lignes de rupture:…… **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.6Ferraillage :…….. **Erreur ! Signet non défini.**

III.5.7. Condition d'espacement …….**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.8. Vérification au cisaillement :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.5.9. Vérifications préliminaires de la flèche : ……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.6. les escaliers :…… ……Erreur ! Signet non défini.

III.6.1. Introduction : ……**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.2. Définition des éléments d'un escalier :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.3. Pré-dimensionnement :……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.4. Evaluation des charges et surcharges :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.5. Détermination des efforts :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.6.Le chois de l'effort max :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.6.8. Vérification de la flèche :…… **Erreur ! Signet non défini.**

III.7. Calcul de poutre palière :…… ……Erreur ! Signet non défini.

III.7.1introduction :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.7.2Pre- dimensionnement :……..**Erreur ! Signet non défini.**

III.7.3Evaluation des charges :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.7.4. Calcul des efforts :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.7.5. Ferraillage de la poutre palière :……**Erreur ! Signet non défini.**

III.7.6. Vérification de la flèche :……..**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre IV

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 rigidité ……**Erreur ! Signet non défini.**

IV.2. 3. Excentricité :……**Erreur ! Signet non défini.**

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :…… ……Erreur ! Signet non défini.

IV. 3.1. Introduction :…….**Erreur ! Signet non défini.**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :……....**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :…… ……...Erreur ! Signet non défini.

IV.4.1. Vérification de comportement :……**Erreur ! Signet non défini.**

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

IV.4.3. Vérification des périodes :……..**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.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur …**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.5.2. Moment de renversement et Moment stabilisant :……**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :…….**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.7. Vérification des déplacements :……..**Erreur ! Signet non défini.**

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base :……..**Erreur ! Signet non défini.**

IV.5.Conclusion générale……Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V

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. Recommandations du R.P.A99 :……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :….**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service :……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :.. **Erreur ! Signet non défini.**

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

V.2.7. Vérification préliminaire 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 transversales : ……**Erreur ! Signet non défini.**

V.4. Ferraillage des voiles :…….. ……Erreur ! Signet non défini.

V.4.1. Les voiles pleins:……**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures:……...**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2.1. Les trumeaux:……..**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.2.2. Les linteaux: ……**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.3. Recommandations règlementaires pour les armatures des voiles A_v .A_h :.**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.4.2. Détermination n des armatures a l'ELU de résistance :……**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.5. des voiles pleines……**Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion :……**Erreur ! Signet non défini.**

V.4.6. ferraillage des voiles avec ouverture :……**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI

VI.1. Introduction générale :……...Erreur ! Signet non défini.

VI.2. Introduction :……..Erreur ! Signet non défini.

VI.3. Calcul des semelles isolées :…….Erreur ! Signet non défini.

VI.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI .3.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles : ……..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4. Calcul des semelles filantes :……. Erreur ! Signet non défini.

VI.4.1. Dimensionnement :……..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.2.Ferraillage :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :……...**Erreur ! Signet non défini.**

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : ……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5. Poutre de Libage :……...Erreur ! Signet non défini.

VI.5.1.Dimensionnement :…….**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.2.Calcul des moments :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.3Armatures longitudinales :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.4Vérification des contraintes à l'ELS :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.5.Armatures de peau :……..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.5.6.Armatures transversales :…….**Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.Ferraillage des longrines ……Erreur ! Signet non défini.

VI.6.1.Recommandation des règlements :……..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :……**Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :……..**Erreur ! Signet non défini.**

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :…….**Erreur ! Signet non défini.**

Conclusion..……218

Références bibliographiques…….…….…. 219

LISTE DES FIGURES

figure 1.1 : diagramme contrainte de déformation a L'ELU..... 8

figure 1.2: diagramme contrainte de déformation a L'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**

figure 1.3 : diagramme contrainte de déformation de l'acier a L'ELU..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-1: dimensionnement de plancher corps creux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

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

Figure 2-3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite): . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-6 : composants d'un balcon de la terrasse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-7 : composants d'un balcon de l'étage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-8 : Dimensionnement de la poutre ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-9 : Section réduite du poteau ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure2-10 : la surface reprise par le poteau ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2-11 : Zones nodales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2- 12 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-1 : L'acrotère ..... **Erreur ! Signet non défini.**

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

Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-7 diagrammes des momon fléchissant à (ELU)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-8 diagramme des efforts tranchant a (ELU) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-9. Diagramme des moments fléchissant a (ELS)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-10. Poutrelle à 2 travées type 1 ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-11.diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-12 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU).....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-13 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-14 poutrelles à 2 travées type 2 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-15diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELU) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-16 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées (ELU).....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-17 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées (ELS) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite).....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-19 : Disposition constructive des armatures.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-20: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite **Erreur ! Signet non défini.**

Fig.3.21- La dalle pleine triangulaire .....**Erreur ! Signet non défini.**

Fig. 3.22.Efforts et déplacements des zones rigides0.1. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-23 : Efforts et déplacements des zones rigides.02.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure. 3-24 : ferraillage de la dalle pleine .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-25 : Représentation d'un escalier.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-27 : l'effort d'escalier.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-28: Schéma statique à l'E.L.U.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-29 : Schéma statique à l'E.L.U.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.S .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3-31: Dimensionnement de la poutre palière.....**Erreur ! Signet non défini.**

figure3-33 digramme des moments fléchissant a ELU .....**Erreur ! Signet non défini.**

figure3-34 digramme des efforts tranchants a ELU .....**Erreur ! Signet non défini.**

figure3-35 digramme des moments fléchissant a ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**

figure3-36 ferraillage de poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-1 : disposition des voiles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-2 : disposition des voiles au RDC ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-3 : disposition des voiles aux étages ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-4 : dimension des voiles et poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-5 : Spectre de réponse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-8 : Distribution des forces sismiques ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales, ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires et rive des étages ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rive des étages ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de tous les étages..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-7 : Disposition des armatures pour les poteaux ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 6.7.étage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4.5 étage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2.3 étage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1ere étage .... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux intermédiaire et de rive de, RDC,.... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles. .**Erreur ! Signet non défini.**

Figure .14. les Armatures horizontales des voiles.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.15. Le ferraillage du linteau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.16. Linteau long. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.17. Linteau courts .....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.18. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.19. Armatures de linteaux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5.20. Section du linteau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6-1 : les efforts normaux des poteau et des voiles à l'ELS……..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6-2 : Semelle isolée sous poteau…….**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6-3 : dimensionnement des semelles à l'ELS……200

Figure6-4 : Les bulles de pression……..201

Figure 6-5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux…….……..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6-6 : Schéma d'une semelle filante sous voile……**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6-7 : longrines (sap 2000 v 17)…….……..**Erreur ! Signet non défini.**

Figure : 6-8 ; ferraillage de longrine……...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-1:pré- dimensionnement de plancher corps creux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-2 : charge permanent du mur simple cloison ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-3 : charge permanent du mur simple cloison ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-4 : charge permanente du mur double cloison ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-5 : Charge permanente du plancher terrasse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-6 : Charge permanente du plancher courant..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-7 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2- 8 : Charge permanente due aux balcons d'étage..... 19

Tableau 2-9: pré-dimensionnement des poutres principales et secondaire **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-10 : pré-dimensionnement des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-11 : calcule deNu..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-12 : détermination des charges d'exploitations..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-13 : détermination des charges d'exploitations..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-14 : vérifications du (1.1Nu ≤ Nu ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-15 vérifications de coffrage des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2-16 vérification aux zones nodales…… **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-1 : Les charges..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-3 : Les données..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-4 : Ferraillage de l'acrotère..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-5: les charges de la poutrelle avant collage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-6 : Calcul des moments ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-7 : Détermination le nombre des étaiements avant le coulage ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-8 : Détermination le nombre des étaiements après le coulage ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-10 : méthode cacuot ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-11 : condition de l'application de méthode forfaitaire... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3.14 : condition de l'application de méthode forfaitaire ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-15 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-16 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ElS) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-17 : condition de l'application de méthode forfaitaire ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-18: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU) .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-19: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-20 : les chois de l'effort maximal ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-21 : calcule des armatures a E.L.U..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-22 :verification des armatures a E.L.S ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-24 : Vérification de contrainte de cisaillement ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-25 Vérification d'Espacement S_t:..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-26 Diamètre des armatures transversales f_t:..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-28. Vérifications nécessaires d'armature transversale ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-29: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-30 : calcule et vérifications de la flèche des poutrelles.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-31 : Evaluation des charges permanant..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-32 : travail externe pour une charge q_u..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-33 : travail interne pour une charge q_u ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-44 : le chois de l'effort maximale pour les deux types **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-35: Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-36 : Les armatures de répartition..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-37 : Vérification préliminaire de flèche de la dalle..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-38 : G du palier de repos de l'escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-39: G de la paillasse de l'escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-40 : Détermination des efforts de l'escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-41 : calcule des sollicitations d'escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-42 : le chois de l'effort max ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-43 : les données..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-44 Calcul des sections d'acier de l'escalier a ELU et vérifie a ELS.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de l'escalier aux appuis a ELU et vérifie a ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-46 : Les armatures de répartition..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-47: Vérification de l'espacement armature longitudinale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-48 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-49 : Les armatures de répartition aux appuis ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-50 : Vérification de l'espacement armature longitudinale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-51 : Vérification de l'espacement Armatures de répartitions ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-52 : Vérification préliminaire de la flèche : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-53: Vérification de la flèche de l'escalier ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-54 : pré-dimensionnement de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-55 : Evaluation des charges ELU et a ELS de poutre paliere .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-32 : chargement de la poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-56 : Les efforts agissants sur une poutre palière ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-57 : Les efforts agissants sur une poutre paliere ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-58 : Calcul des sections d'acier en travée ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-59 : Calcul des sections d'acier de en appui ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-60: Vérification de l'effort tranchant ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-61: chois de diamètre des armatures transversale Qt ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-62 : espacement des armatures transversales st..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3-63 : espacement des armatures transversales st..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-2 : Calcule de centre de rigidité..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4:7- Justification du coefficient de comportement R suivante x ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4: 8- Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4: 9- Justification du coefficient de comportement R suivante y .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4:10. Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentag ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-12 : Coefficient de participation massique..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-13 : vérification des périodes ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-14 : Calcul de la force sismique ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-18: : calcul du moment de renversement et calcul du moment stabilisant....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-19 : Vérification de stabilisation .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens Y.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.24: vérification de cisaillement des poutre.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.25: Vérification de cisaillement des éléments.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau .4.26: vérification de l'effort normal réduite a la base .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.27: vérification de l'effort normal réduite a la base après la redimensionné **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.28: Justification du coefficient de comportement R suivante x .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.4.29:Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau4.30: Justification du coefficient de comportement R suivante y ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.31:Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentage .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-1 : Les données de calcule.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA 2003 .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon les conditions CBA.... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-6 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-7: vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA.... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-10 : Calcule de τ_u ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement ... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-14 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-15 : vérification préliminaire pour les poteaux intermédiaire à l'ELU ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-16 : vérification préliminaire dans les poteaux de rive à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-17 : Calcule le ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-18 : Calcule le ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-19 : ferraillages longitudinaux des poteaux finals..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-20 : vérification des armatures à ELS des poteaux intermédiaire .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-21 : vérification des armatures à ELS des poteaux de rive ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-23 : les armatures transversales et leurs espacements CBA 93. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-24 : les armatures transversales et leurs espacements RPA 99 . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-26 : Tableau V.24. Les données de ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-27 : Ferraillage des voiles pleines sens x ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-28 : Ferraillage des voiles pleines sens y ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-29 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens X .... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-30 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sens y..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-31 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-32 : vérification de cisaillement et calcule des armatures horizontaux.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-33: ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux)**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-34 : ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux) sens y**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-35 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-36 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sens y .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-37 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens x.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5-38 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux (les trumeaux) sens y.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5.39. Détermination de la nature de sollicitation.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5.40. Ferraillage du linteau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.6-1: L'effort normal des semelles isolées à l'ELS……..**.....Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées ……...200

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement ……..201

Tableau6 – 5 : Effort normal de la semelle filante a L'ELS ……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-6: dimensions des semelles filantes sous voiles……...…**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-7: dimensions des semelles filantes sous poteaux……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-8: Armatures principales des semelles filantes…….……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-9 : Armature de répartition…….……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.6-10 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes…..……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-11: Vérification de la stabilité au renversement……..……..…**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6 -12 : Dimensionnement de la poutre de libage……...……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-14: les 3 type de poutre de libage les plus défavorable……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-15: Détermination des moments de la poutre de libage……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-16: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-17: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS….**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6-18: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau : 6-19 : Ferraillage longitudinal des longrines……..……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau .6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau : 6-21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines……**Erreur ! Signet non défini.**

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: : Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : 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.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : 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 كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال مختلط من الخرسانة المسلحة مكونة من(طابق أرضي + سبعة طوابق) والمقرر بناؤها في ولاية الجزائر. و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية.III

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.
* قانون الخرسانة المسلحة.

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«SAP 2000 V19»

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (RDC + 7 étages) en béton armé à usage mixte implantédans la willaya d' Alger cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone sismique III.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 19»**.

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project involves study a block contain (ground+7 stories) reinforced in Alger , the region is classified as a fort seismicity area III.

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document **CBA93.**

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 19»**.

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Introduction :

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe, vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposée par les règlements en vigueur et d'économie imposée par les coûts croissants des matériaux de construction .en revanche, une structure doit être calculée et conçue de telle sorte qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Et résister à tous événements et actions susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation. Cependant, le présent projet consiste à étudier un bâtiment à usage multipe, comportant:chaussée de zre un et 7 Etages qui sera implanté à wilaya d'Alger. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés Par des voiles. Le dimensionnement et le calcule du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens (CBA 93 et RPA 99version2003) . Nous présentons ce travail en six chapitres :

Le premier chapitre est dédié à la présentation générale de notre ouvrage et les Matériaux utilisés dans sa construction, le deuxième est consacré au pré-dimensionnement de la structure en béton armé, le troisième présente le calcul des éléments secondaires, le quatrième s'attache à l'étude dynamique du bâtiment qui a été établie suivant la méthode numérique, moyennement le logiciel SAP2000 V 19 et le cinquième présente le ferraillage de l'ossature de la superstructure .finalement, nous allons étudier l'infrastructure et calculer les fondations adéquates en tenant compte les prescriptions du rapport de sol et nous clôturons ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre IV

Etude sismique

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

notations

Liste des figures

Liste des tableaux

Résumé

Conclusion

Références bibliographiques

Annexe

CD Résultats + diapositive

sommaire

plans génie civil

I.1.INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un en bloc **(RDC**+7étages) à usage multipe et commercial, l'ouvrage sera implanté à Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le classement des zones établies par le règlement parasismique Algérien(RPA 99 **v**ersion 2003**).**

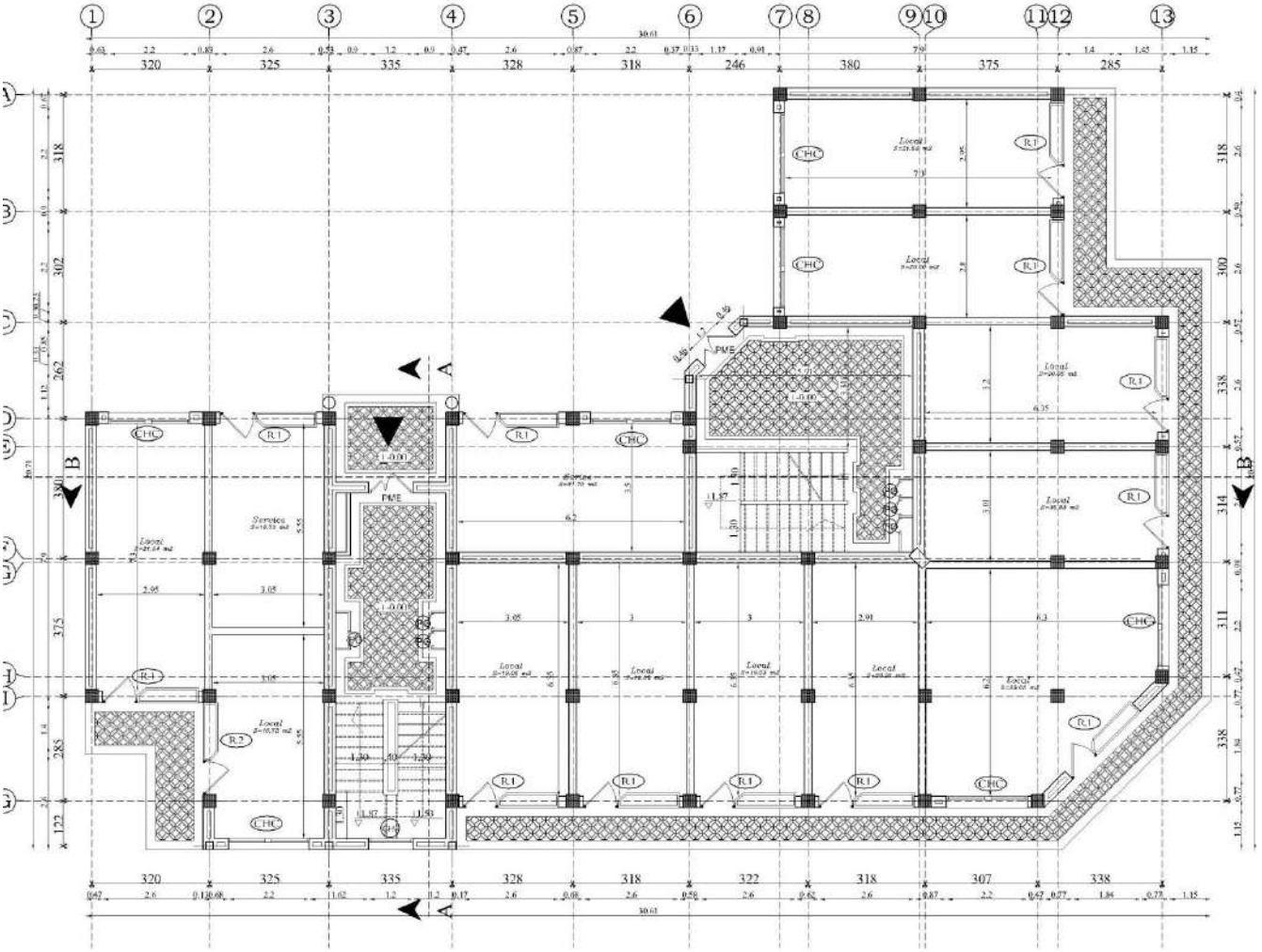
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

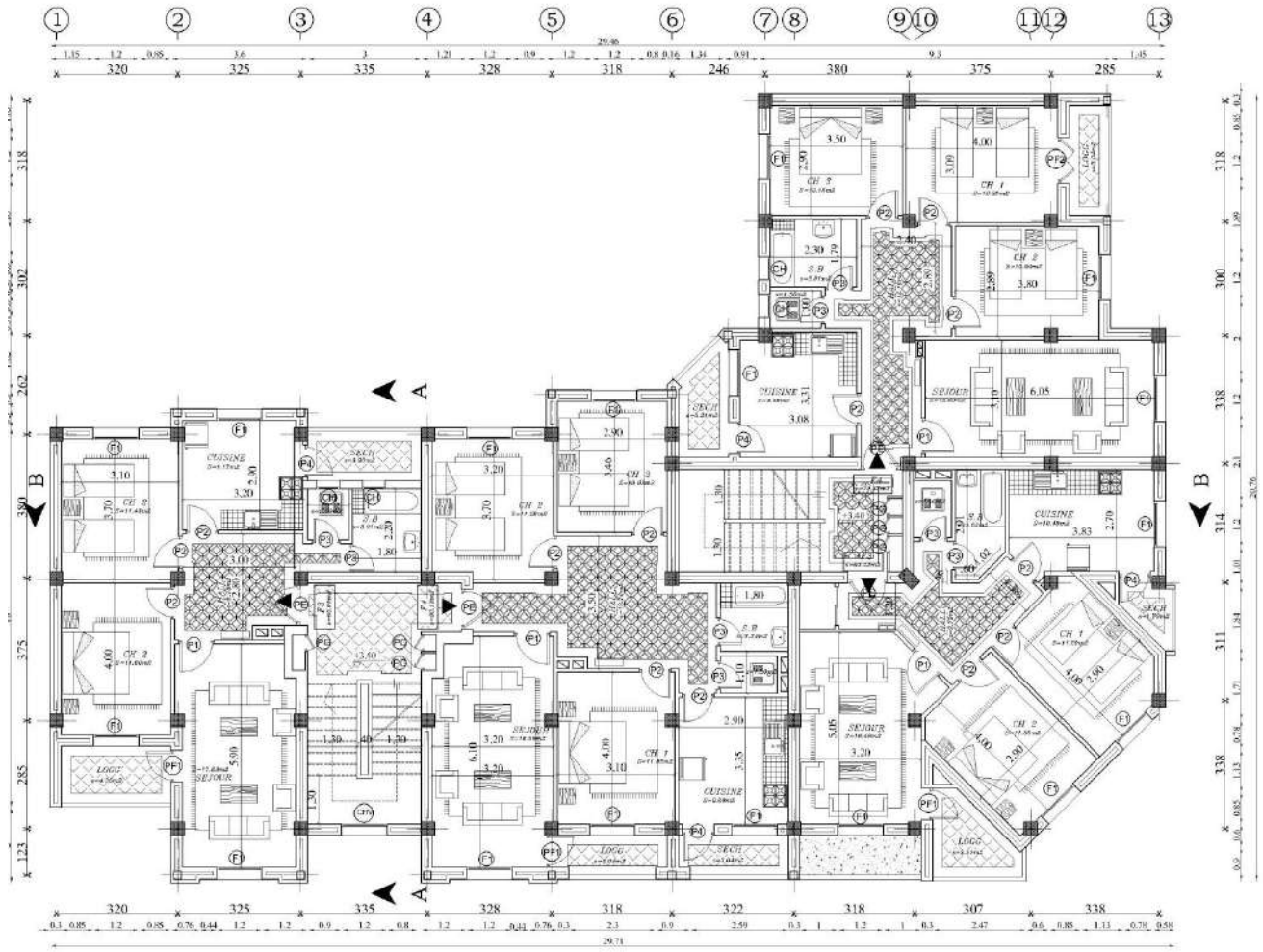
I.2.1. Caractéristiques Géométriques de l'ouvrage :

- **Dimensions en élévation :**
  - Hauteur totale du bâtiment…….....**...**24.82 m
  - Hauteur du rez-de-chaussée…….....**...**3.40 m
  - Hauteur de l'étage courant ……3,06 m

- **Dimensions en plan :**
  - Longueur totale en plan ……29.10m
  - Largeur totale en plan ……..**...**19.2 m



Plan de RDC



Plan d'étage courant

I.2.2. L'ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux direction en plan, donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.2.3. Classification du bâtiment selon (RPA 99 v 2003) :

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 »car il est à l'usage d'habitation et commerciale dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. (moyenne importance)

I.2.4. Plancher :

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux type de plancher:

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine

I.2.5. Escalier:

La structure comporte 2 cages d'escalier. c'est un escalier droit à deux volés.

I.2.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparés par une âme d'air de 10cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.3.1. Béton

a. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau**.**

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

- 350 Kg de ciment.
- 400 l de sable $D_g \leq 5$ mm
- 800 l de gravillon $5mm \leq Dg \leq 25$ mm
- 175 l d'eau de gâchage.

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

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.

3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm² de section et de 32 cm de hauteur**.**

$$j \le 28 jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28 jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$$

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 côté« 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 :

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

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

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « Young ou module de déformation longitudinal », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application**.**

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [6].

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\,MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire [6].

$$E_{vj} = 3700\left(f_{cj}\right)^{1/3}$$

Pour notre cas**:** $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. 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 :** ν =0,0 calcul des sollicitations (béton fissuré)
- **E.L.S :** ν =0,2 calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur ρ = 25kg/m^3.

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. 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 transitoire……. f_{bu} = 14,17 MPa

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

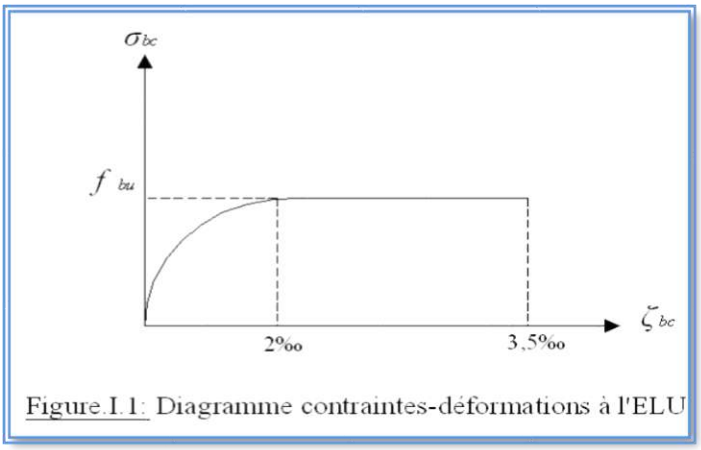


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. 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 **:** $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$

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

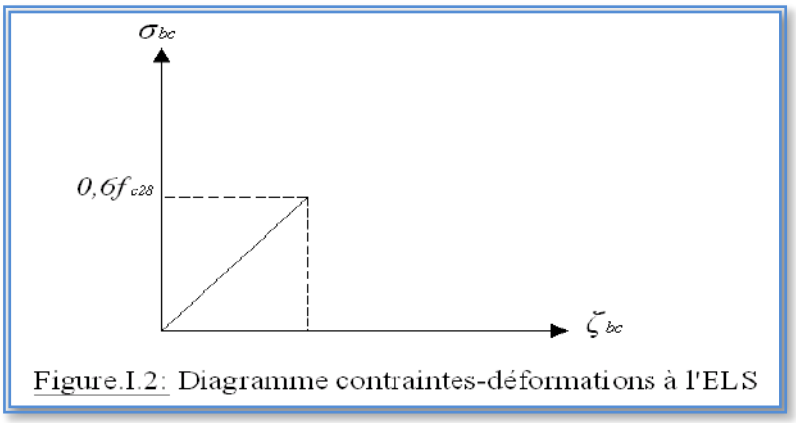


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

I.3.2. Aciers

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont **:**

- Ronds lisses (R.L) : FeE24
- Barres à haute adhérences (HA) : FeE400
- Treillis soudés (TS) : TLE52 ∅ =5 mm pour les dalles.

a. Les limites élastiques

- Les ronds lisses (R.L): FeE24 (f_e=235 MPa)
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- 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 par :

$$Es = 2{,}1.10^5 \text{ MPa}$$

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:

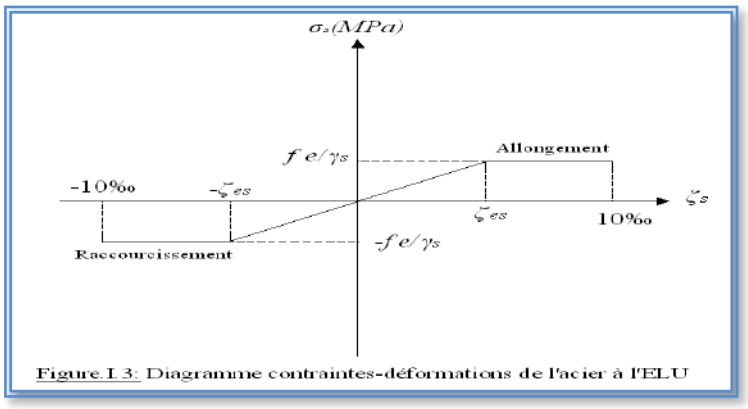


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

fe: Contrainte limite élastique.

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

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

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

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

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

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 casappropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{ftjx\eta}\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{ftj*\eta}\right)$ (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**.**

I.4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.

- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale a :

♦ Rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situationdurable \\ \sigma_s = 235MPa & Situationaccidentelle \end{cases}$

♦ Haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situationdurable \\ \sigma_s = 400MPa & Situationaccidentelle \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

I.5. LE SOL

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, a une bonne capacité portante. La contrainte admissible du sol est 2 bars, et l'ancrage de1.5 m.

II.1. INTRODUCTION

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

Le calcul de pré dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente des charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II .2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- ✓ La séparation des différents niveaux.
- ✓ Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- ✓ assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ❖ Plancher à corps creux.
- ❖ Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

- L/20 ≥ht ≥ L/25
- ht ≥ L/22.5

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à entre axes

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 3.8 m.

- 380/20 ≥ ht≥ 380/25 ⇒ 19 cm ≥ ht ≥ 15.2 cm.
- et ht ≥ 380/22.5 ⇒ht ≥ 16.89 cm.

D'après le BAEL91 article b7.2.2 on prend l'épaisseur de la dalle de compression 4 cm parce que l'épaisseur minimale d'une dalle de compression collée en place égale à 4cm

On a choisie donc, 20 cm (16+4) comme épaisseur du plancher à corps creux.

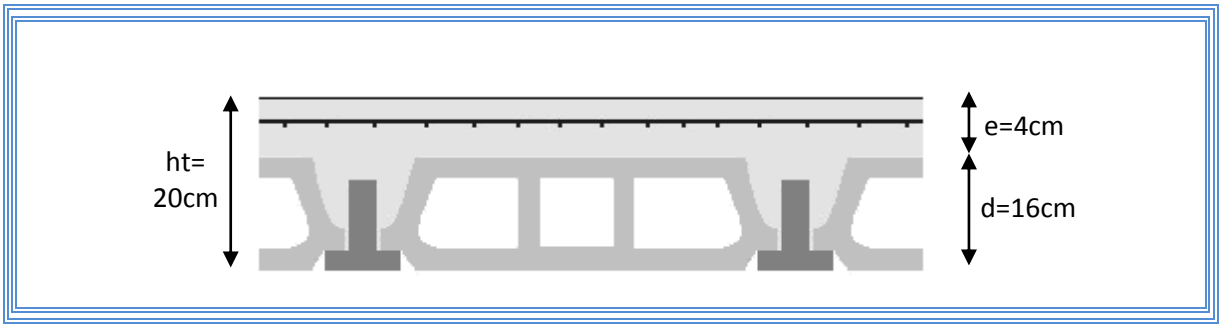


Figure 2.1: Dimensionnement du plancher à corps creux

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm >16 cm (condition vérifiée).

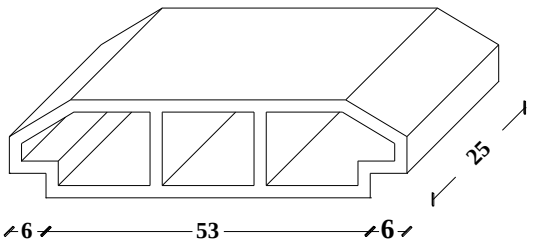


Figure 2.2: Dimensions du corps creux

II.3. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATIONS

II.3.1. Maçonnerie

II.3.1.a. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau 2.1 : Charge permanente du mur simple cloison

N° :	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
3	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
			TOTAL	**1,62**

II.3.1.b. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau 2.2 : Charge permanente du mur double cloison

N° :	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (kN/m^3)	Poids surfaciques (kN/m^2)
1	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
2	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
3	**Lame d'aire**	0.10	-	0
4	**Brique creuse**	0.10	9	0,9
5	**Enduit en ciment**	0.02	18	0,36
			TOTAL	**2,52**

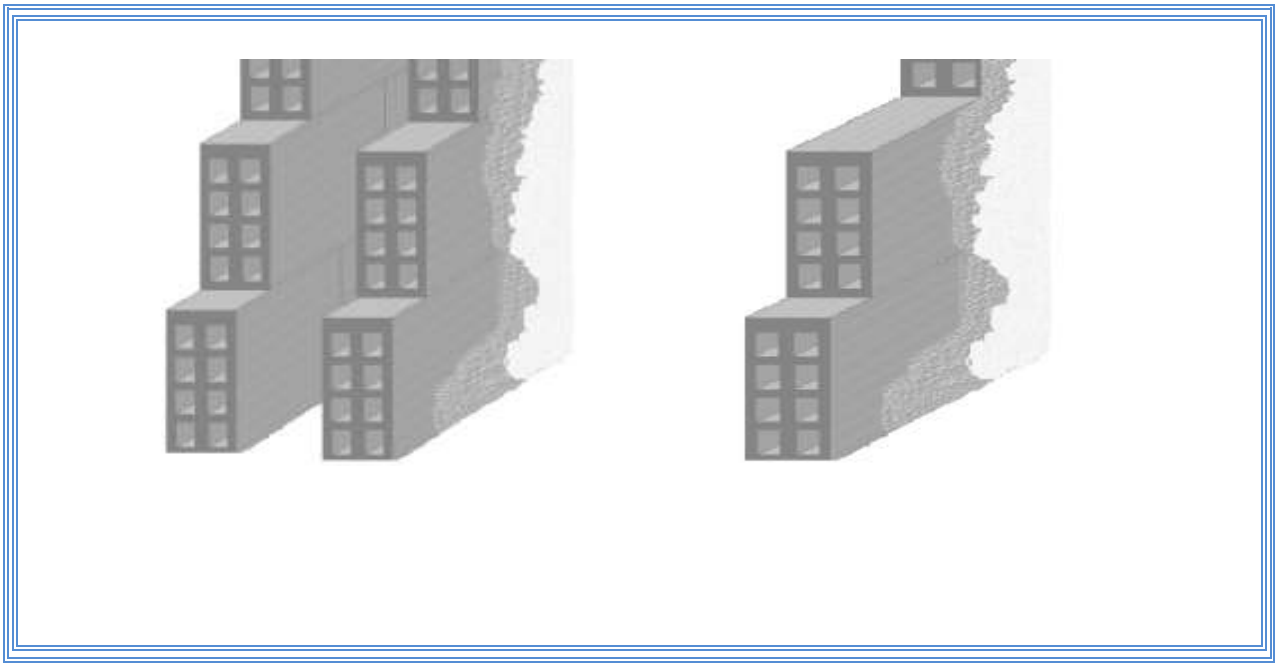


Figure 2.3 : Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison

II.3.2. Plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

Tableau 2.3 : Charge permanente du plancher

N° :	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.05	1
2	Étanchéité multicouche	0.02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,1	2,2
5	Plaque de liège	0.04	0,16
6	Pare vapeur	0.01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0.20+0.04	2,8
9	Enduit de plâtre	0.02	0,2
		TOTAL	**6,6**

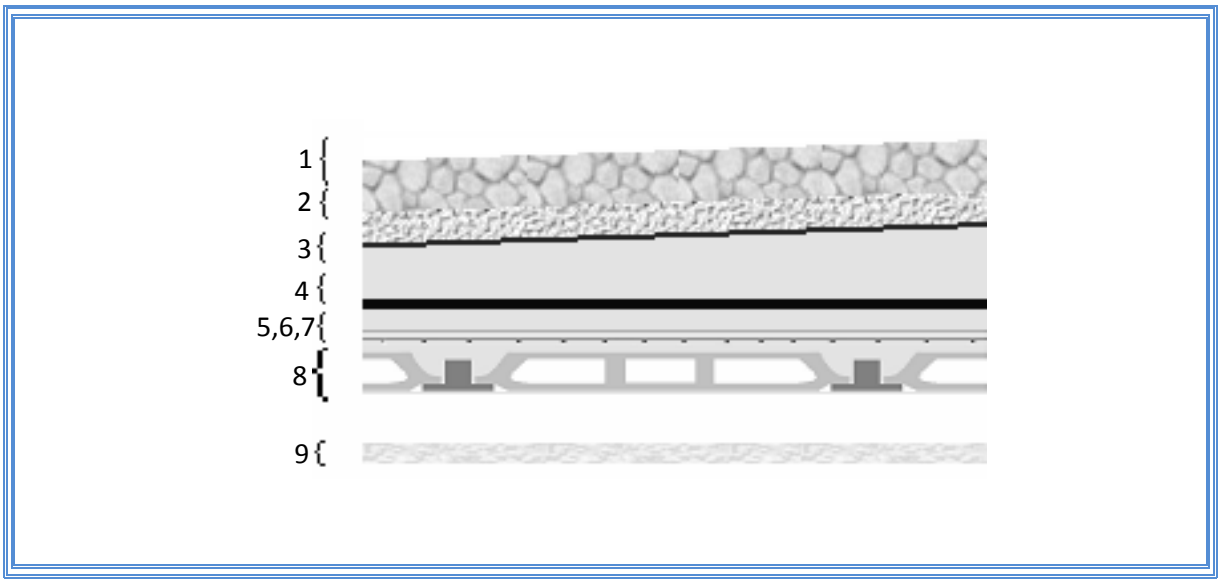


Figure 2.4 : Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

II.3.3. Plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes

1

Tableau 2.4 : Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m²)
1	**Carrelage**	0.02	0,44
2	**Lit de sable**	0.03	0,54
3	**Mortier de pose**	0.02	0,4
4	**Planche corps creux**	0.20+0.04	2,8
5	**Enduit de plâtre**	0.02	0,2
6	**mur simple cloison**	0.1	1,62
		TOTAL	**6**

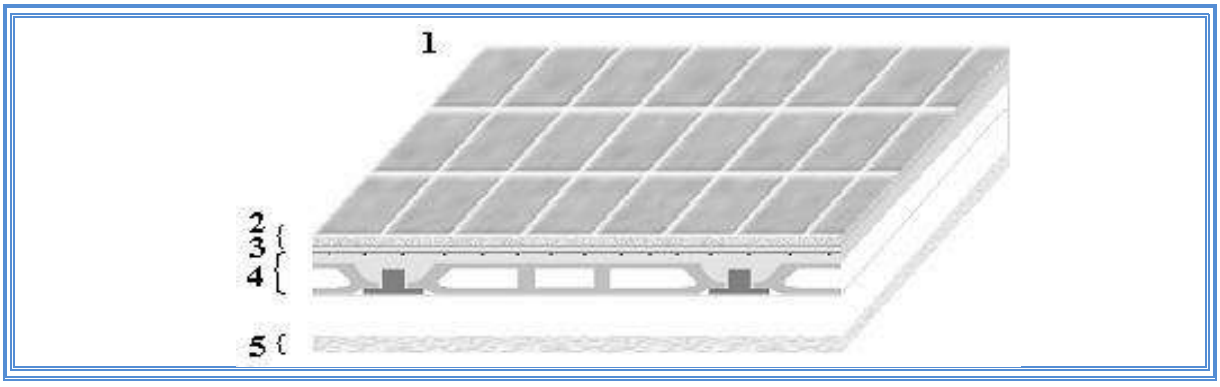


Figure 2.5 : Composants d'un plancher courant

II.3.3.b. charges d'exploitation

D'après le DTC BC on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Plancher terrasse (inaccessible).....1,0 KN/m².

Plancher courant (habitation).....1,5 KNm².

Escaliers.....2,5 KN/m².

Balcon.....3,5 KN/m².

II.3.4. Dalle pleine

II .3.4.a. Balcons de la terrasse

Tableau 2.5 : Charge permanente due aux balcons de la terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	0,12
3	Papier Kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0.1	2,2
5	Film polyane	-	0,01
6	Liège (isolant thermique)	0.04	0,16
7	Pare vapeur	0.01	0,06
8	Dalle pleine	0.15	3,75
9	Enduit de ciment	0.02	0,36
		TOTAL	7,71

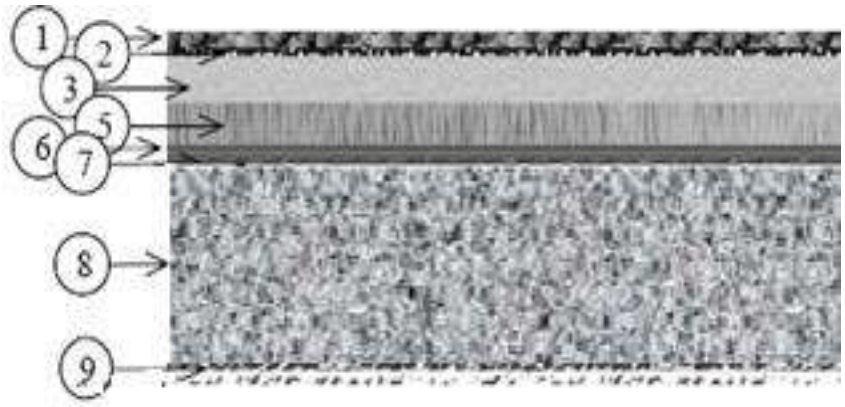


Figure 2.6 : Composants d'un balcon de la terrasse

II.3.4.b. Balcons de l'étage

Tableau 2.6 : Charge permanente due aux balcons d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0,44
2	Mortier de pose	0.02	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
		TOTAL	5,61

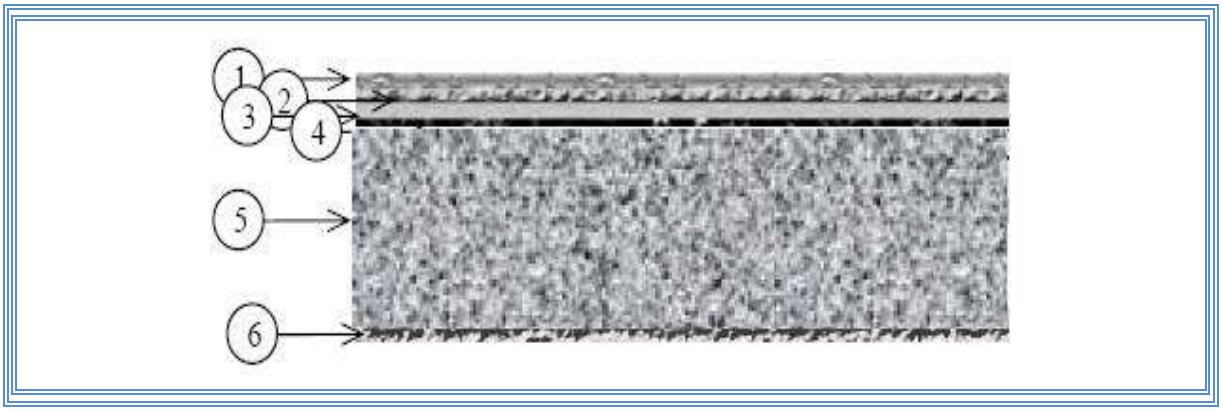


Figure 2.7 : Composants d'un balcon de l'étage

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

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).

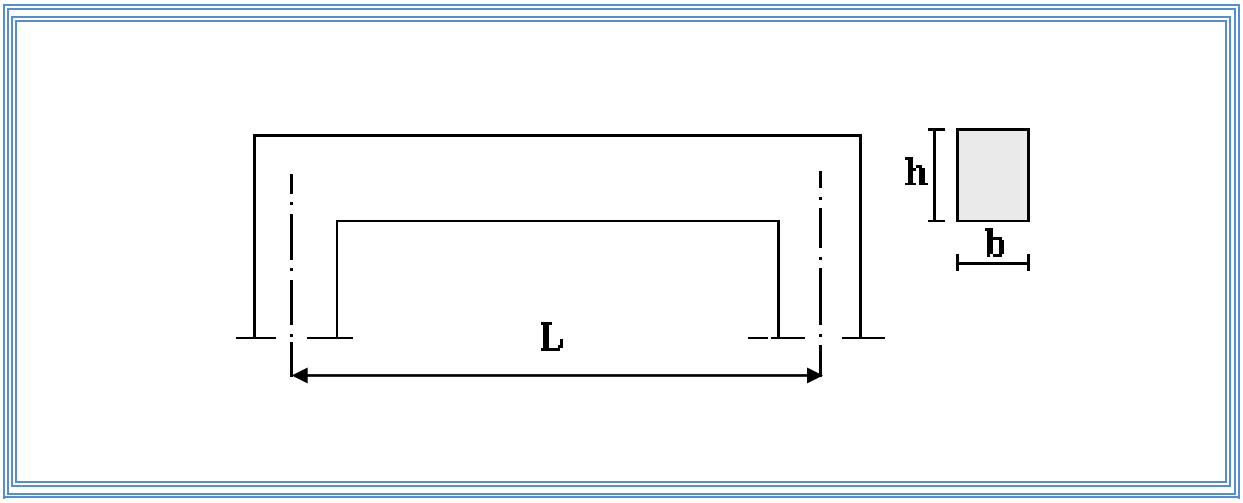


Figure 2.8 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée à nu des appuis

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b.1

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.
Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y.

Tableau 2.7: Pré-dimensionnement des poutres principales et secondaire

	poutres principales			poutres secondaires		
Critère de résistance	L (m)		3,8	L (m)		3,8
	L/15=		0,25	L/15=		0,25
	L10=		0,38	L10=		0,38
	L/15≤h cm ≤L/10		35	L/15≤ h cm≤L/10		35
	0,3h≤ b cm≤0,7h		30	0,3h≤ b cm ≤0,7h		30
Vérification selon le RPA 99	h≥30 cm		CV	h≥30 cm		CV
	b≥20 cm		CV	b≥20 cm		CV
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16) CBA93	h/L	0,105	CV	h/L	0,092	CV
Conclusion	h cm		35	h cm		35
	b cm		30	b cm		30

II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré-dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

II.5.1. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (F-3).

II.5.2. Dimensions des poteaux

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

Tableau 2.8 : Pré-dimensionnement des poteaux

Niveau d'étage		**RDC**	**1ere**	**2eme**	**3eme**
Dimension du poteau	**a (cm)**	35	35	35	35
	b (cm)	35	35	35	35
Niveau d'étage		4eme	5eme	6eme	7eme
Dimension du poteau	**a (cm)**	30	30	30	30
	b (cm)	30	30	30	30

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*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 =3.06m: est 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 pour l'en tirer :

II.5.4. Calcul de l'effort Nu

L'effort normal admissible est :

$$\overline{N}_u = \frac{\propto}{B}\left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma b} + As\frac{fe}{\gamma s}\right]$$

Avec :

- $\overline{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- β=1 : plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jour.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 & γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

  - $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2}$ Pour $\lambda \leq 50$ et $\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2$ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

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

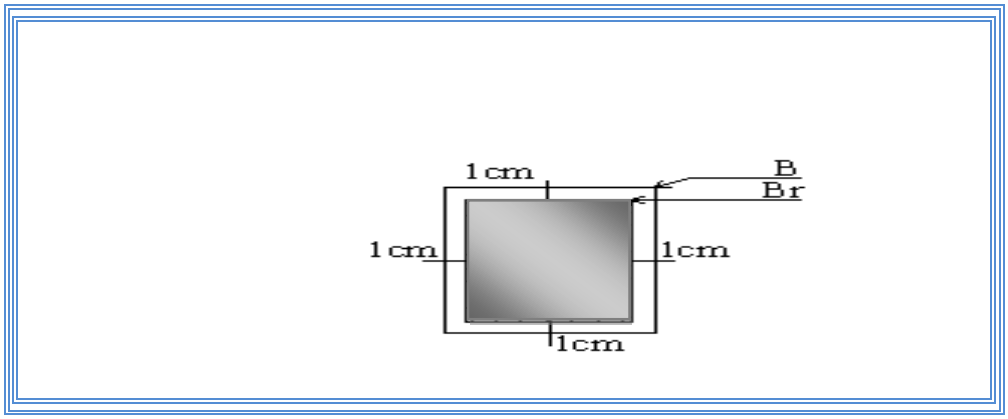


Figure 2.9 : Section réduite du poteau

Tableau 2.9 : calcule de $\bar{N}_u$

	(b*h)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28(Mpa)	B(cm2)	Br. (cm2)	AS (cm2)	α	NU(KN)
7	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
6	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
5	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
4	30	2.14	0.09	24.73	25	900	784	0.90	0.77	1146.20
3	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
2	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
1	35	2.14	0.10	21.20	25	1225	1089	1.23	0.79	1630.72
RDC	35	2.38	0.10	23.56	25	1225	1089	1.23	0.78	1604.98

II.5.5. Surface reprise par le poteau

- Tous les étage : S1 .S2 .S3.S4 : représenté la surface de plancher Corps creux reprise par le poteau

avec:

S1= (3.80-0.3)/2*(3.35-0.3)/2=2.67m²

S2= (3.75-0.3)/2*(3.35-0.3)/2=2.63 m²

S3= (3.80-0.3)/2*(3.25-0.3)/2=2.61m²

S4= (3.75-0.3)/2*(3.25-0.3)/2=2.57 m²

Sp= S1 +S2 +S3+S4 = 10.43 m².

St= (3.8/2+ 3.75/2)*(3.35/2+3.25/2) =12.46 m²

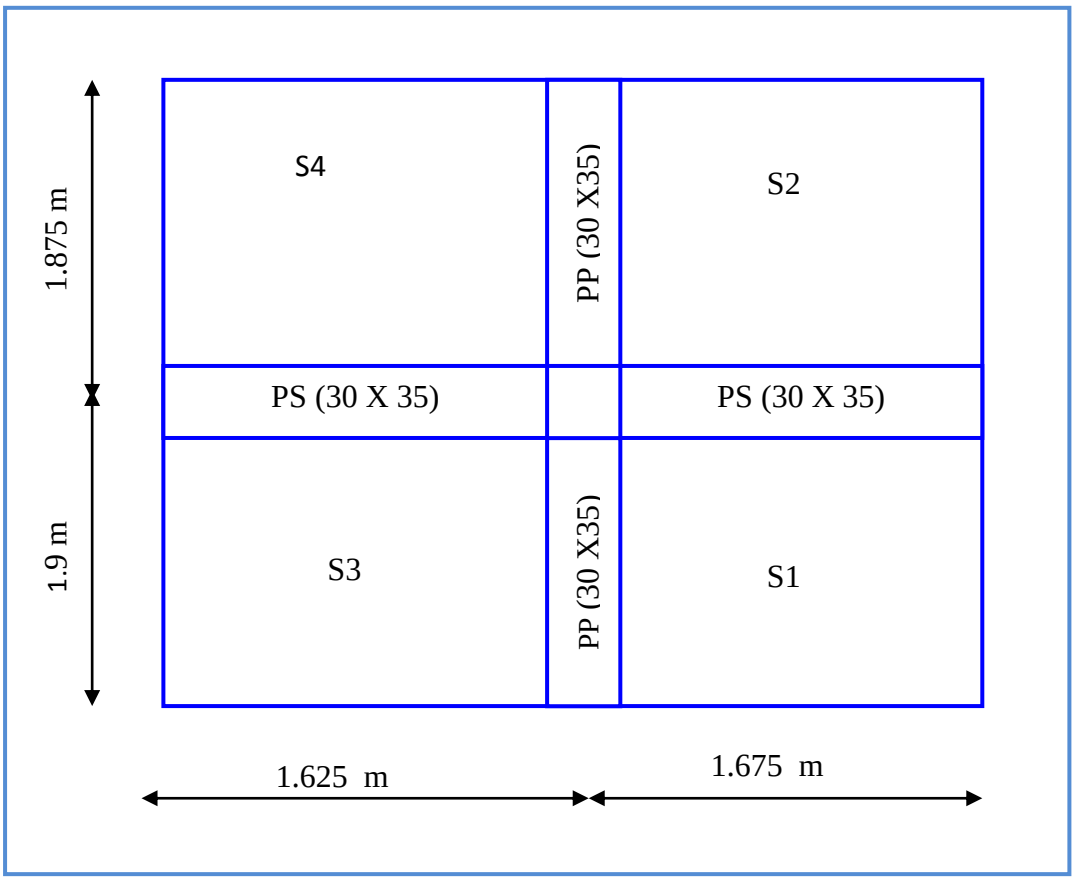


Figure2.10 : Surface reprise par le poteau

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 avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges permanant

-7emeétage G7= Gplancher c+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau

-6emeétage G6= Gplancher c + GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G7

-5emeétage G5= Gplancher c + GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G6

-4emeétage G4= Gplancher c+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G5

-3emeétage G3= Gplancher c+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G4

-2emeétage G2= Gplancher c+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G3

-1er étage G1= Gplancher c+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau+G2

-RDCG0= Gplancher C+ GPOUTRE (P+S) +Gpoteau +G1

G plancher terrasse ou courante = poids de plancher terrasse*Splancher t ou c

G (poutres principales ou secondaires) =b*h*L*poids volumique du béton armé

G (poteau)= b*h*he* poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau 2.10 : détermination des charges d'exploitations

Etage	G plancher (KN)	G pot(KN)	G pp (KN)	G PS (KN)	G(KN)	G cum(KN)
7	68.81	6.89	9.12	7.88	92.7	92.88
6	62.55	6.89	9.12	7.88	86.44	179.32
5	62.55	6.89	9.12	7.88	86.44	265.79
4	62.55	6.89	9.12	7.88	86.44	352.2
3	62.55	9.37	8.99	7.74	88.65	440.85
2	62.55	9.37	8.99	7.74	88.65	529.5
1	62.55	9.37	8.99	7.74	88.65	618.15

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.

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

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

Tableau 2.11 : détermination des charges d'exploitations

Etage	Qn	Q(KN)	n	3+n/2n	Q cum (kN)
7	Q0	12.46	0		12.46
6	Q1	18.69	1	1	31.14
5	Q2	18.69	2	0.95	47.96
4	Q3	18.69	3	0.90	62.91
3	Q4	18.69	4	0.85	75.99
2	Q5	18.69	5	0.80	87.20
1	Q6	18.69	6	0.75	96.55
RDC	Q7	31.14	7	0.71	114.79

II.5.6.b. Charges permanentes et Nu

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive. NU=NU+0.1NU=1.1 NU

Tableau 2.13 : vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{N}_u$)

Etage	G cum(KN)	Q cum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
8	92.88	12.46	105.34	115.87	1146.20	cv
7	179.32	31.14	210.46	232.50	1146.20	cv
5	265.79	47.96	313.75	345.12	1146.20	cv
4	352.2	62.91	415.11	456.62	1146.20	cv
3	440.85	75.99	516.84	568.52	1630.72	cv
2	529.5	87.20	616.7	678.36	1630.72	cv
1	618.15	96.55	774.7	852.17	1630.72	cv
RDC	707.81	114.79	822.6	904.86	1604.98	cv

II.5.7. Vérification selon le RPA99version2003

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau 2.14 : Vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (3.4)/20=17cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

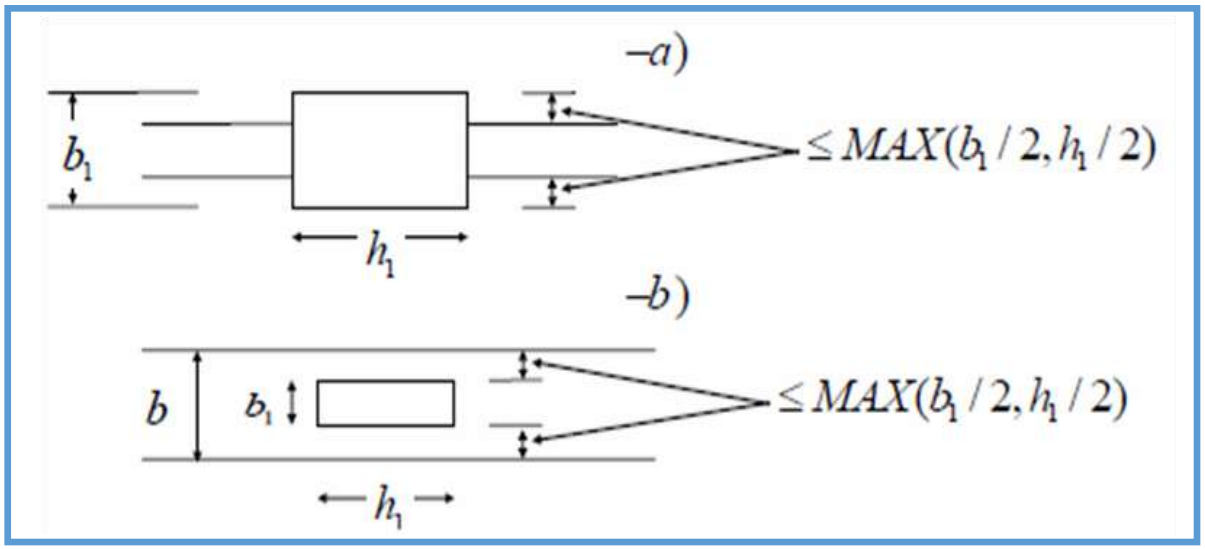


Figure 2.11 : Zones nodales

Tableau 2.15 :Vérification aux zones nodales

Etage	b max (cm)	h1 (cm)	b1 (cm)	1,5h1+ b1	b max≤1,5h 1+b1	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h 1/2)
4+5+6+7etage	30	30	30	75	CV	2,5	17,5	CV
RDC+1+2+3 étage	30	35	35	87.5	CV	5	20	CV

II.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

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

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

Donc:

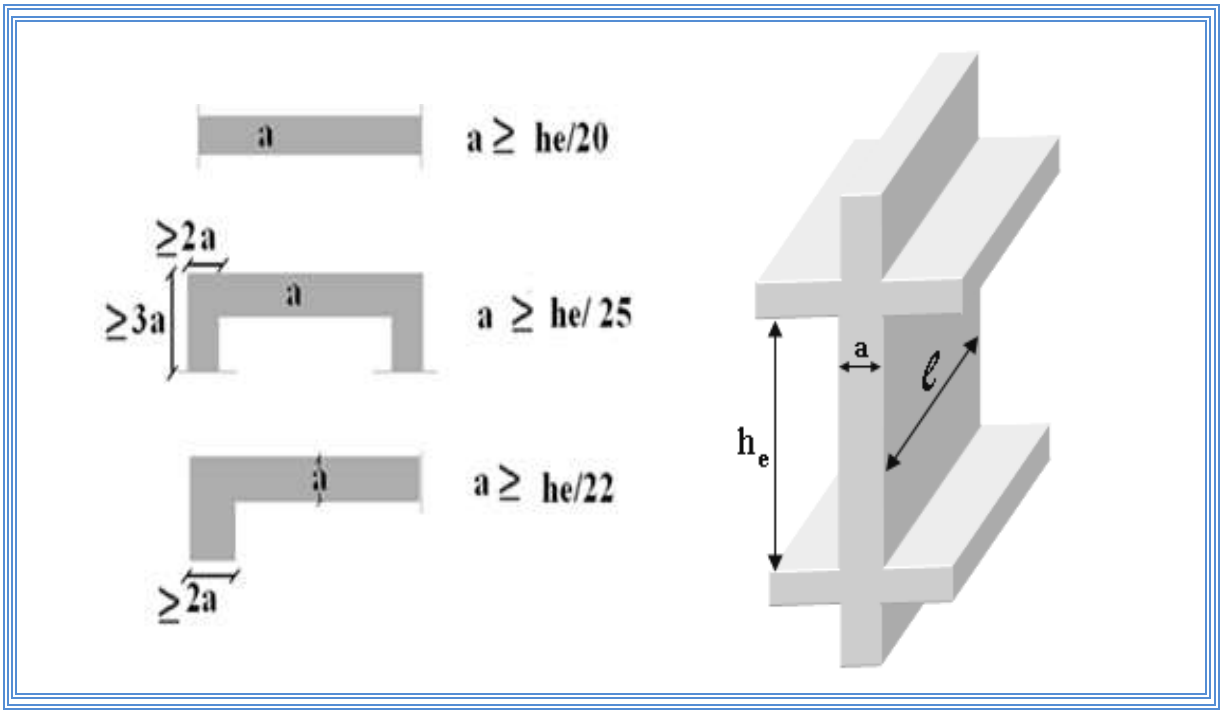


Figure 2.12 : Coupe de voile en plan (gauche) - Voile en 3D (droite)

- he= 3.4-0.35=3.05 m
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

  a ≥MAX(15 cm ; 12 cm;13.63 cm;15 cm)

  a ≥15 cm

On adopteune épaisseur de a = 15cm pour tous les voiles.

III.1. CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console 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 1 kN/ml appliquée à sa extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

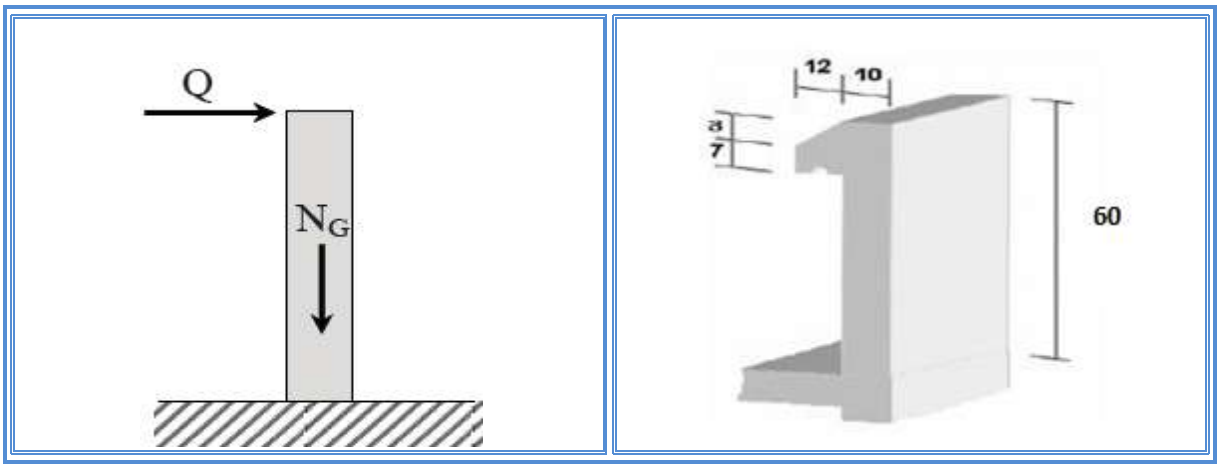


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.755
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

Détermination des efforts :					
E.L.U	Nu (KN)	2,37	**E.L.S**	Mser	0,60
	Mu(KN.m)	0,90		Nser	1,76
	Tu (KN)	1,50		Tser	---

III.1.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Tableau 3-3 : Les données

Données			
f_{c28}(M Pa)	25	**h**	10 cm
f_{t28}(M Pa)	2,1	**d**	7.5 cm
f_e(M Pa)	400	**c**	2.5 cm
σ_b(MPa)	14.2	**c'**	2.5 cm
σ_s(MPa)	348	**b**	100 cm

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.37} \Rightarrow e_1 = 37.99$ cm

On a GC= e_1= 37.99 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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 :**

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

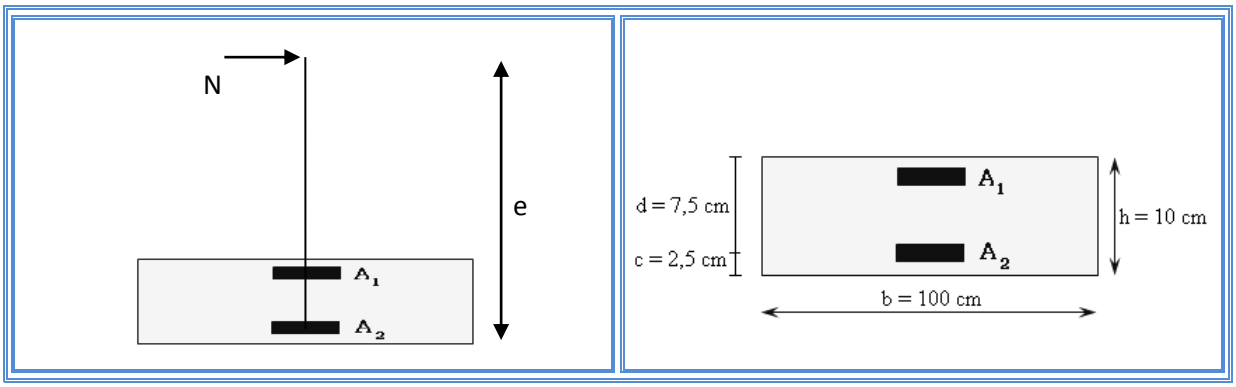


Figure 3-2 : ferraillage de l'acrotère

$e = e_1 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow \quad e = 40.49cm = 0.4049\ m$

$M1 = N * e \qquad \Rightarrow M1 = 0.96\ kN.m$

❖ **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = \frac{0.96*10^3}{14.2*10^6*1*0.045^2} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$ß = 0.994 \quad A = \frac{M_f}{(\sigma_s * \beta * d)} \Rightarrow A = 0{,}37cm^2$

N : effort de compression, alors : $A2 = A - \frac{Nu}{\sigma_s} \Rightarrow A2 = 0.30\ cm^2$

Et : $A1 = A' \Rightarrow A1 = 0\ cm^2$

Donc: $A2 = 0.30\ cm^2$, $A1 = 0\ cm^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\ cm^2$ [CBA 93]

$Amin = 1\ cm^2 > A1 + A2 = 0.30\ cm^2 \Rightarrow A1 + A2 = Amin = 1.00\ cm^2$

On adopter: $A1 = 0\ cm^2$

$A2 = 5\ HA\ 8 = 2.51\ cm^2$

❖ **Armatures de répartition :**

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : $Ar = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S :

Données: $N_{ser} = 1.755\ kN$

$M_{ser} = 0.6\ kN.m$

❖ **Calcul de l'excentricité:**

On a $GC = e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < GC = 34.19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $GC \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Avec $e_{0'} = e_0$

Où : Bo = b*h+ 15 (A1 + A2) $\Rightarrow$ Bo = 1037.35 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A1.\,c1 + A2.d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5.091cm.$

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4.909$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A1(\upsilon_1 - c1)^2 + A2(\upsilon - c_2)^2] \Rightarrow I = 8560.10\ cm^4.$

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ cm.

Donc : GC= 34.19cm> $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}68$ 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 $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tel que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre

$$p = -3.C^2 + \frac{90}{b}.[A_1.(c_2 - C) + A_2.(d - C)] = -2472.95$$

$$q = -2.C^3 - \frac{90}{b}.[A_1.(c_2 - C)^2 + A_2.(d - C)^2] = -46692.35$$

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 = -e+h/2 = -29.18cm < 0".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -2472.95 cm^2 \\ q = -46692.35 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.46 y_2 - 47298.05 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -418080264 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.986 \Rightarrow \varphi = 170.69° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.42 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.42cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = --57.33cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 25.8cm \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc: $\begin{cases} y_2 = 31.42cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.23cm \end{cases}$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^2 + 15[A1(y_1 - c1) - A2(d - y_1)]$$

$$S_{xx'} = 51.3cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1.785}{51.3} = 0.0342\,N/mm^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.76MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 27.02\,MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33MPa\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633MPa\right] = 201.633\,MPa$$

$$\sigma_s = 27.02\,MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633MPa$$

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

- **Espacement :**

Pour les armatures principales : $S_t = \frac{100}{(5-1)} = 25\,cm < \overline{S_t} = Min[3.h,33\,cm] = 30\,cm$

Pour les armatures de répartitions : $S_t = \frac{60}{(4-1)} = 20\,cm < \overline{S_t} = Min[4.h,45\,cm] = 40\,cm$

Tableau 3-4 : Ferraillage de l'acrotère

L'espacement d'A_1 et A_2									
n	5	**St max (cm)**	30	**St min (cm)**	2,5	**st min≤st**	Cv	**st≤st max**	cv
b (cm)	100								
h (cm)	10								
St=(cm)	25								

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier les contraintes de cisaillement du béton égalant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1{,}5.10^3}{1000.75} = 0{,}02\,\text{MPa} \qquad (V_u = T_u)$$

la contrainte admissible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15.f_{c28}, 4\,\text{MPa}\right] = 3{,}75\,\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ *le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.*

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : RPA.99 version 2003 :

►► [Art 6.2.3] ◄◄

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

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.
- A=0.20 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.755 KN.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 1.755 = 1.12\,\text{KN}$$

$$F_p = 1.12\,\text{KN} < T = 1.5\,\text{KN} \ldots\ldots\ldots\text{(condition vérifier)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

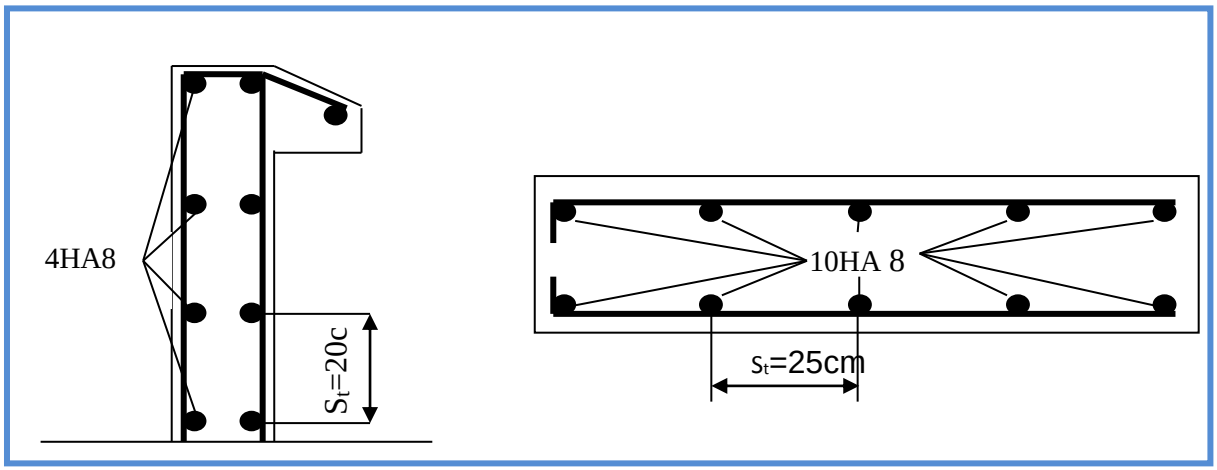


Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

III2-1 introductions :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments courants, il est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4 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.4.2. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 4 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 : 20 cm
- ➢ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ➢ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$

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 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.
On choisit un treillis soudé :
TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20 cm.

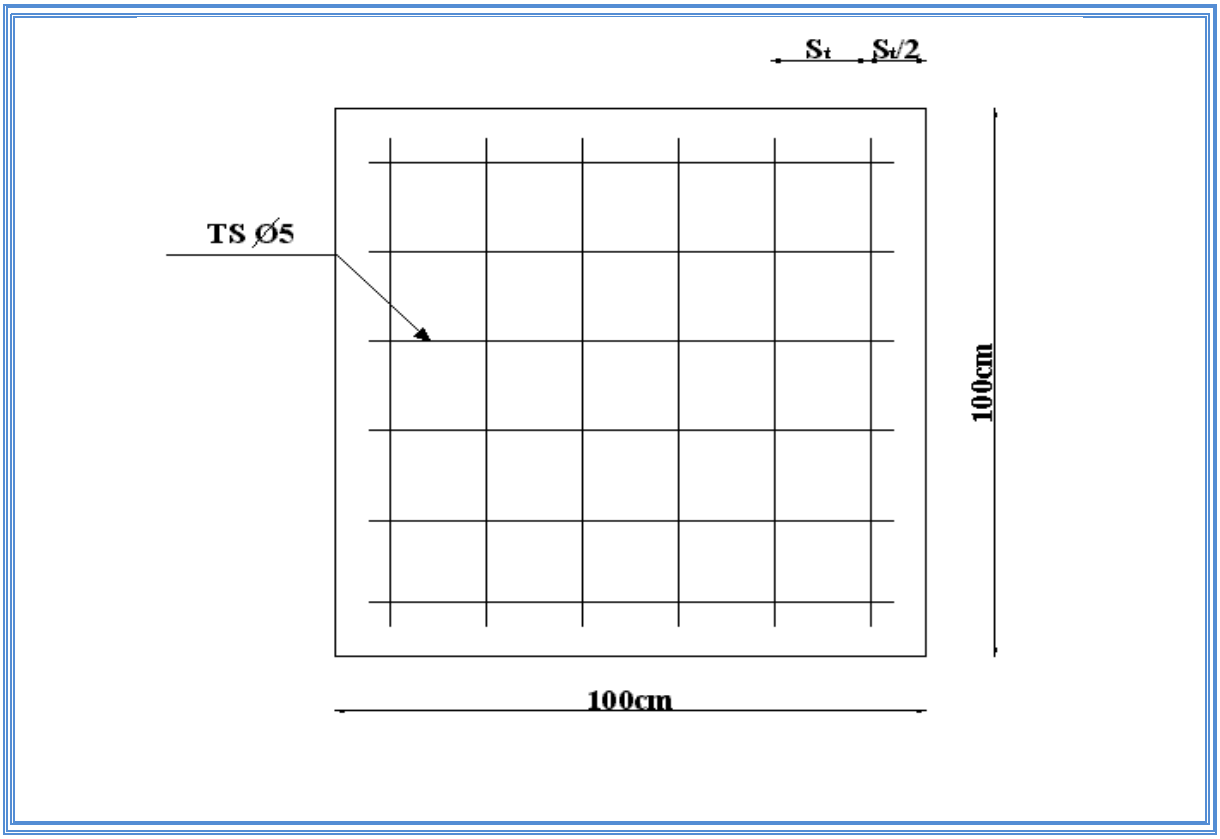


Figure 3-4 : disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, 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.

III.4.3.a. avant coulage : La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- ❖ son poids propre.
- ❖ le poids de corps creux (entrevous).
- ❖ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande valeur de 1 kNet (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

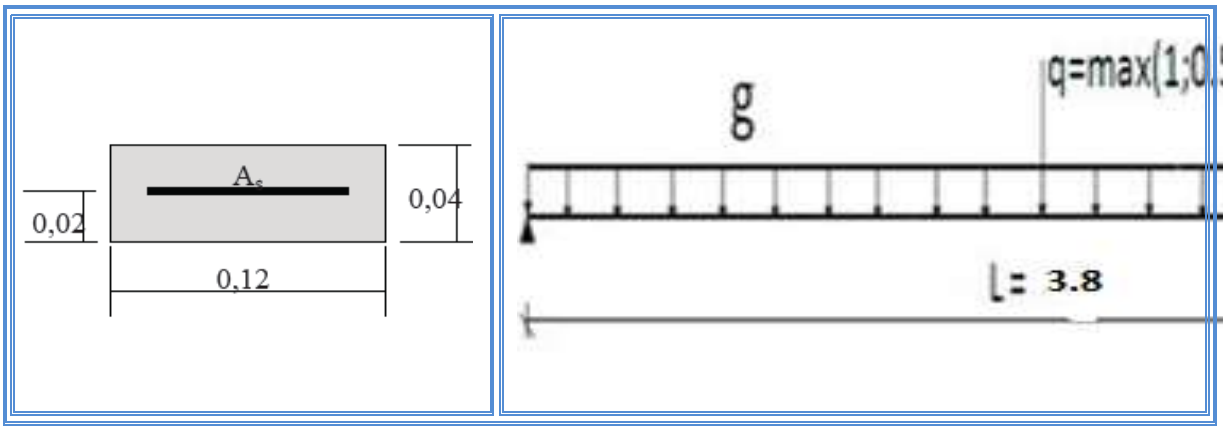


Figure 3-5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm² :

Tableau 3-5: les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	**Q (kN)**	**G (kN/ml)**	
		poids de poutrelle	**poids du corps creux**
3.8	1.9	0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne les valeurs présentées au tableau suivant :

Tableau 3-6 : Calcul des moments

M_G (KN,m)	M_Q (KN,m)	M_U (KN,m)
$\frac{GL^2}{8}$	$\frac{QL}{4}$	1.35MG+1.5MQ

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2}$ = $\mu = \frac{4.58}{14.2*0.12*0.18^2}$ =6.73225Cette valeur de $\mu = 6.73$sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir

des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation

Tableau 3-7 : Détermination du nombre d'étaiements avant le coulage

N° Etais	L (m)	G KN	Q KN	M_G(KN,m)	M_QKN,m	M_U(KN,m)	μ	μmax	Vérif.
0	3,8	0,77	1,9	1,39	1,81	4,58	6,73	0,392	CNV
1	1,9	0,77	1	0,35	0,48	1,18	0,770	0,392	CNV
2	1,27	0,77	1	0,15	0,32	0,68	0,446	0,392	CNV
3	0,95	0,77	1	0,09	0,24	0,47	0,309	0,392	CV

On place 3 étaiements à une distance L=0.95 m.



Figure 3-6 : Choix de disposition des étaiements

III.4.3.b.2. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau 3-9 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)	
Terrasse	6.6*0.65=4.29	1*0.65=0.65	6.76	4.94	
Plancher courant	6 *0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.73	4.84	
Plancher RDC	6 *0.65=3.9	2.5*0.65=1.625	**7.7**	**5.53**	**Max**

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 6 travées.

III.4.3.b.3.Méthode de calcul

A/ Méthode forfaitaire

L'étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valables que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

- **Domaine d'application :**

Compte tenu compte de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travées. Cette méthode **forfaitaire** s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles

calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes, c'est-à-dire ceux dans lesquels les charges d'exploitations et les charges permanentes sont :

$q \leq 2.g$ ou $q \leq 5$ KN/m^2.

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les déférents travées en continuité.

2- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

3- la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

4- $Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5$kN/m^2.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée .

M_w, Me respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t le moment maximale dans la travée étudiée.

α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs de M_t, M_W et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux contions suivantes

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq Max\left[(1+0{,}3\alpha);\ 1{,}05M_0\right]$
2. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée intermédiaire*
3. $M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ *dans une travée de rive.*
4. $M_e \geq 0{,}60\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}60\, M_0$ *sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}50\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}50\, M_0$ *sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.*

   $M_e \geq 0{,}40\, M_0$ *et* $M_w \geq 0{,}40\, M_0$ *sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées*

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

- **L'effort tranchant :**

$$T_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$
$$T_e = -\frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

B/ Méthode de CACUOT :

Si Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, le calcul s'effectue par la méthode de CACUOT.

Tableau 3-10 : méthodecacuot

Moment isostatique Mo	$ql^2/8$	
Moment en travée Mt	$-\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M$	
Moment à l'appui Ma	Appuis de rives	$0.20M_0$
	Appuis intermédiaires	$-(q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3)/(8.5(l_w' + l_e'))$
longueurs fictives l'	Travée de rive	l
	Travée intermédiaire	0.8 l
Effort tranchant T	Tw	$(ql/2) + (M_e - M_w/l)$
	Te	$(ql/2) - (M_e - M_w/l)$

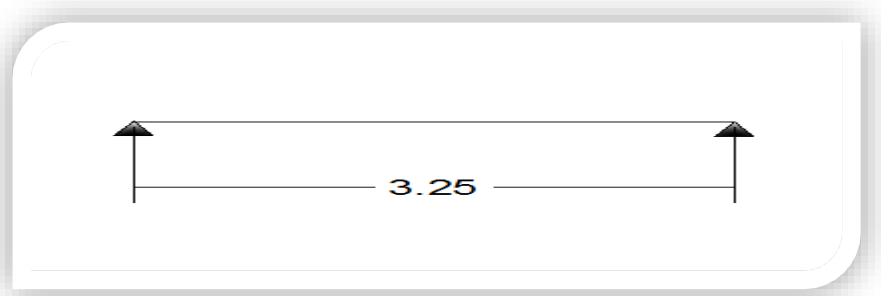
Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w: Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e: 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.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.4.3.b.4.Sollicitations de calcul :

➢ **Poutrelle à a une seule travée**



❖ **Méthode de calcul :**

Tableau 3-11 :condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**Pu (KN/ml)**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**Ps(KN/ml)**	5,53

$Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

➢ **L'ELU**

Tableau 3-12 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELU)

Travée	Pu	α= Q/ (Q+G)	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN. m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7,70	0,29	3,25	10,17	9,09	2,03	2,03	12,52	12,52	12,52

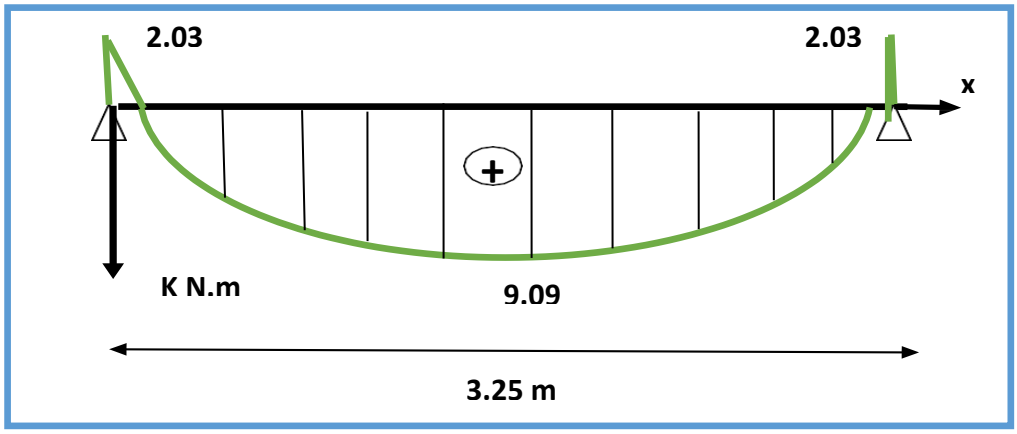


Figure 3-7 diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

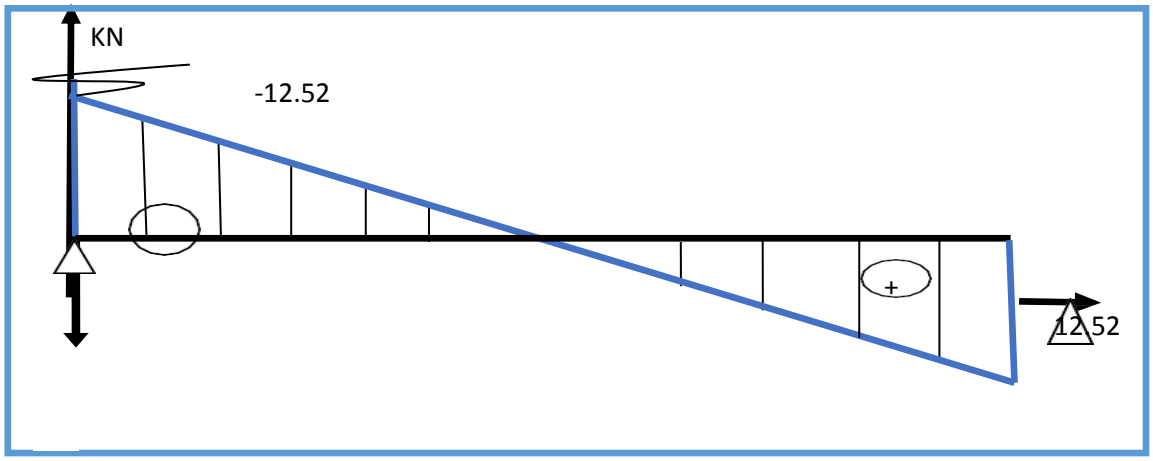
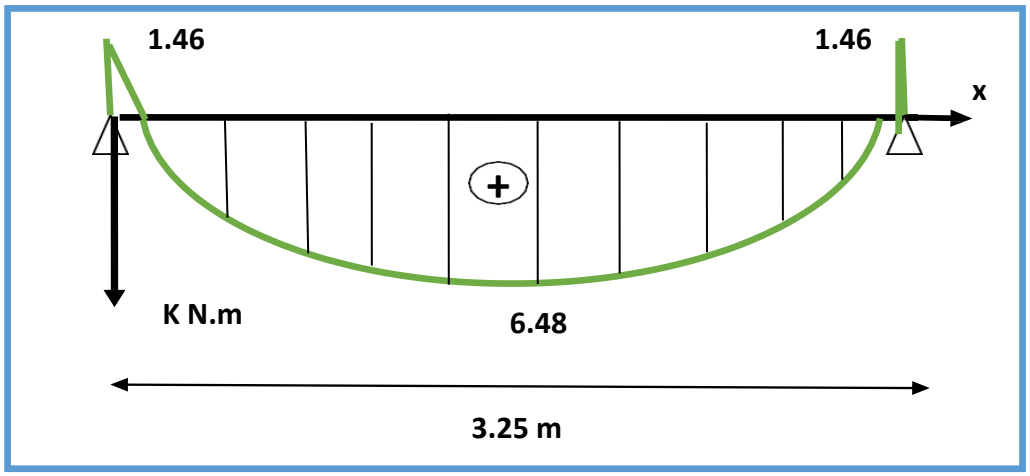


Figure 3-8 diagramme des efforts tranchant a (ELU)

➢ **L'ELS :**

Tableau 3-13 Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée (ELS)

Travée	Ps	L (m)	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5,53	3,25	7,29	6,48	1,46	1,46



➢ **Poutrelle à 2 travées type01**

Figure 3-9.Diagramme des moments fléchissant a (ELS)

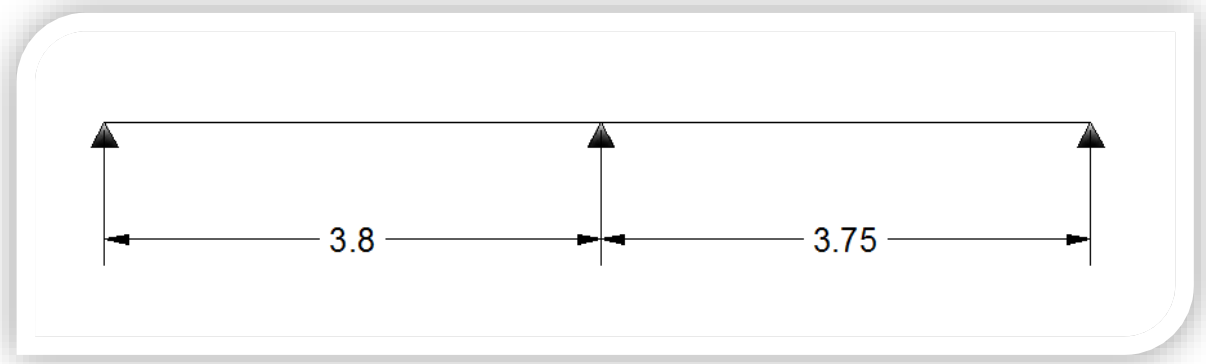


Figure 3-10. Poutrelle à 2 travées type 1

❖ **Méthode de calcul :**

Tableau 3.14 :condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**Pu**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**Ps**	5,53
Li m	3,8	**Li/Li+1**	1,013	**0.8< L_i / L_{i+1}**	cv
Li+1 m	3,75	**Li/Li+1**	1,013	**Li / Li+1 <1.25**	cv

Le rapport entre les portés successifs est compris entre 0.8 et 1.25

Et $Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-15 :Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées

Travée	**Pu K N/ml**	**α= Q/(Q+G)**	**L (m)**	**M_0 (kN.m)**	**M_t (kN.m)**	**M_w (kN.m)**	**M_e (kN.m)**	**T0 (kN)**	**T_w (kN)**	**T_e (kN)**
A-B	7,70	0,29	3,8	13,90	9,57	2,78	8,34	14,63	13,17	16,10
B-C	7,70	0,29	3,75	13,54	9,32	8,12	2,71	14,44	15,89	13,00

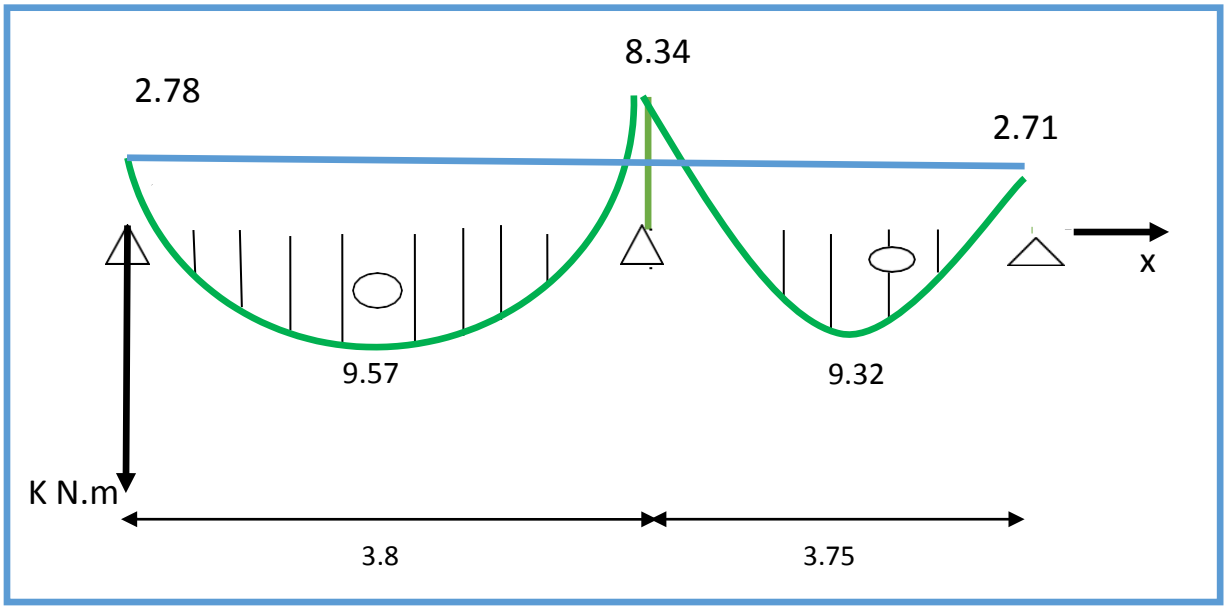


Figure 3-11.diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées

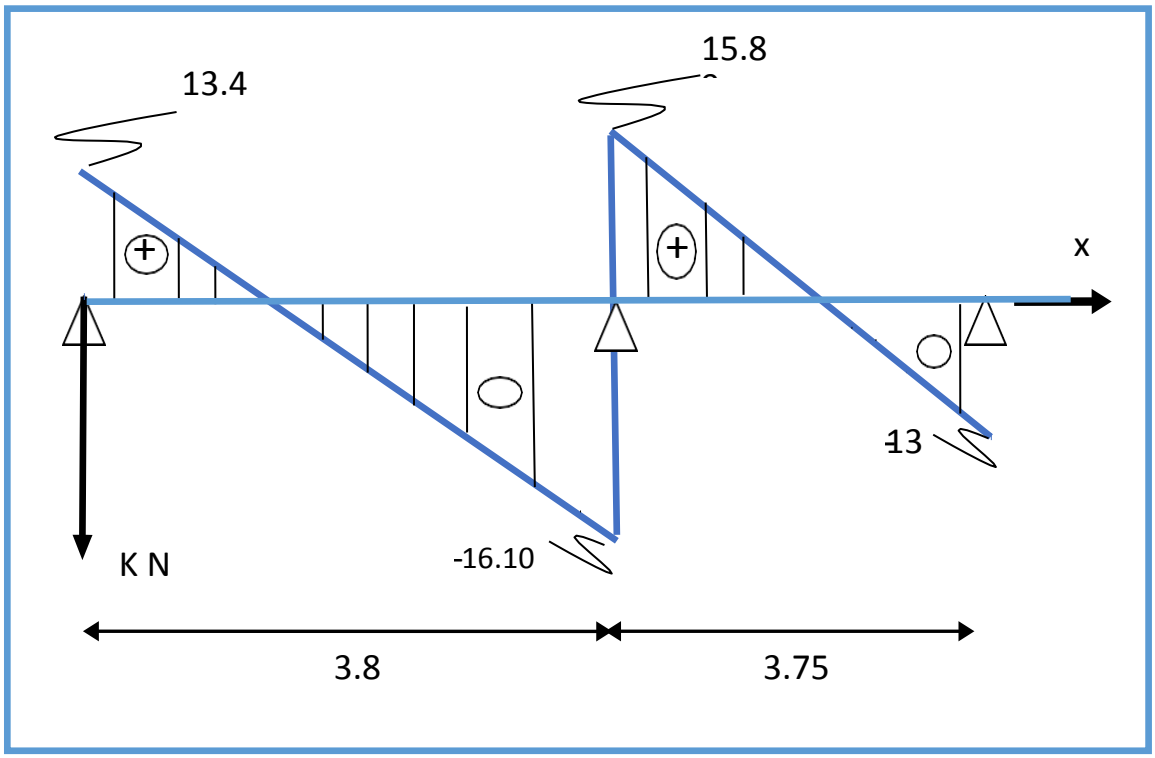


Figure 3-12 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2 travées

Tableau 3-16 :Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.53	3.80	9.97	6.86	1.99	5.98
B-C	5.53	3.75	9.71	6.68	5.83	1.94

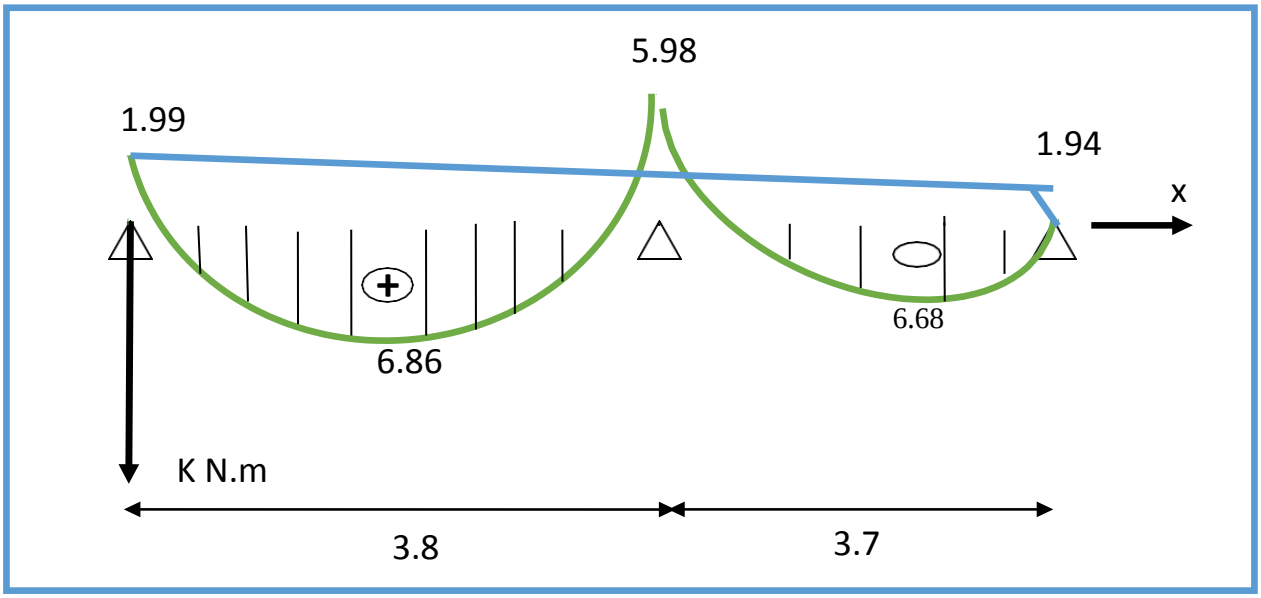


Figure 3-13 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées

➢ **Poutrelle à 2 travées type02**

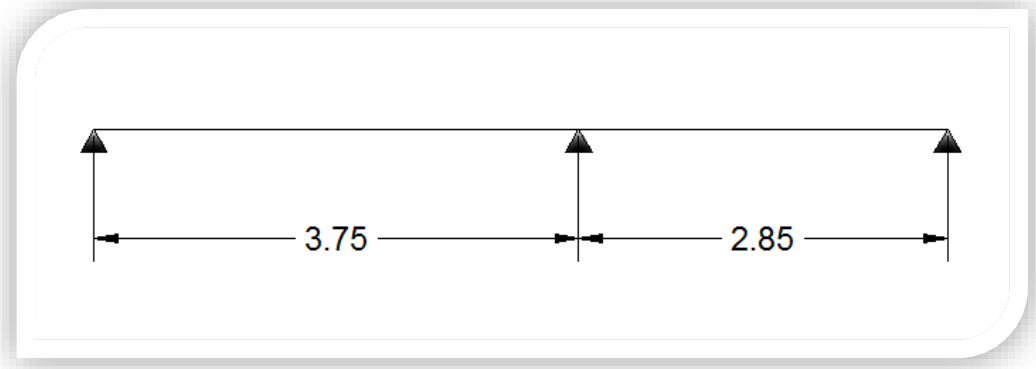


Figure 3-14 poutrelles à 2 travées type 2

❖ **Méthode de calcul :**

Tableau 3-17 :condition de l'application de méthode forfaitaire

G kN/m²	6	**Q≤2*G**	cv	**qu (KN)**	7,70
Q kN/m2	2,5	**Q≤5**	cv	**qser (KN)**	5,53
Li m	3,75	**Li/Li+1**	1,32	**0.8< L_i / L_{i+1}**	cv
Li+1 m	2,85	**Li/Li+1**	1,32	**Li / Li+1 <1.25**	cnv

Le rapport entre les portés successifs n'est pas compris entre 0.8 et 1.25

Et $Q \leq 2G$ cv

$Q \leq 5kN/m^2$ cv

Donc la méthode forfaitaire n'est applicable. en utilise la méthode Caquot

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher de RDC ayant la plus grande sollicitation, et on généralise pour les autres planchers.

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 3-18:Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées

travées	**qu (KN)**	**L m**	**L'(m)**	**M_0 (KNm)**	**Mw(KNm)**	**M_e (KNm)**	**M_t**	**T_w**	**T_e**
AB	7,70	3,75	3,75	13,54	2,71	10,42	6,98	12,39	-16,50
BC	7,70	2,85	2,85	7,82	10,42	1,56	1,83	14,08	-7,87

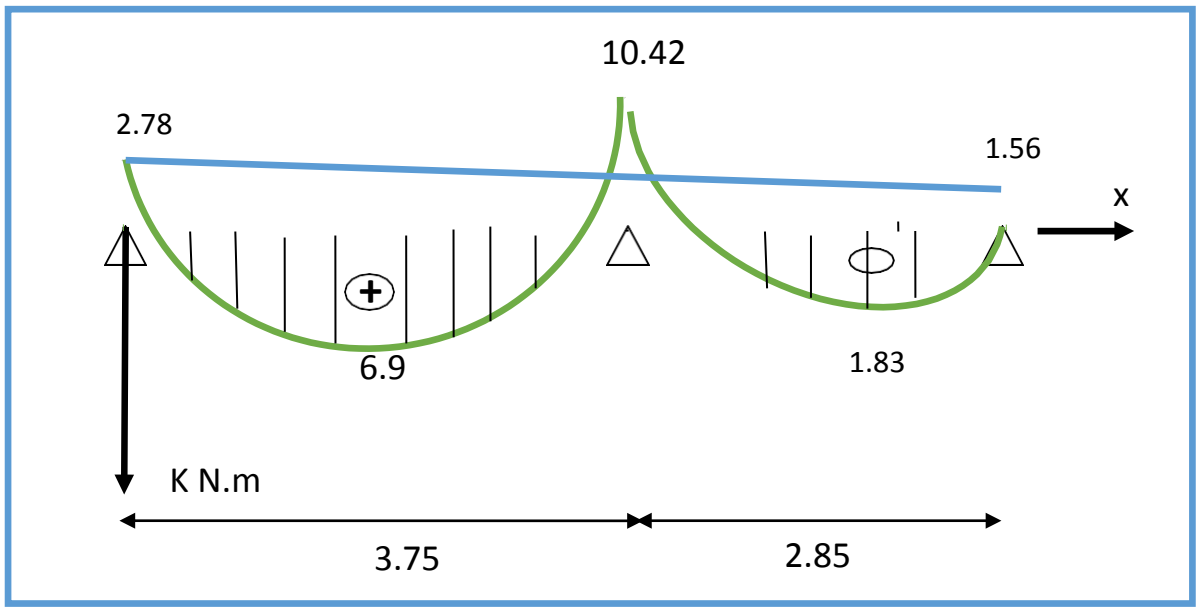


Figure 3-15diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées

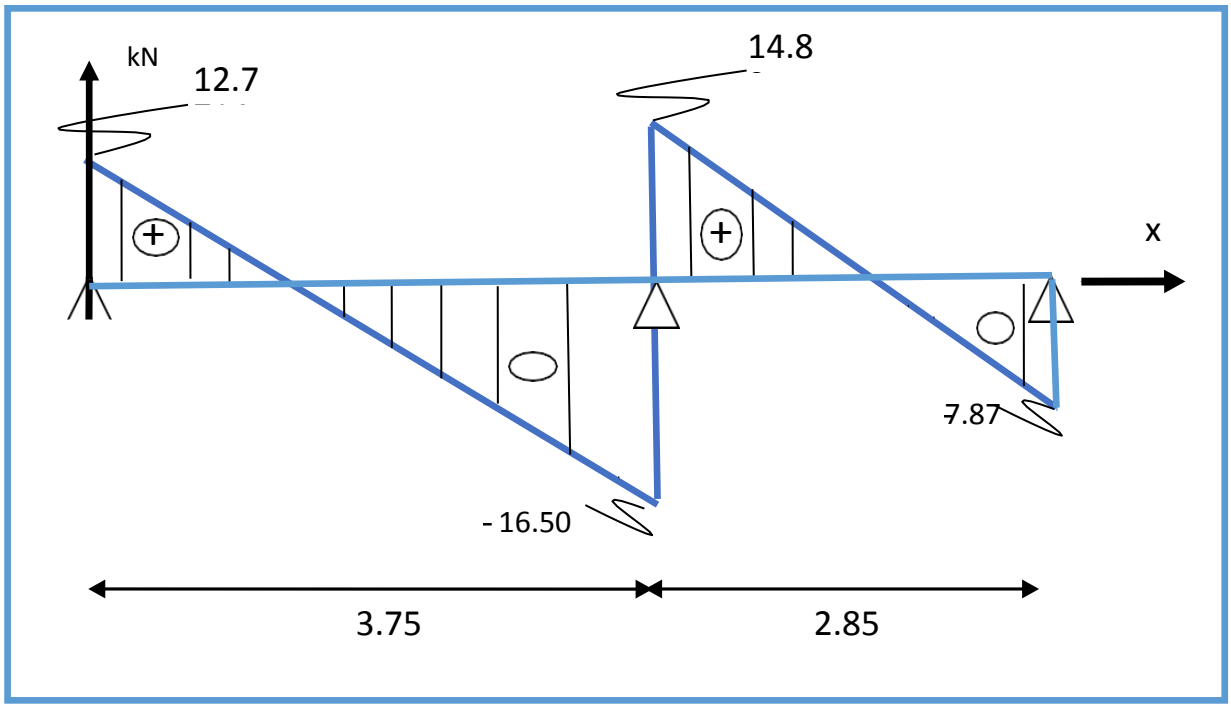


Figure 3-16 diagrammes des efforts tranchant dans la poutrelle à 2

Tableau 3-19:Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées

travées	q ser (KN)	L (m)	L'(m)	M_0 (KN.m)	Mw(KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	5,53	3,75	3,75	9,71	1,94	7,47	5,00
BC	5,53	2,85	2,85	5,61	7,47	1,12	1,31

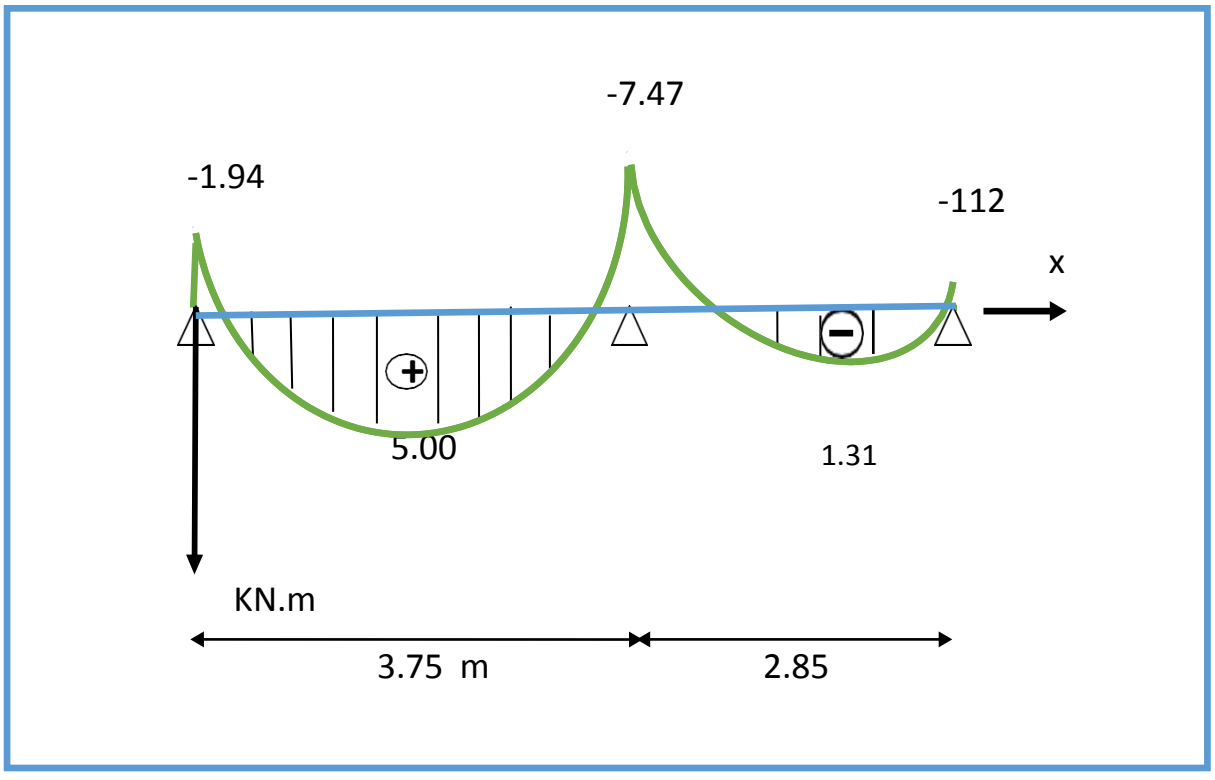


Figure 3-17 diagrammes des moments fléchissant dans la poutrelle à 2 travées

III.4.3.b.5. le choix de l'effort maximal

Tableau 3-20 :les chois de l'effort maximal

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	9.57	10.42	16.10
E.L.S	6.86	5.98	/

III.4.3.b.6. Calcul du ferraillage :

- **E.L.U :**

1. **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 :

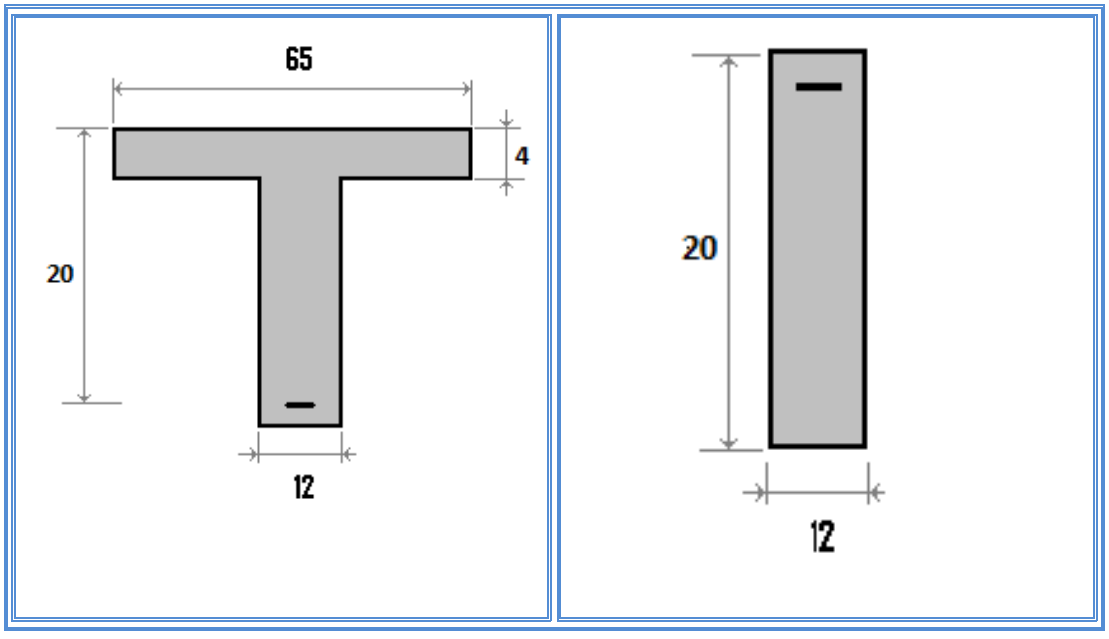


Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau 3-21 : calcule des armatures a E.L.U

		En travée :	En appui :
ELU	Mu	9,57	10.42
	M0=σb,b,h0,(d-h0/2)	59,072	
	M0≥Mu	cv section rectangulaire	
	u	0,032	0,151
	ul	0,392	0,392
	u<ul	oui	oui
	ß	0,984	0,917
	A' cm²	0	0
	A cm²	1,55	1,45
	A choisir	3HA10	1HA10+1HA12
	A choisir	3,39	3,08
	Amin =B/1000	1,3	0,24
	A Choi>Amin	cv	cv

❖ **E.L.S :**

Tableau 3-22 :verification des armatures a E.L.S

		En travée :	En appui :
ELS	Au cm²	3,39	3,08
	MserkN ,m	6,86	5,98
	Sxx'	-126,8	
	Sxx'>0	c.n.v	
	Y cm	4,61	8,54
	I xx cm4	15481,610	11602,213
	K1	0,044	0,052
	σbMpa	2,044	4,402
	[σb] Mpa	15	15
	σb<[σb]	cv	cv
	Aser=Au	3,39	3,08
	Afinal	3,39	3,08

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

Tableau 3-23 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=3HA10	Aa=1HA12+1 HA10

Pour les appuis des poutrelles en utilisent les barres de HA 10 et HA 12; et deux autres barres sera comme un ferraillage de dalle de compression.

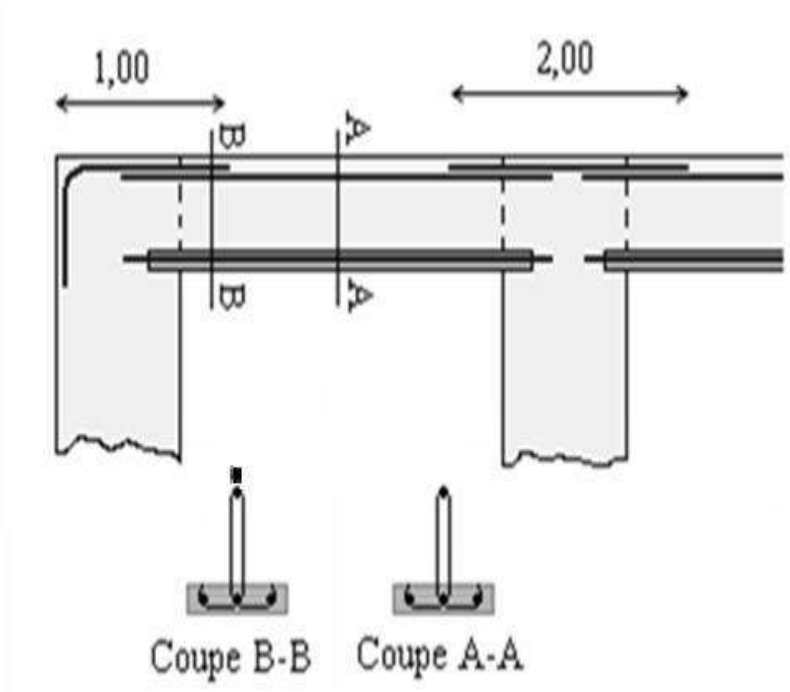


Figure 3-19 : Disposition constructive des

2. Armatures transversales :

III.4.3.b.7. Vérification au cisaillement :

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u = \frac{Tu}{b * d} = \frac{16.10 * 10^3}{120 * 180} = 0.74MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

Tableau 3-24 : Vérification de contrainte de cisaillement

Vérification de contrainte de cisaillement							
Tmax (kN)	16,10	τu MPa	0,75	τu barre Mpa	3,33	τu<τu barre	cv
b0 (mm)	120						
d (mm)	180						
fc28	25						
8b	1,5						

3. escapement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases} = (16.2;40\ cm)\ \text{[CBA 93]}$$

Donc: S_t=15 cm;

Tableau 3-25 Vérification d'Espacement S_t:

Espacement S_t:					
d (cm)	18	St cm ≤0,9*d ,40 cm	16,2	St choisir(cm)	15
40 (cm)	40cm				

❖ **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;10;12\}\ (mm)$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm

Tableau 3-26 Diamètre des armatures transversales f_t:

Diamètre des armatures transversalesf$_t$					
h (mm)	200	Øt≤min(h/35,b0/10,ØL)	6,71	Øt choisir	6
b0 (mm)	120				
ØL mm	12				

$\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ **=28.27 mm²**

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t=a_t . n_t$=0.56 cm²

At. Choi= 2 HA 6 =0.56 cm²

Tableau 3-27: calcul d'armature transversale

armature transversales	
at π*Ø^2/4 mm²	28,26
at cm²	0,28
At=nt*at cm²	0,56
AtChoisie mm²	0,56

- **Vérifications nécessaires selon l'article de [CBA93]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24$ MPa≥0.4 MPa **(C.V)**

Tableau 3-28.Vérifications nécessairesd'armature transversale

Vérifications nécessaires			
Atchoi mm²	56	At*fe/b0*St ≥0,4	cv
feMpa	400		
b0 (mm)	120		
st (mm)	150		

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.00067 \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

III.4.3.b.8. Etat limite de déformation :

- **. Vérifications préliminaires de la flèche :**On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-29: vérifications préliminaires de la flèche des

Vérification préliminaires des flèches					
h CM	20	**h/L**	0,057	**h/L≥ Mtser/ (15, M0ser)**	cv
L cm	350				
Mt ser	6,86	**Mt/(15,M0)**	0,046		
M0 ser	9,97				
A travée final	3,39	**A/ (b0, d)**	0,016	**A/ (b0,d) <=3,6/fe**	cnv
b0 cm	12				
d cm	18				
fe	400	**3,6/fe**	0,009		

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Évaluation détaillée de la flèche :**

M_{ser} = 6.86 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{65.18} = 0.016.$$

ρ = 1.6 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0.856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 131.40 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.016} = 2.62$$

λ_v=2/5 λ_i=1.05

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75{,}25}{4 \cdot 0{,}016.131{,}40 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.64$$

❖ **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7.44 cm$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 21799.83\ cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 8916.34 cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 14309.73 cm^4$$

E_i=11000 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =32164.2MPa ; E_v=1/3 E_i=10721.39MPa

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{6.86 \times 3.50^2}{10.(32164.2x8916.34.62)} \Rightarrow f_i = 2.93 mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{6.86 \times 3.50^2}{10(10721.39 x 14309.73)} \Rightarrow f_v = 5.48 mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 5.48 - 2.93 = 2.55$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 7$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 2.55$ mm $< f_{Limite} = 7$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de pré-dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau 3-30 :calcul et vérifications de la flèche des poutrelles

M(kN.m)	**A(cm^2)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß1**	**σ_s(MPa)**	**μ**	**λ_i**	**λ_v**
6,86	3,39	7,44	0,02	0,86	131,40	0,64	2,62	1.17
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δ*f*(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**Δ*f*<f_{adm}**
21799,83	8916,34	14309,73	3,50	2,93	5,48	2,55	7,00	**cv**

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

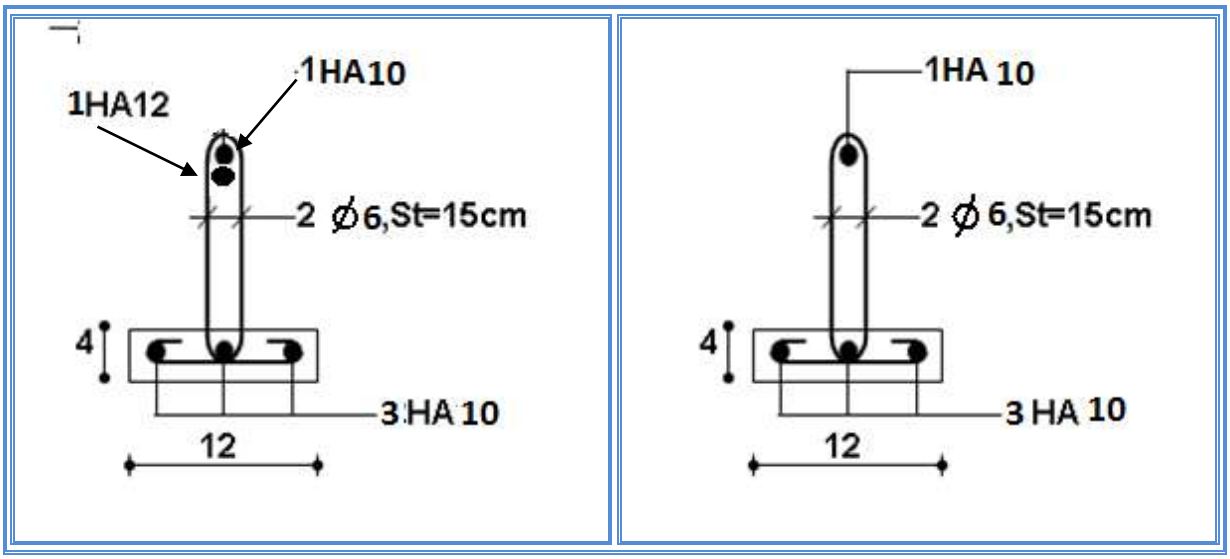


Figure 3-20: ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.5. CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.5.1. Définition:

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 02 types de dalle pleine de formes régulière :

Type 01: dalle pleine de forme triangulaire

Type 02: dalle pleine de forme rectangulaire

III.5.2. 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.5.3. Principe de calcul:

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne

.a) travail externe :

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

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) 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.

$T_{int} = M \cdot L \cdot \theta$.

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.5.4.Evaluation des charges permanant et d'exploitation :

III.5.4.1 charge permanant pour les deux types :

Tableau 3-31 : Evaluation des charges permanant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	0.44
2	Mortier de pose	0.02	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
		TOTAL	5.61

III.5.4.2 Surcharges d'exploitation :

Type 01 : Q = 2.5 KN/m² (les bureaux)

Type 02: Q = 3.5 KN/m² (balcon)

III.5.5. Position des lignes de rupture:

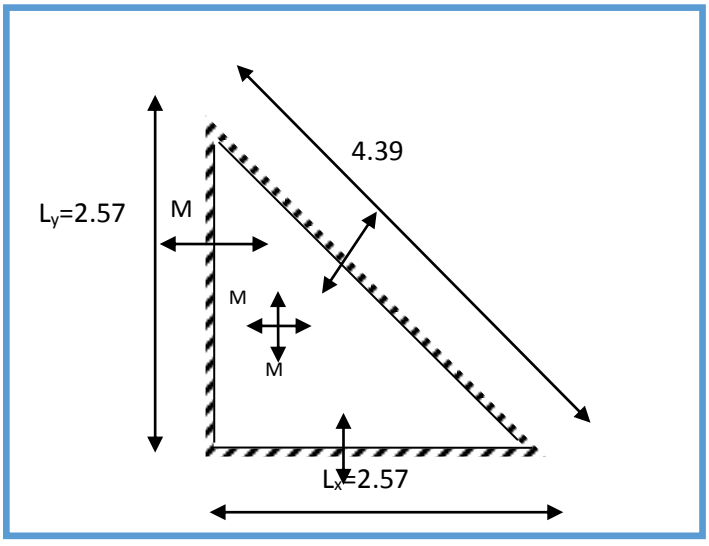


Fig.3.21-La dalle pleine triangulaire

❖ **1er type : Dalle triangulaire :**

On suppose que la dalle est semi encastrée au niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes).

C'est-à-dire:

$M_{ax}=M_{ay}=M.$

$M_{tx}=M_{ty}=M$

- **Travail externe:**

$$\sum T_{ext} = T_{ext(1)} + 2\,T_{ext}(2) = P_u \cdot \frac{Ly.L_x}{6} \cdot \frac{f}{3}.y$$

- **Travail interne:**

$$T_{int}(1) = \frac{2.L_x M \cdot f}{y}$$

$T_{int}(2)=M.f.(0.75.Lx.(Ly-y)+0.925.Lx/(Ly-y))$

$$\sum T_{int} = T_{int}1 + 2.T_{nt}2$$

$$\sum T_{int} = M \cdot f \cdot \left(1.5.Lx.(Ly-y) + 1.85.\frac{Lx}{(Ly-y)}\right).$$

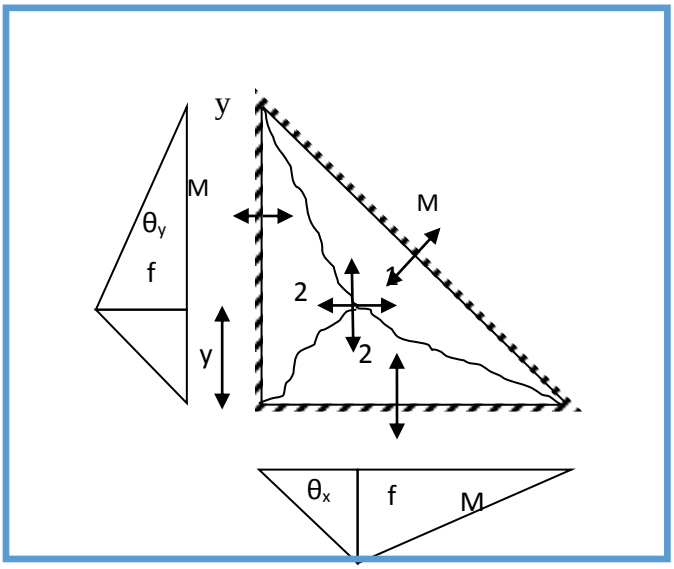


Fig. 3.22.Efforts et déplacements des zones rigides0.1.

Principe de travail virtuel :

$\sum T_{ext} = \sum T_{int}$; où : L_x =4.39 m

L_y = 1.4 m.

On obtient: $$M_u = \frac{Pu}{6}\left[\frac{Ly.Lx}{1.5Lx..(Ly-y)+1.85.\frac{Lx}{(Ly-y)}}\right]$$

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0.0.63 \Rightarrow Mu = 0.17Pu$; Donc: **M_u = =1.92kN.m**

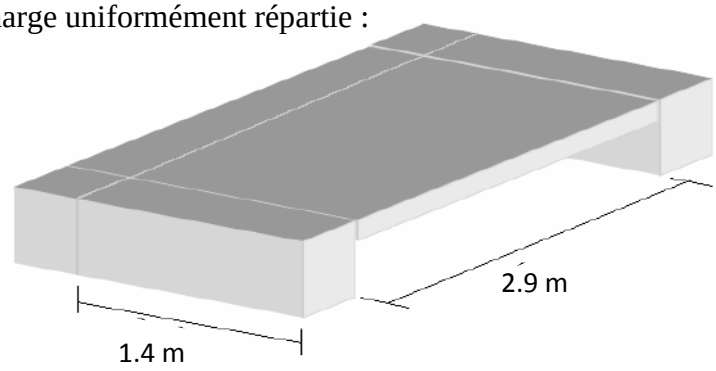
et Mser=0.17*Pser=1.38KN.m

Avec: P_u=1.35(5.61)+1.50(2.5)=**11.32kN**

Pser=G+Q=5.61+2.5=8.11KN

- **2eme type : Dalle rectangulaire**

Ce type de planchers se trouve au niveau des balcons d'étage courant, nous pouvons utiliser la méthode des lignes de rupture en considérant la dalle appuyée sur 3 cotes et soumise à une charge uniformément répartie :



Surcharges d'exploitation :

Q =2.5 KN/m^2

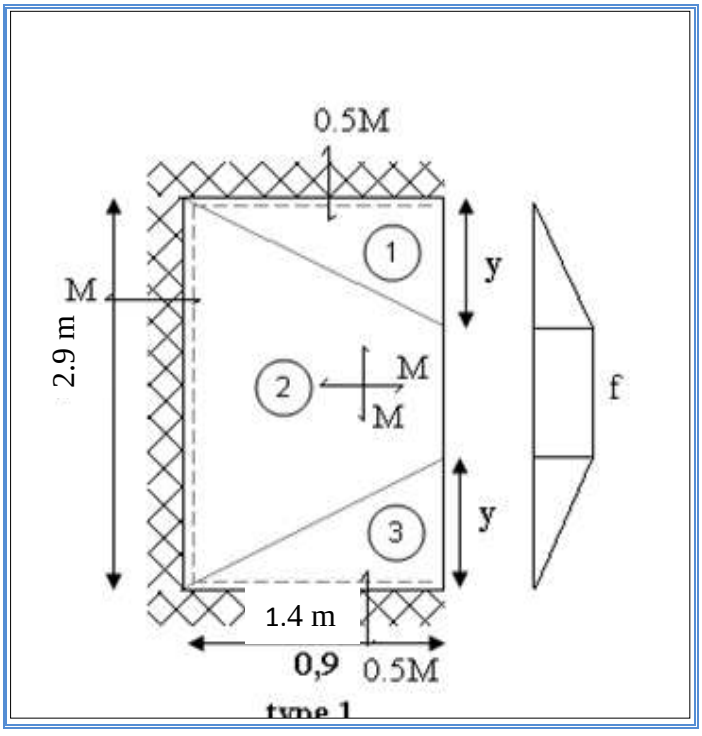


Figure 3-23 : Efforts et déplacements des zones rigides.02

Avec ; L1=Ly= 2.9 m

L2=Lx=1.4 m

- **Travail externe :**

Tableau 3-32 : travail externe pour une charge q_u

éléments	**Aire de chargement (s)**	**déplacement de CG**	**travail externe pour une chargeq_u**
1	L2* y/2	f/3	qu, f, L2, y/6
2	L2* y	f/3	qu,f,L2,y/3
	(L1-2*y)*L2	f/2	qu,f (L1-2y),L2/2
3	L2* y/2	f/3	qu*f*L2*y/6
		∑	f.q_u. (L1, L2/2-L2,y/3)

- **Travail interne :**

Tableau 3-33 : travail interne pour une charge q_u

éléments		**moment de ruptureM**	**longueur de ligne de rupture L**	**rotation θ**	**travail interne = M.L.θ**
1	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	0,5,L2.M.f/y
2	+	M	2y	f/L2	2.M.y.f/L2
	-	M	L1	f/L2	.M.y.f,L1/L2
3	+	M	L2	f/y	L2.M.f/y
	-	0.5M	L2	f/y	L2.M.f/y
				∑	M.f.(3,L2/y +(2+L1)/L2),y

Principe du travail virtuel :

Travail externe = Travail interne

⇨=qu*(Lx*Ly/2-Ly*y/3)/(3*Ly/y+((2+Lx)/Ly)*y)

y doit être : 0 < y <1,4 m

$\frac{dM}{dy} = 0 \Rightarrow y = 0{,}85\,m$ Le schéma de premier type c'est le plus juste que le deuxième.

Donc :

$M_u = 0.21 q_u$
$M_{ser} = 0{,}21 . q_{ser}$

q_u = 1,35(5.61)+1,5(3.5) = 12.82 KN→ M_u = 2.65KN.m

q_{ser} = 8,52+1 = 9.11 KN→ M_{ser} = 1,88KN.m

- **En travée :**

$M_{u\,t}$ = 2.65KN.m

$M_{ser\,t}$ = 1,88KN.m

- **Aux appuis :**

$M_{u\,a}$ = 0,5x2.65 = 1.32KN.m

$M_{ser\,a}$ = 0,5x1.88= 0,94KN.m

Tableau 3-44 : le chois de l'effort maximale pour les deux

	Moment en travée (KN.m)	**Moment à l'appui (KN.m)**	**L'effort tranchant max (KN)**
E.L.U	2.65	1.32	8.98
E.L.S	1.88	0.94	

III.5.6Ferraillage :

III.5.6.a. Calcul des armatures longitudinaleet faire la vérification à l'ELS:

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.

b =100cm, h =15 cm ; c =2cm, $\overline{\sigma}_b = 14{,}20\text{MPa}$; $\overline{\sigma}_s = 348\,\text{MPa}$.

Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS **:**

Tableau 3-35: Calcul de ferraillage à l'état limite ultime et faire la vérification a ELS

ELU	**σbMpa**	**σsMpa**	**u**	**u1**	**u<u1**	**ß**	**A cm²**	**A choisir cm²**	**Amin CBA93**	**A> A_{min}**
	14.2	348	0.0119	0.392	A'=0	0.94	0.64	5HA10 3.92	1.5	cv
ELS	**Y1 cm**	**IG cm4**	**K1 N/mm3**	**σb (Mpa)**	**σs (Mpa)**	**σbadm Mpa**	**σsMpa**	**σs<σsadm**	**σb ≤σbadm**	
	3.29	6174.70	0.03	1	42.05	15.	201.63	cv	cv	

III.5.6.b. Les armatures de répartition :

Tableau 3-36 : Les armatures de répartition

Armatures de répartitions	
Al cm²	3.92
Arep ≥A/4	0.98
Arep choisie cm²	5HA10=3,92

III.5.7. Condition d'espacement :

- **Pour les armatures longitudinales**

$$S_{Tl} \le Min\begin{cases}3h = 45cm \\ 33cm\end{cases} = 33cm[CBA93]$$

L'espacement réel $= \dfrac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 33cm$ **c'est vérifie**

- **Pour les armatures de répartition**

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

L'espacement réel $= \dfrac{b}{n-1} = 100/4 = 25cm$

Soit $S_{T1} = 25cm \le 45cm$ **c'est vérifie**

III.5.8. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u \le \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28}/\gamma_b = 1{,}16MPa$

$V_u = \dfrac{q_u \cdot L_x}{2} = (12.82 \text{ x } 1.4)/2 \Longrightarrow V_u = 8.97 \text{ kN}$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0{,}07 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0{,}07MPa \le \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **c'est vérifié.**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

III.5.9. Vérifications préliminaires de la flèche :

Tableau 3-37 : Vérification préliminaire de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/L	**Mt/ (20, M0)**	**h/L>Mt/20,M0**	**A/b,d**	**2/fe**	**A/b,d≤2/fe**
0.107	0.042	Oui	0.0031	0.005	Oui

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

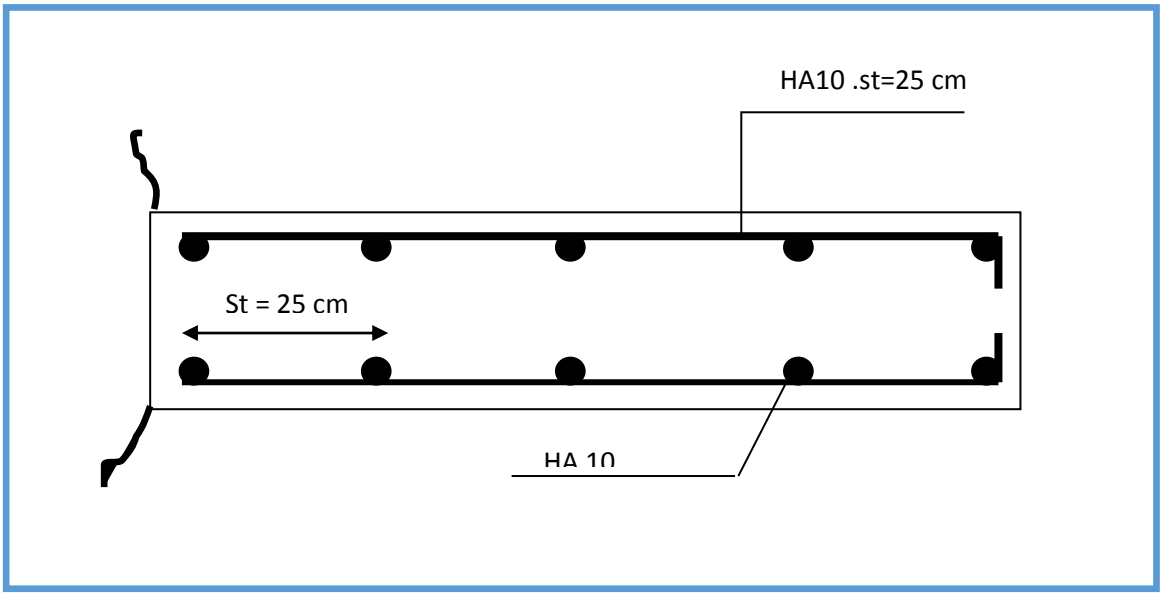


Figure. 3-24 : ferraillage de la dalle pleine

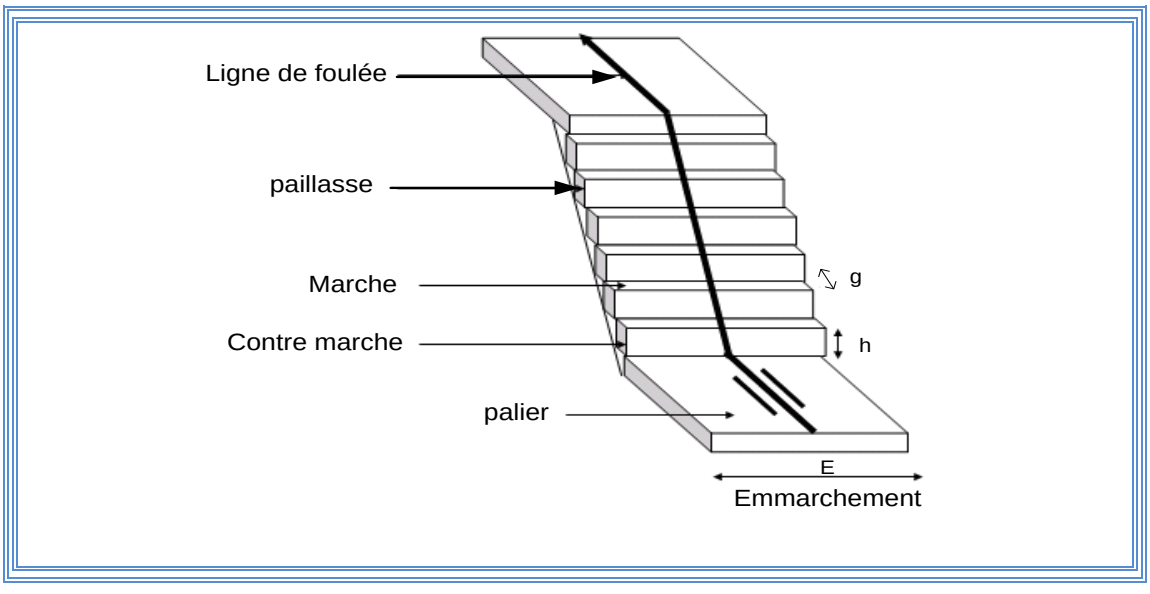
III.6. les escaliers :

III.6.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.6.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.



- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.6.3. Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.7m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

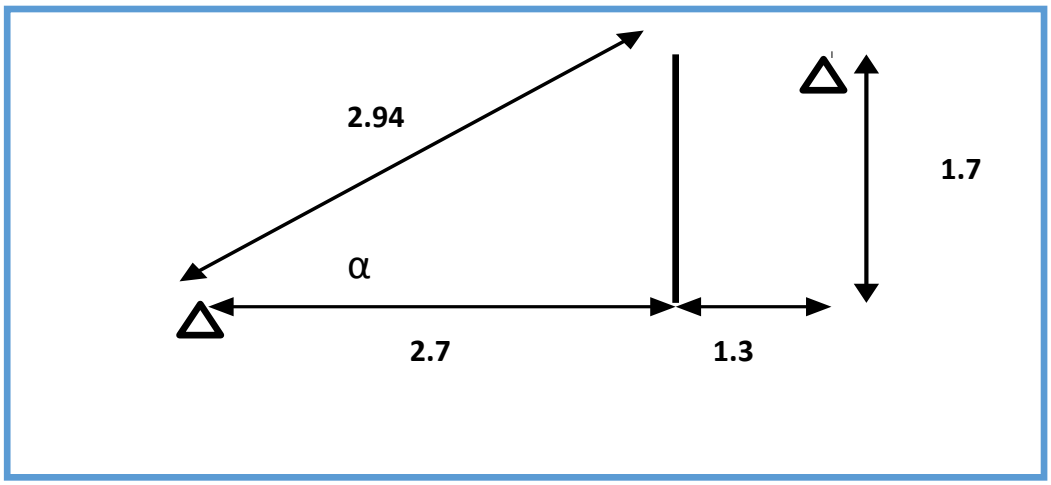


Figure 3-26 : Dimensions de l'escalier

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤64cm. (Condition vérifie)

❖ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier:**

Tgα = H / L = 1.7/2.4 = 0.71

Donc : α =35.31°

$L_0 = \sqrt{1.7^2 + 2.4^2} = 2.94m$

l =2.94+1.3 =4.24m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a :

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 12.12 \le e \le 14.14$$

Selon le critère d'isolation acoustique e≥ 15 On adopte: e = 15cm

III.6.4. Evaluation des charges et surcharges :

III.6.4.A. Charges permanentes :

Tableau 3-38 : G du palier de repos de

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Poids propre de palier**	0,15	25	3,75
2	**carrelage**	0,02	22	0,44
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,4
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,49

Tableau 3-39: G de la paillasse de l'escalier

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Poids propre de paillasse	e/cos (α)	25	4,59
2	Poids propre de la marche	h/2	25	2,125
3	carrelage	0,02	22	0,44
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,4
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	**8,46**

III.6.4.B. Charge d'exploitation :

Q = 2.5kN/m2

III.6.5. Détermination des efforts :

Al'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau 3-40 : Détermination des efforts de l'escalier

Détermination des efforts				
	G (kN/m2)	**Q (kN/m2)**	**Pu (kN/ml)**	**Pser (kN/ml)**
pallier	5,49	2,5	11,16	7,99
palliasse	8,46	2,5	15,17	10,96

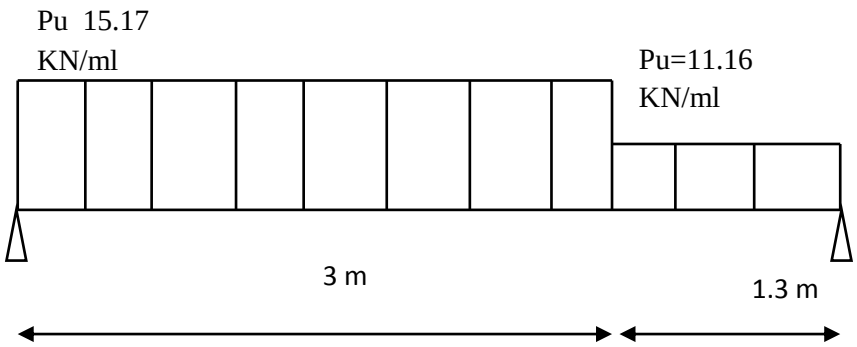


Figure 3-27 : Schéma statique de l'escalier

Tableau 3-41 : calcul des sollicitations

ELU	**L voliez(m)**	2,7	ELS	**L voliez(m)**	2,7
	Lpalier(m)	1,3		**Lpalier(m)**	1,3
	RA (KN)	25,98		**RA (KN)**	18,69
	RB (KN)	29,49		**RB (KN)**	21,29
	V max(KN)	29,49		**V max (KN)**	
	Mx (KN,m)	28,67		**Mx (KN,m)**	20,68
	Mt (KN,m)	24,37		**Mt (KN,m)**	17,58
	Ma (KN,m)	14,34		**Ma (KN,m)**	10,34

III.6.6.Le choix de l'effort max :

Tableau 3-42 : le choix de l'effort max

état	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	24,37	14,34	29,49
E.L.S	17,58	10,34	

III.6.6.A. A l'E.L.U :

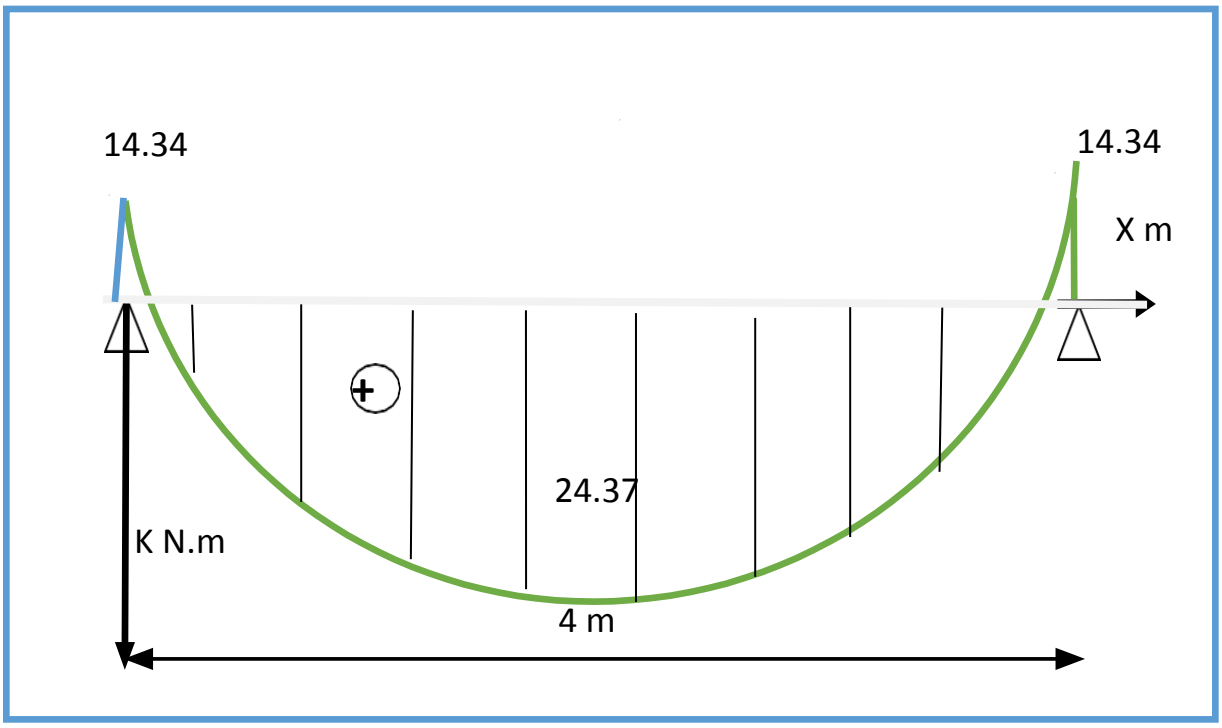


Figure 3-28: Schéma statique à l'E.L.U

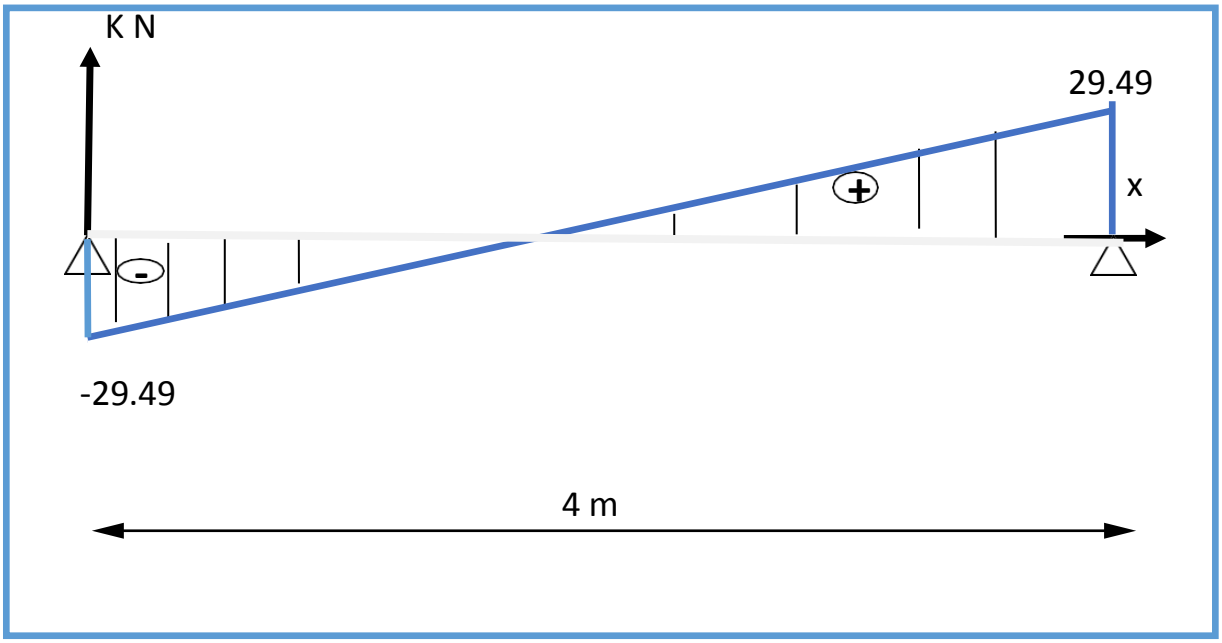


Figure 3-29 : Schéma statique à l'E.L.U

III.6.6.B. A l'E.L.S :

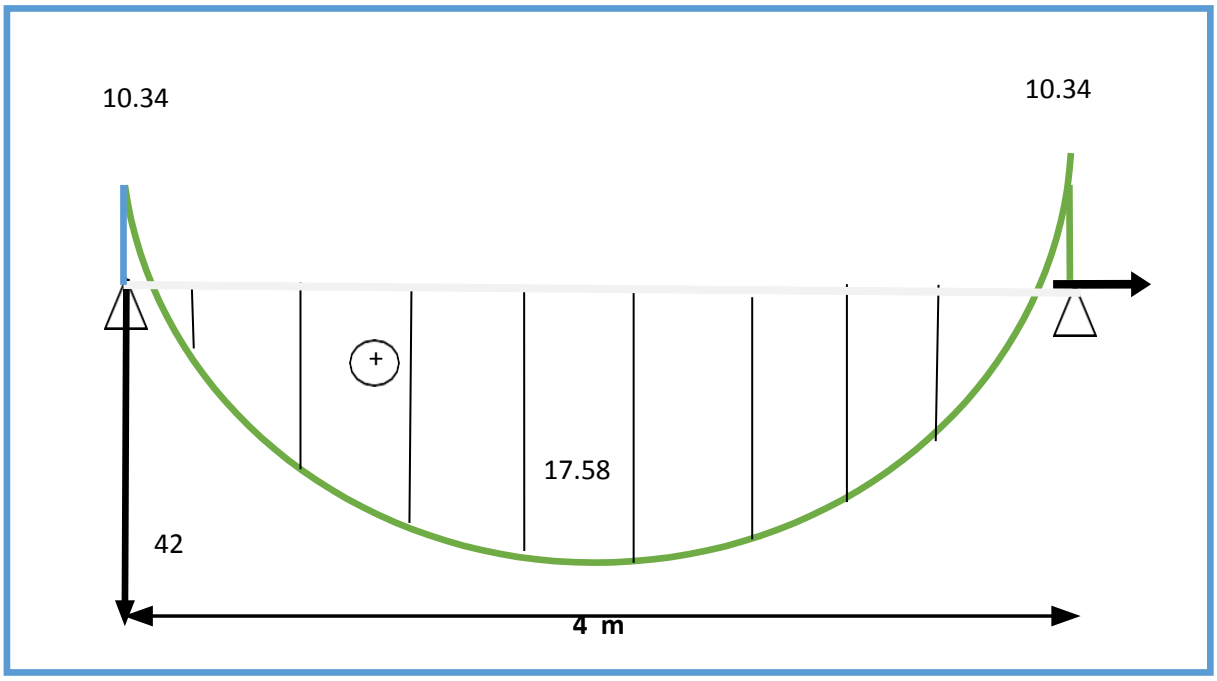


Figure 3-30 : Schéma statique à l'E.L.S

III.6.7. Ferraillage des escaliers a ELU et vérification à L'ELS :

Tableau 3-43 : 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= 15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

III.6.7.A Les armatures longitudinale :

❖ **En travée :**

Tableau 3-44Calcul des sections d'acier de l'escalier a ELU et vérification a l'ELS

calcule de ferraillage En travée a ELU et vérification à l'ELS					
ELU	**ϭbMpa**	14,2	ELS	**Au cm²**	6,78
	ϭsMpa	348		**Y1 cm**	4,13
	u	0,110		**IG cm4**	9472,95
	u1	0,392		**K1 N/mm3**	0,19
	u<u1	A'=0		**ϭbMpa**	7,66
	ß	0,942		**ϭsMpa**	233,09
	A cm²	5,95		**ϭbadmMpa**	15,00
	A choisir cm²	6HA12		**ϭb ≤ϭbadm**	cv
	A choisir cm²	6,78			
	Amin=b*h/1000	1,5		**Af cm²**	6,78
	A> A_{min}	cv			

❖ **en appui :**

Tableau 3-45 : Calcul des sections d'acier de l'escalier aux appuisaELU et vérification al'

calcule de ferraillage En appui a ELU et vérification à l'ELS					
ELU	**ϭbMpa**	14,2	**ELS**	**Au (cm²)**	6,78
	ϭsMpa	348		**Y1 (cm)**	4,13
	u	0,065		**IG (cm^4)**	9472,95
	u1	0,392		**K1 (N/mm^3)**	0,11
	u<u1	A'=0		**ϭb(Mpa)**	4,51
	ß	0,966		**ϭs(Mpa**	137,11
	A cm²	3,41		**[ϭb]adm(Mpa**	15,00
	A choisir cm²	6HA12		**ϭb ≤ϭbadm**	cv
	A choisir cm²	6,78			
	Amin =b*h/1000	1,5		**Af cm²**	6,78
	A> A_{min}	cv			

III.6.7.B. Les armatures de répartition en travée :

Tableau 3-46 : Les armatures de répartition

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
Arep ≥A/4	1,695
Arep choisie cm²	5HA10=3,92
Qrep<Ql(mm)	10

III.6.7.C. Vérification de l'espacement en travée :

❖ **armature longitudinal**

Tableau 3-47: Vérification de l'espacementarmature longitudinale

L'espacement des Armatures longitudinale:							
n de bar	6	St (cm)=b/(n-1)	20	st min≤st	cv	st≤st max	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max =Min(33cm;3h)	33				
St min (cm)	2,5						

❖ **Armatures de répartitions**

Tableau 3-48 : Vérification de l'espacementdes armatures de

espacement des armatures de répartition					
nombre barre rep	5	st≥st min	cv	st≤st max	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max (cm)	33				
St min (cm)	2,5				

III.6.7.D. Les armatures de répartition aux appuis :

Tableau 3-49 : Les armatures de répartition aux appuis

Armatures de répartitions	
Al cm²	6,78
Arep ≥A/4	1,695
Arep choisie (cm²)	5HA10=3,92
Qrep<Ql(mm)	10

III.6.7.E. Vérification de l'espacement aux appuis :

❖ **armature longitudinal**

Tableau 3-50 : Vérification de l'espacementdes armatures

L'espacement :							
n de bar	6	St cm=b/(n-1)	25	**st min≤st**	cv	**St≤st max**	cv
b (cm)	100						
h (cm)	15	St max= Min(33 cm;3h)	33				
St min (cm)	2,5						

❖ **Armatures de répartitions :**

Tableau 3-51 : Vérification de l'espacementArmatures de

espacement des armatures de répartition					
nombre barre rep	5	**St≥st min**	cv	**St≤st max**	cv
St rep=b/(n-1)	25				
St max cm	33				
St min cm	2,5				

III.6.7.F. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{29.49\times10^3}{1000\times125} = 0.24\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.291MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \qquad (c.v)$$

III.6.8. Vérification de la flèche :

III.6.8.1 Vérification préliminaire de la flèche :

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

Tableau 3-52 :Vérification préliminaire de la flèche :

Vérification des flèches					
L (cm)	400	h/L	0,0375	h/L>Mt/20,M0	cnv
h (cm)	15				
Mt ser (KN.m)	17,58	Mt/(20,M0)	0,0425		
Mxser(KN.m)	20,68				
A (cm²)	6,78	A/b,d	0,0054	A/b,d≤2/fe	cnv
b (cm)	100				
d (cm)	12,5				
fe(Mpa)	400	2/fe	0,0050		

NB ;Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

III.6.8.2Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93) :

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$ $: \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \ge 5m \end{cases}$

- **pour les flèches aux charges instantanées:**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

- ✓ $E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$
- ✓ $\mathrm{I}_{fi} = 1.1\dfrac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_i \mu}$
- ✓ $\lambda_i = \dfrac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2+3\dfrac{b_0}{b}\right)}$
- ✓ $\rho = \dfrac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$
- ✓ $\mu = Max\left[1-\dfrac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$

❖ **pour les flèches aux charges de longues durées:**

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

- ✓ $E_v = \dfrac{1}{3}E_i$
- ✓ $\mathrm{I}_{fv} = 1.1\dfrac{\mathrm{I}_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \dfrac{2}{5}\lambda i$

❖ **Détermination de l'axe neutre:**

$$\mathrm{Y_G} = \frac{\dfrac{\mathrm{b.h}^2}{2} + 15\mathrm{A.d}}{\mathrm{b.h} + 15} = 8.26\,\mathrm{cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^{2}{}^{4}$$

Tableau 3-53:Vérification de la flèche de l'escalier

L m	ß1	L cm	h cm	d cm	c cm	A travée	b cm	ftjMpa
4,00	0,86	400	15	12,5	2,5	6,78	100	2,1
Mser	**y cm**	**i0 cm4**	**σsMpa**	**ρ1**	**u**	**λi**	**λv**	**ifi cm4**
17,58	8,26	30826,64	241,21	0,01	0,50	3,87	1,55	11567,47
ifv(cm4)	**Ei(Mpa)**	**Ev (Mpa)**	**fi (mm)**	**fv(mm)**	**Δf(cm)**	**Δf(mm)**	**f baar(mm)**	**Δf<fbarr**
19129,97	32164,20	10721,40	7,56	13,71	0,62	6,15	8,0	cv

III.7. Calcul de la poutre palière :

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

III.7.1 Pre- dimensionnement :

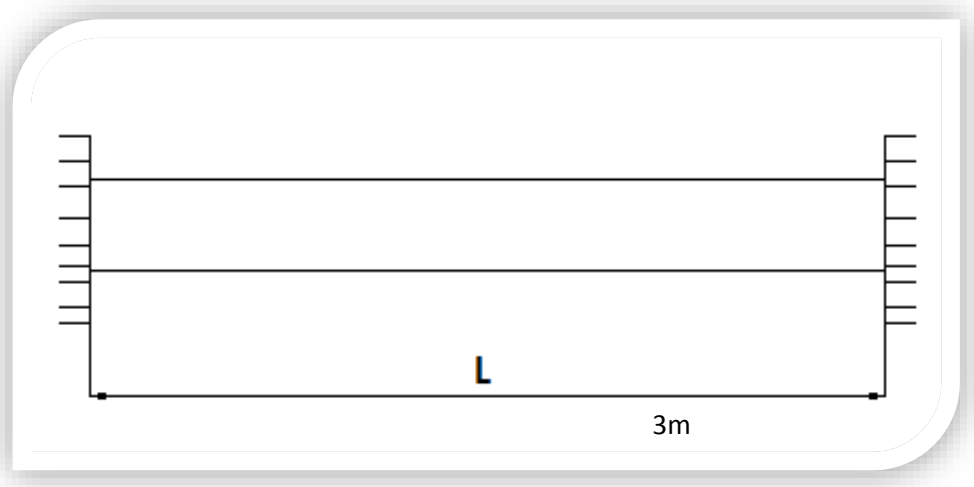


Figure 3-31: Dimensionnement de la poutre palière

- 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 poutre palière est donné par les formules empiriquessuivantes:

- (porter max)/15 ≤ h ≤ (porter max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1.5+b

Tableau 3-54 :pré-dimensionnement de la poutre palière

	poutres palière		
Critère de résistance	L (m)=		3
	L/15=		0,2
	L/10=		0,3
	L/15≤h≤L/10		30
	0,3h≤b≤0,7h		30
Vérification selon le RPA 99	h≥30 cm		CV
	b≥20 cm		CV
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	h/L	0,1	CV
Conclusion	**h cm**		30
	b cm		30

III.7.3Evaluation des charges :

Pp : Poids propre de la poutre =ρb*s (KN/m)

Ru Rs : Réaction d'escalier :(KN)

Poids du demi-mur Pm =hm*pv (KN/m)

Pu=1.35 (Pp+ Pm) +Ru(KN/m)

Ps = (Pp+ Pm+Rs) (KN/m)

Tableau 3-55 : Evaluation des chargesà l'ELU et ELS

<table>
<tr><th colspan="8">Evaluation des charges</th></tr>
<tr><td>L (m)</td><td colspan="3">3</td><td rowspan="9">Pu KN/m</td><td rowspan="9">33,44</td><td rowspan="9">Ps KN/m</td><td rowspan="9">24,21</td><td rowspan="9">M0ser</td><td rowspan="9">27,24</td></tr>
<tr><td>b (cm)</td><td>30</td><td rowspan="3">Pp KN/m</td><td rowspan="3">2,25</td></tr>
<tr><td>h (cm)</td><td>30</td></tr>
<tr><td>8b</td><td>25</td></tr>
<tr><td>Ru (KN)</td><td colspan="3">25,98</td></tr>
<tr><td>Rs (KN)</td><td colspan="3">18,69</td></tr>
<tr><td>h mur (m)</td><td>1,3</td><td rowspan="2">Pm (KN)</td><td rowspan="2">3,28</td></tr>
<tr><td>G mur (KN/m²)</td><td>2,52</td></tr>
</table>

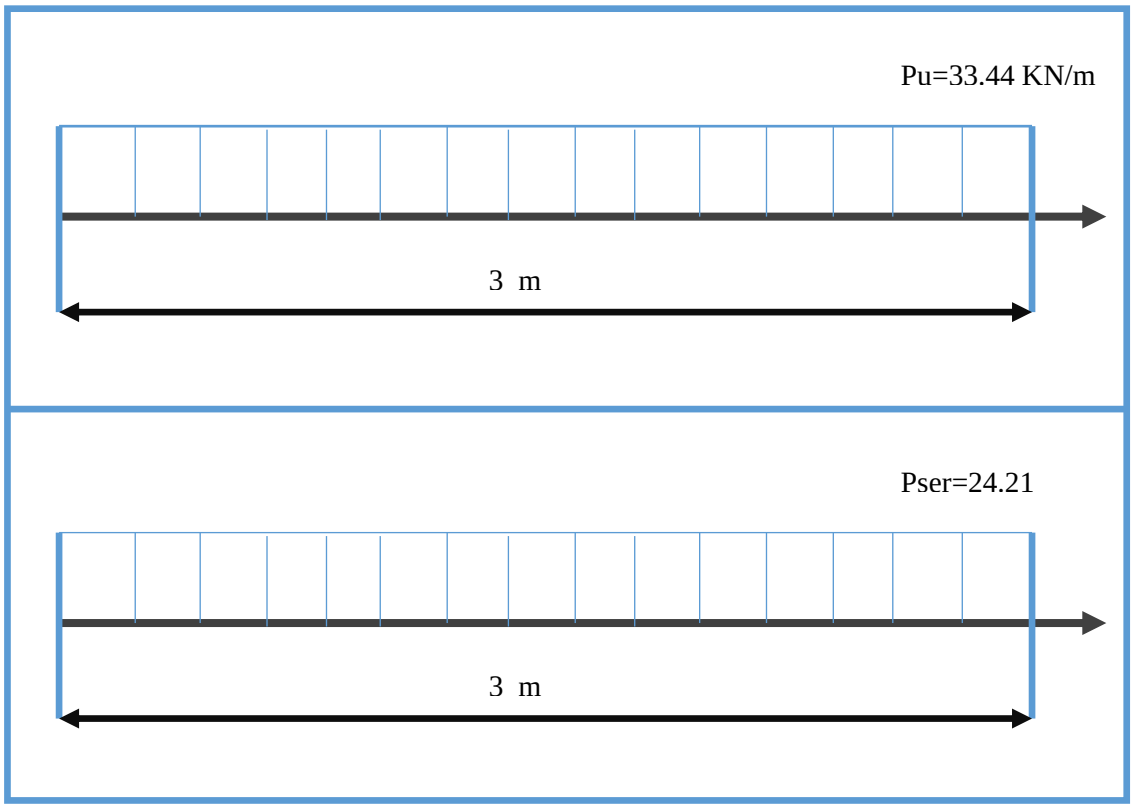


Tableau 3-32 : chargement de la poutre palière

III.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

RA=RB=P.L/2

M appui=P.L²/12

M travées =P.L²/24 Les efforts agissants sur une poutre palière

Tableau 3-56 : Les efforts agissants sur une poutre palière

	Moment en travée (KN.m)	Moment à l'appui (KN.m)	RA=RB (KN)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	12,54	25,08	50,16	50,16
E.L.S	9,08	18,16	36,32	

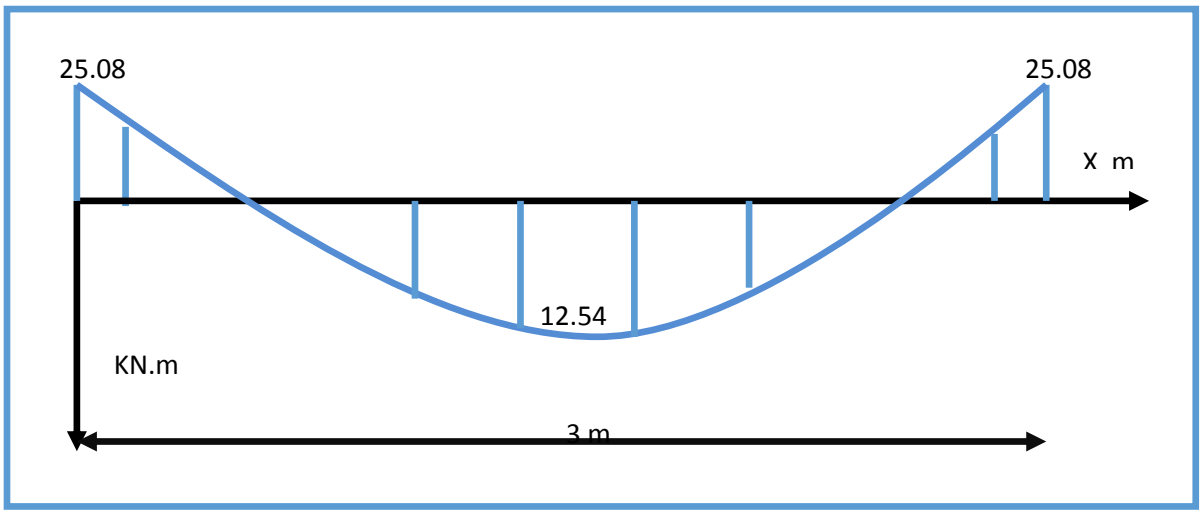


figure3-33digramme des moments fléchissant a ELU

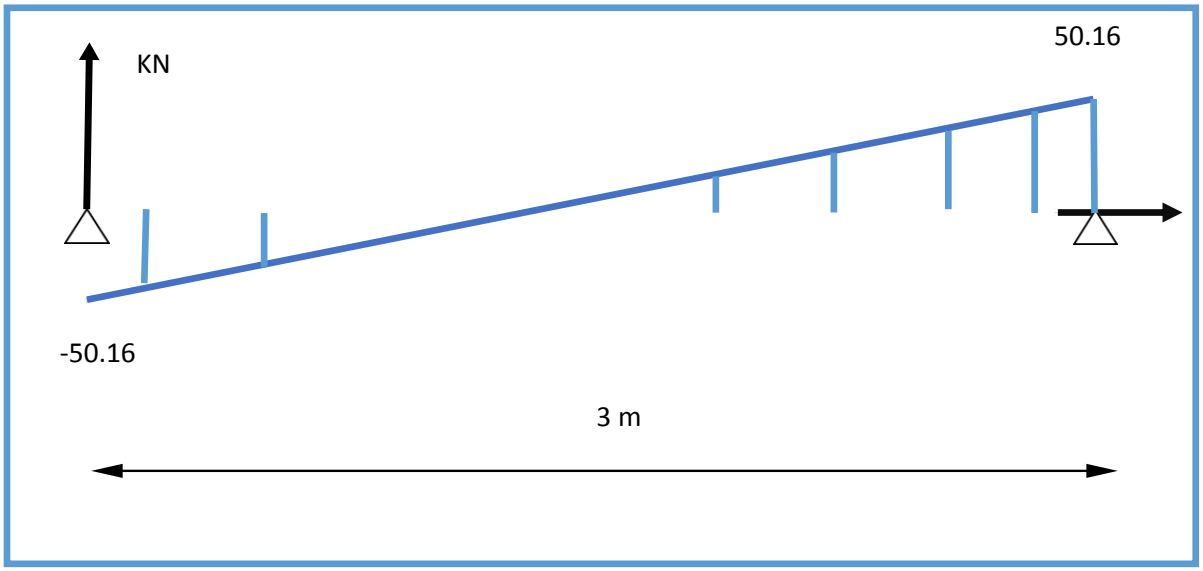


figure3-34 digramme des efforts tranchants a ELU

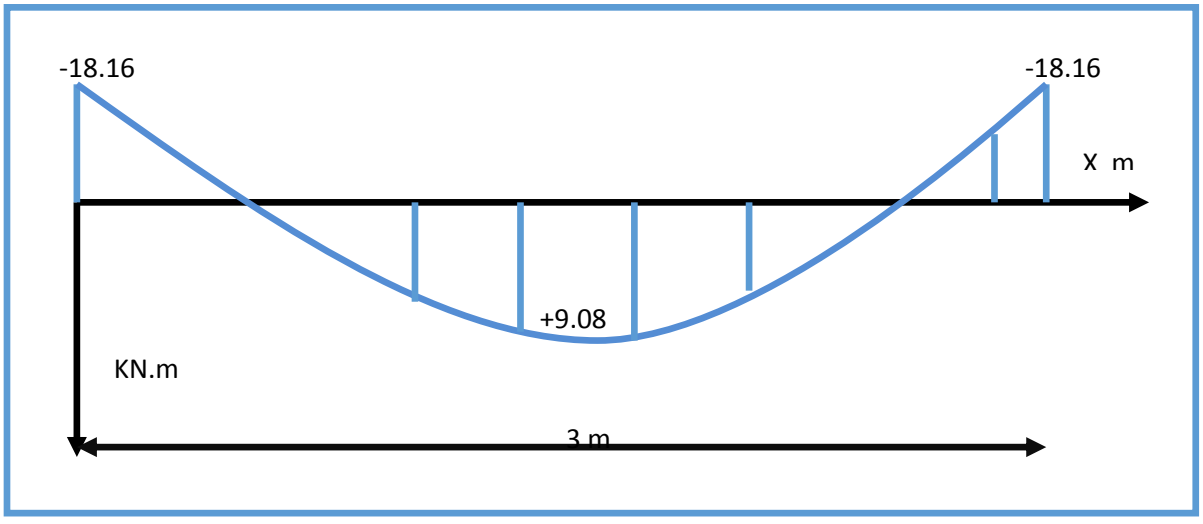


figure3-35digramme des moments fléchissant a ELS

III.7.5. Ferraillage de la poutre palière :

III.7.5. 1.Armatures longitudinale :

Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple.

Tableau 3-57 : Les efforts agissants sur la poutre paliere

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= 15cm	d=12.5cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

❖ **En travée :**

Tableau 3-58 : Calcul des sections d'acier en travée

En travée					
ELU	**ϭbMpa**	14,2	ELS	**Au cm²**	3,39
	ϭsMpa	348		**Y1 cm**	8,11
	u	0,039		**IG cm4**	24452,30
	u1	0,392		**K1 N/mm3**	0,04
	u<u1	A'=0		**ϭbMpa**	3,01
	ß	0,98		**ϭsMpa**	108,01
	A cm²	1,34		**ϭbadmMpa**	15,00
	A choisir cm²	3HA12		**ϭb ≤ϭbadm**	cv
	A choisir cm²	3,39			
	Amin=b*h/1000	0,9		**Af cm²**	3,39
	A> A_{min}	cv			

En appui :

Tableau 3-59 : Calcul des sections d'acier de en appui

En appui :					
ELU	σbMpa	14.2	ELS	Au cm²	3.39
	σsMpa	348		Y1 cm	4.80
	u	0.078		IG cm4	29888.89
	u1	0.392		K1 N/mm3	0.06
	u<u1	A'=0		σbMpa	2.92
	ß	0.959		σsMpa	206.83
	A cm²	2.73		σbadmMpa	15.00
	A choisir cm²	3HA12		σb ≤σbadm	cv
	A choisir cm²	3.39			
	Amin=b*h/1000	3		Af cm²	3.39
	A> A_{min}	cv			

Vérification des armatures longitudinale selon [RPA99 v2003] :

- Amin=0.5%b×h
- Amax=4%b×h (zonecourante).
- Amax=6%b×h (zone derecouvrement

A Choi ZN =6HA12=6.78 cm²≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

A Choi ZC =6HA12=6.78 cm² ≥ Amin =0.5X30X30/100=4.5cm² C.V

III.7.5. 2. Armatures transversal :

III.7.5.2. a. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 0{,}18\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0{,}18\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$$

Tableau 3-60: Vérification de l'effort tranchant

Vérification d'effort tranchant :			
T max (KN)	50,16	τu<τu barre	cv
τuMpa	0,18		
τu barre	3,33		

III.7.5.2. b.Diamètre d'armatures transversales :

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

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

Tableau 3-61: chois de diamètre des armatures transversale Qt

chois de diamètre des armatures transversalesQt	
QL cm	12
Qt≤ $\text{Min}\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l = 12\right]$ **mm**	8,57
Qt chois (mm)	8

III.7.5.2. c.Espacement d'armatures transversales :

$S_t \leq [h/4; 12Ø_l ; 30] = 7.5$ cm en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 20$cm en zone courante

$$S_t \leq \overline{S}_t = \text{Min}[0.9d;40\text{cm}] = 24.75cm$$

III.7.5.2. d.Vérif. de Section minimale d'armature transversal selon [RPA2003]:

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5024\text{cm}^2$$ $A_t = a_t.n_t = 2$ cm2 ; $n_t = 4$.

Zone nodale $A_{min} = 0.003 * st * Atcm^2$

Zone courante $A_{min} = 0.003 * st * Atcm^2$

Tableau 3-62 : espacement des armatures transversales st

armature transversales						
(zone nodale)	at(mm²)	50,24	At. min (cm²)	0,72	At. ≤ At. min	cv
	nt	4				
	At(mm²)	200,96	At.Choi(cm²)	2,01		
	At(cm²)	2,01				
(zone courante)	at(mm²)	50,24	At min (cm²)	1,35	At ≤ At min	cv
	nt	4				
	At(mm²)	200,96	Atchoi(cm²)	2,01		
	At(cm²)	2,01				

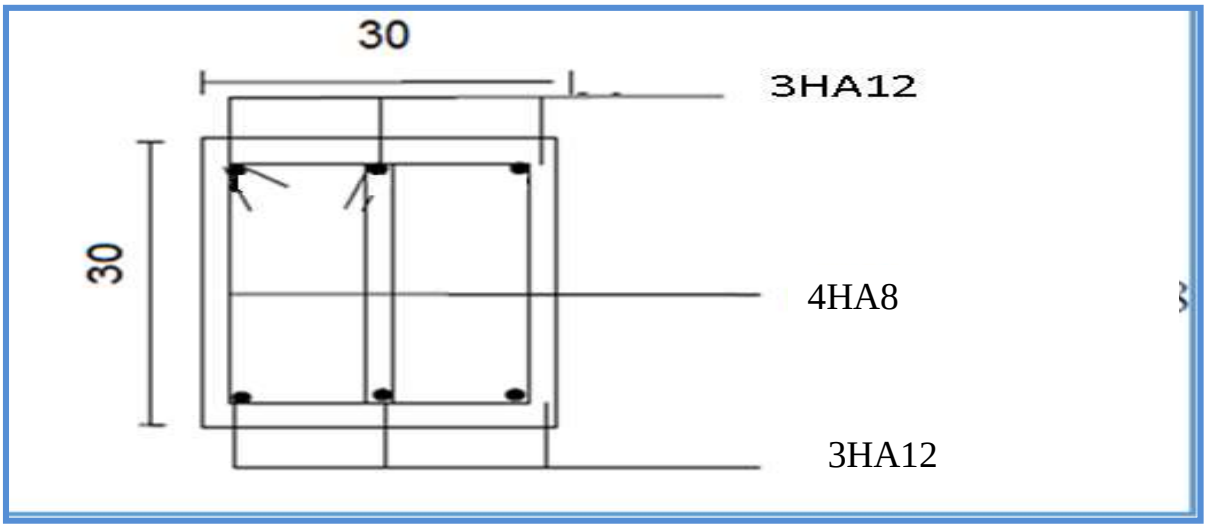


figure3-36ferraillage de poutre palière

III.7.6. Vérification de la flèche:

III.7.6. a. Vérification préliminaire des flèches :

Tableau 3-63 : Vérification préliminaire des flèches

Vérification préliminaire des flèches					
L (cm)	300	**h/L**	0,1	**h/L>Mt/10, M0**	cv
h (cm)	30				
Mt ser	9,08	**Mt/(10,M0)**	0,033		
M0 ser	27,24				
A (cm²)	3,39	**A/b,d**	0,0041	**A/b,d≤4,2/fe**	cv
b (cm)	30				
d (cm)	27,5				
fe(Mpa)	400	**4,2/fe**	0,0105		

Conclusion : Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

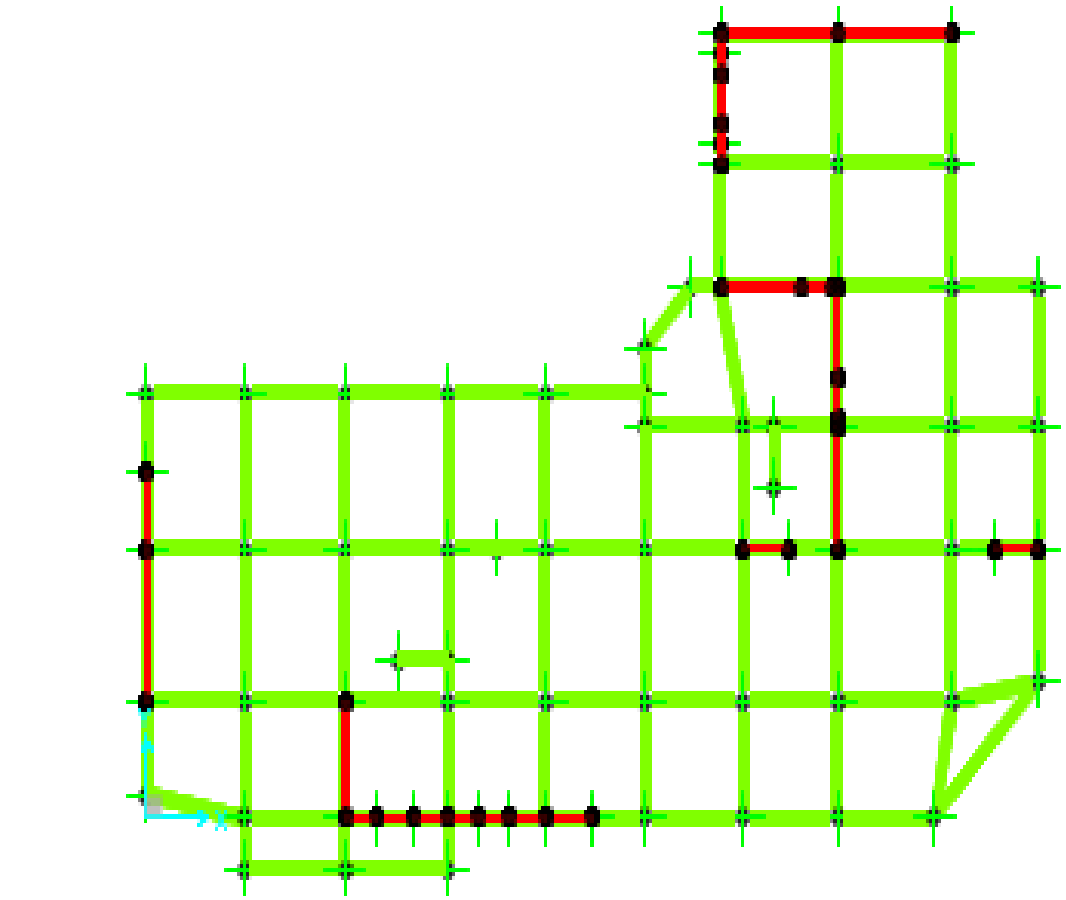
IV.2.1 Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).
Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi*Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi*Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- 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.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.



VOILE

Figure 4-2 : disposition des voiles au RDC

Tableau 4-1 : Calcule de centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
3.4	5467.87	89558.39	39510.89	16.379	7.226
6.46	5202.69	84777.91	37724.74	16.295	7.251
9.52	5240.04	85093.09	37948.40	16.239	7.242
12.58	5180.58	84256.96	37569.57	16.264	7.252
15.64	5137.98	83461.36	37229.81	16.244	7.246
18.7	5137.98	83461.36	37229.81	16.244	7.246
21.76	5099.26	82965.09	37005.38	16.27	7.257
24.82	3986.87	65033.82	28490.17	16.312	7.146

IV.2.2. Centre de rigidité :

Le centre de rigidité T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant 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 :

$$XR = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YR = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de

Contreventement (poteau, voile).

- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de rigidité d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
- Pour les poteaux :
- $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

pour les voiles : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

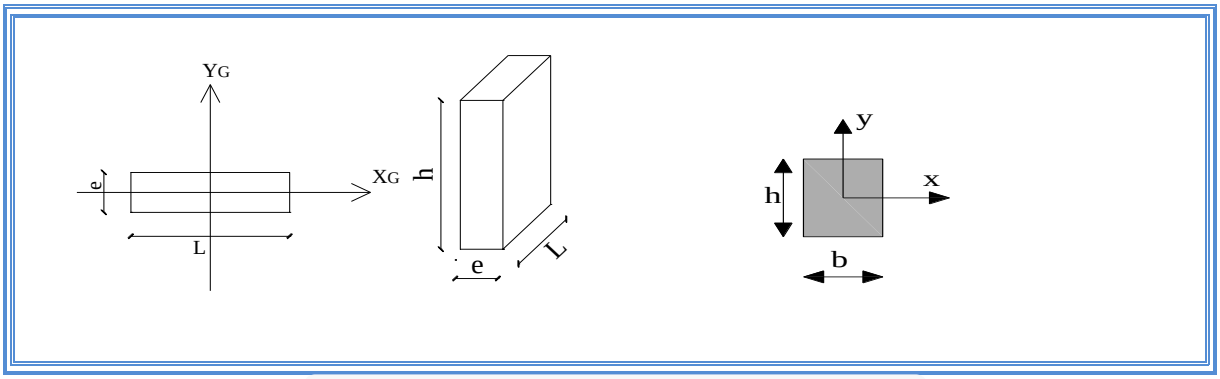


Figure 4-4 : dimension des voiles et poteaux

Tableau 4-2 : Calcule de centre de rigidité

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	X_R(m)	Y_R(m)
3.4	1.11E+07	1.35E+07	20.831	10.324
6.46	8.99E+06	6.62E+06	23.245	11.605
9.52	2.99E+07	2.32E+07	18.466	11.937
12.58	9.23E+06	9.66E+05	19.138	12.044
15.64	1.39E+07	5.58E+05	18.474	11.987
18.7	3.43E+06	4.00E+05	18.685	12.24
21.76	2.30E+06	2.93E+05	18.712	12.531
24.82	1.71E+06	2.49E+05	18.434	12.729

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 :

$$e_x = |X_T - X_G| \qquad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau 4-3 : Calcule d'excentricité théorique

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	X_G	X_r	Ex = |XR-XG| (m)	Y_G	Y_r	Ey = |YR-YG| (m)
3.4	16.37	20.83	4.452	7.226	10.32	3.09
6.46	16.29	23.24	6.95	7.251	11.60	4.35
9.52	16.23	18.46	12.22	7.242	11.93	4.69
12.58	16.26	19.13	2.87	7.252	12.04	4.79
15.64	16.24	18.47	2.23	7.246	11.98	4.74
18.7	16.24	18.68	2.44	7.246	12.24	4.99
21.76	16.27	18.71	2.44	7.257	12.531	5.27
24.82	16.31	18.43	2.12	7.146	12.729	5.58

IV.2. 3.B. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7.2a]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 4-4 : Calcule d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
3.4	29.1	20.43	1.455	1.0215
6.46	29.1	20.43	1.455	1.0215
9.52	29.1	20.43	1.455	1.0215
12.58	29.1	20.43	1.455	1.0215
15.64	29.1	20.43	1.455	1.0215
18.7	29.1	20.43	1.455	1.0215
21.76	29.1	20.43	1.455	1.0215
24.82	29.1	20.43	1.455	1.0215

IV.2. 3.C. Effets de la rigidité 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 ± 0.05 L,
(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau 4-5 : Calcule d'excentricité totale

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{x\ Théo}$ (cm)	$E_{x\ ACC}$ (cm)	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$ (cm)	$E_{y\ ACC}$ (cm)	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
3.4	4.452	1.455	2.997	3.098	1.0215	2.0765
6.46	6.95	1.455	5.495	4.354	1.0215	3.3325
9.52	2.227	1.455	0.772	4.695	1.0215	3.6735
12.58	2.874	1.455	1.419	4.792	1.0215	3.7705
15.64	2.23	1.455	0.775	4.741	1.0215	3.7195
18.7	2.441	1.455	0.986	4.994	1.0215	3.9725
21.76	2.442	1.455	0.987	5.274	1.0215	4.2525
24.82	2.122	1.455	0.667	5.583	1.0215	4.5615

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes:

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la forme est irrégulière, group d'usage 2, zone sismique III et la hauteur est 24.82 m dépassant le 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier le calcul, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'sap 2000 v19'.

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. 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 structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap 2000 v19 est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\right)(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ \text{s}\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ \text{s}\end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPAversion992003 : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement :R=3.5 [RPAversion 992003 : Tab.4.3]

d. facteur de qualité Q : [RPAversion992003 : 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 :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q de la structure

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0.05
4	Régularité 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

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_X = 1 + 0{,}05 = 1.05$

$Q_Y = 1 + 0{,}05 = 1.05$

e. périodes caractéristiques **:** [RPAversion992003 : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}40\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3}$$

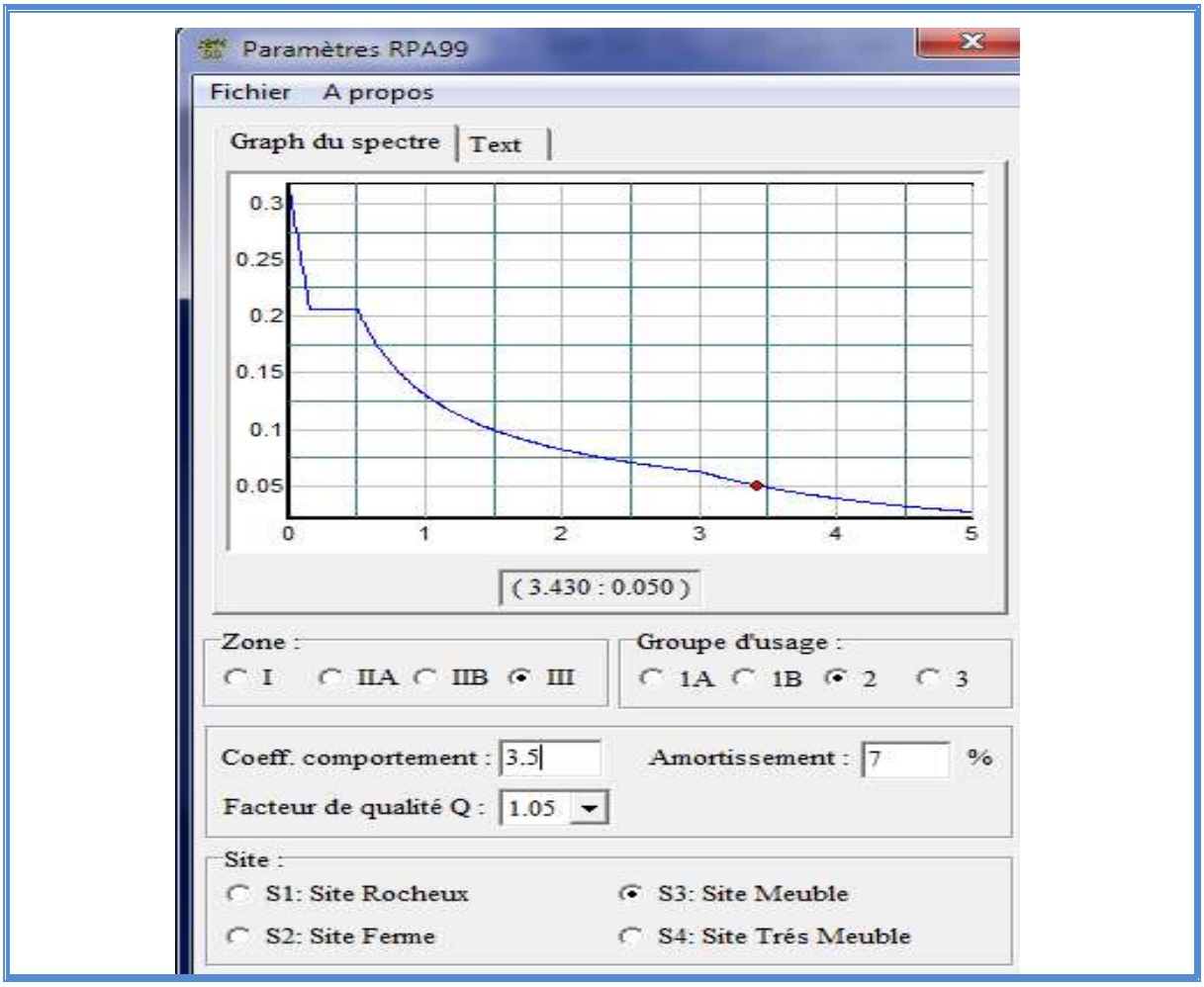


Figure 4-5 : Spectre de réponse

Observation :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de20% des sollicitations dues aux charges verticale, donc le système choisis est un système de contreventement (voiles porteurs) avec justification d'interactions quia une valeur de coefficient de comportement(**R=3.5**) pour les dimensionnement de poteaux préliminaire.

f. Justification du coefficient de comportement R

- **Suivant X :**

Tableau 4:7- Justification du coefficient de comportement R suivante x

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7	4097.806	3285.022	812.784	1415.945	577.316	838.629
6	9018.625	7007.653	2010.972	2419.917	528.376	1891.541
5	14011.362	10788.017	3223.345	3383.027	578.83	2804.191
4	19026.861	14613.336	4413.525	4183.939	588.915	3595.024
3	24182.210	18608.475	5573.735	4891.678	621.475	4270.203
2	29150.656	22421.767	6728.889	5414.831	538.371	4876.460
1	34281.869	26268.567	8013.302	5765.520	460.321	5305.199
RDC	39238.054	30513.464	8724.590	5686.062	299.095	5386.967

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4: 8- Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7	100 %	80.165 %	19.835 %	100 %	40.772 %	59.228 %
6	100 %	77.702 %	22.298 %	100 %	21.834 %	78.166 %
5	100 %	76.995 %	23.005 %	100 %	17.110 %	82.890 %
4	100 %	76.804 %	23.196 %	100 %	14.076 %	85.924 %
3	100 %	76.951 %	23.049 %	100 %	12.705 %	87.295 %
2	100 %	76.917 %	23.083 %	100 %	9.943 %	90.057 %
1	100 %	76.625 %	23.375 %	100 %	7.984 %	92.016 %
RDC	100 %	77.765 %	22.235 %	100 %	5.260 %	94.740 %

1. **Suivant Y :**

Tableau 4: 9- Justification du coefficient de comportement R suivante y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
niveau	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux(kN)	Nz /V (kN)	Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
7	4154.730	3285.022	869.708	1699.128	728.576	970.552
6	8926.185	7007.653	1918.532	2719.101	726.682	1992.419
5	13831.681	10788.017	3043.664	3863.762	801.559	3062.203
4	18785.134	14613.336	4171.798	4829.751	839.025	3990.726
3	23864.796	18608.475	5256.321	5652.903	850.700	4802.203
2	28780.872	22421.767	6359.105	6191.284	769.780	5421.504
1	33604.484	26268.567	7335.917	6385.001	621.740	5763.261
RDC	38788.603	30513.464	8275.139	6196.947	355.617	5841.330

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4:10. Justification du coefficient de comportement R suivante y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
7	100 %	79.06 %	20.933 %	100 %	42.879 %	57.121 %
6	100 %	78.50%	21.493 %	100 %	26.725 %	73.275 %
5	100 %	77.99 %	22.005 %	100 %	20.746 %	79.254 %
4	100 %	77.79 %	22.208 %	100 %	17.372 %	82.628 %
3	100 %	77.97 %	22.025 %	100 %	15.049 %	84.951 %
2	100 %	77.90 %	22.095 %	100 %	12.433 %	87.567 %
1	100 %	78.17 %	21.830 %	100 %	9.738 %	90.262 %
RDC	100 %	78.66%	21.334 %	100 %	5.739 %	94.261 %

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- 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

IV.4.1. Vérification de comportement :

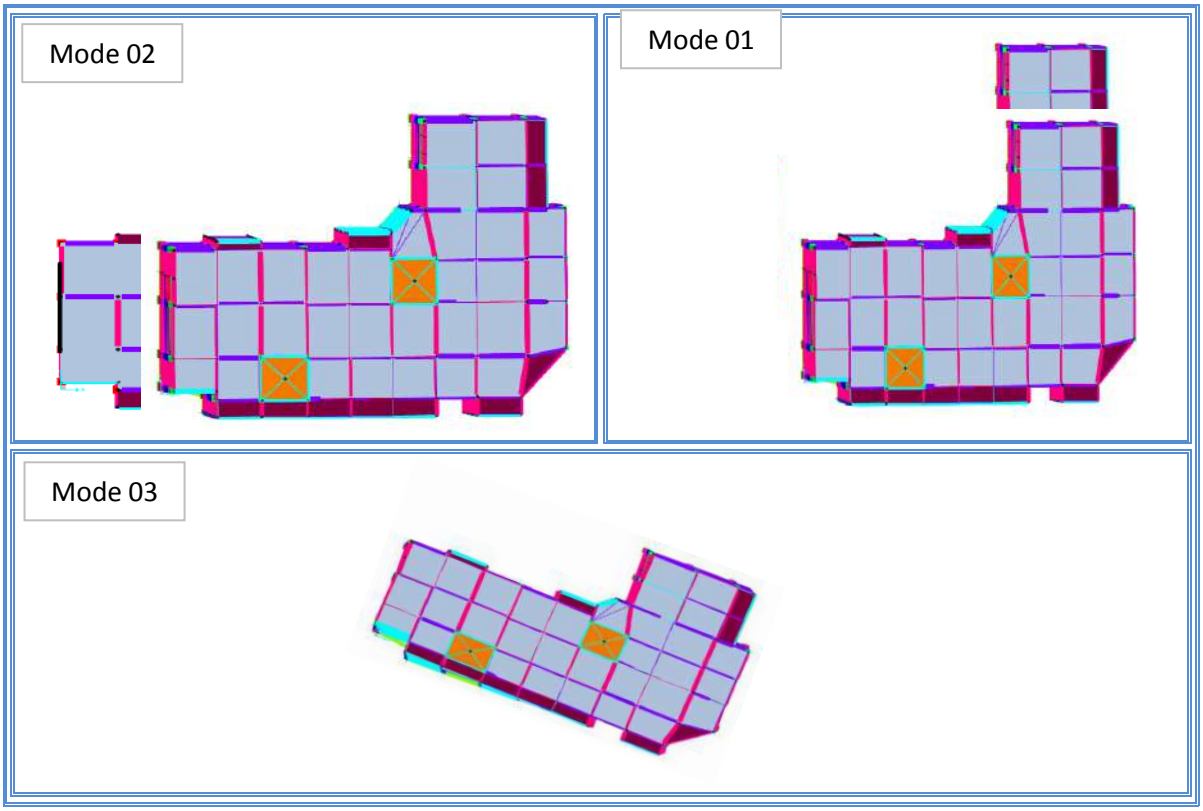


Figure 4-6 : Le comportement des trois premiers modes pour le Bloc

Tableau 4-11 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant y	translation pure suivant x	rotation pure autour 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 RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau 4-12 : Coefficient de participation massique

Step Nam	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Unîtes	Sec	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes	Unîtes
1	0.52	0.493%	67.95%	0.49%	67.95%	2.34%	2.34%
2	0.44	68.849%	0.58%	69.34%	68.53%	0.152%	2.50%
3	0.37	0.157%	1.83%	69.49%	70.36%	67.048%	69.54%
4	0.14	0.312%	16.84%	69.81%	87.21%	0.973%	70.52%
5	0.11	17.974%	0.619%	87.786%	87.83%	0.969%	71.49%
6	0.09	0.740%	0.465%	88.526%	88.30%	10.779%	82.27%
7	0.094	0.684%	0.225%	89.21%	88.52%	5.441%	87.71%
8	0.093	0.103%	0.032%	89.31%	88.556%	1.266%	88.97%
9	0.092	0.002%	0.044%	89.31%	88.601%	0.296%	89.27%
10	0.086	0.020%	0.021%	89.33%	88.622%	0.226%	89.49%
11	0.085	0.001%	0.001%	89.336%	88.623%	0.002%	89.50%
12	0.083	0.016%	0.002%	89.352%	88.625%	0.057%	89.55%
13	0.082	0.000%	0.004%	89.353%	88.629%	0.034%	89.59%
14	0.080	0.008%	0.001%	89.360%	88.630%	0.004%	89.59%
15	0.078	0.005%	0.044%	89.365%	88.674%	0.004%	89.59%
16	0.076	0.005%	0.006%	89.370%	88.680%	0.000%	89.599%
17	0.074	0.095%	5.086%	89.464%	93.766%	0.308%	89.908%
18	0.073	0.001%	0.188%	89.466%	93.954%	0.021%	89.929%
19	0.072	0.002%	0.024%	90.210%	93.978%	0.006%	89.934%

- **Le mode retenue K≥3 $\sqrt{n}$ [RPA99 v 2003. Art 4-3-4]**

K ≥ 3 $\sqrt{8}$ =8.45 on adopte K=10 avec T_{10}=0.086 s <0.2 s C.V

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de sap2000 v19 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN/\sqrt{D}$$

- 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 (N)

Tx=0.41
Ty=0.49

Tableau 4-13 : vérification des périodes

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.41	0.52	0.611	oui
Y	0.49	0.52	0.637	oui

IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :**

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,25

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx=2.205

Dy=2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.05$

- **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 tableau 4.5

W= 45166.936Kn

Tableau 4-14 : 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)
0.25	2.205	2.205	3.5	1.05	1.05	45166.936	7825.17	7825.17

Tableau 4-15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

sens	V statique (kN)	V dynamique (kN)	Vdy/Vst	$V_{dy}/Vst \geq 0.8$
X	7825.17	6191.02	0.79	CNV
Y	7825.17	5920.20	0.7	CNV

Pour la direction x la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.02$$

Pour la direction y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètre de la réponse dans le rapport 0.8V/Vt.

$$\frac{0.8V}{Vt} = 1.06$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (Ex) et y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient '1.02'et'1.06' respectivement

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$

$$M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

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 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

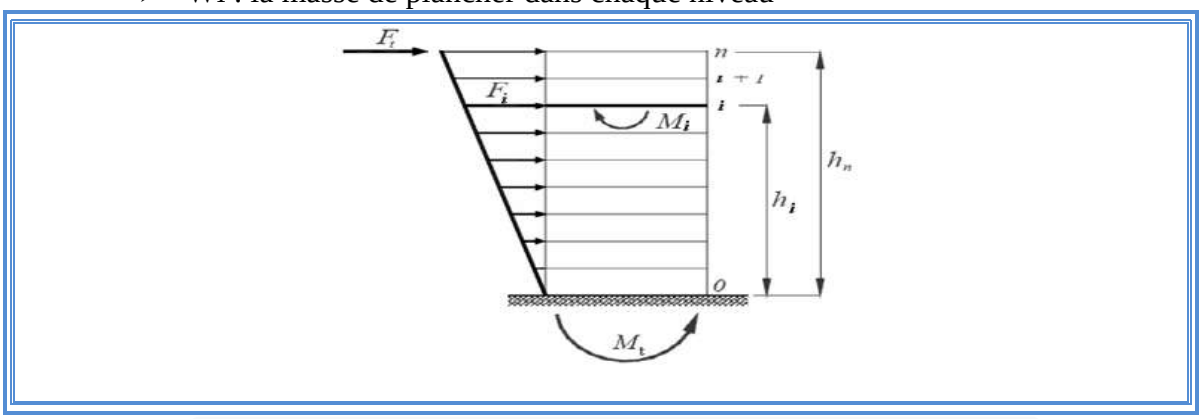


Figure 4-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,41 s → Ft = 0
- TY = 0,49 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_Y - Ft = \alpha_Y.V_Y$$

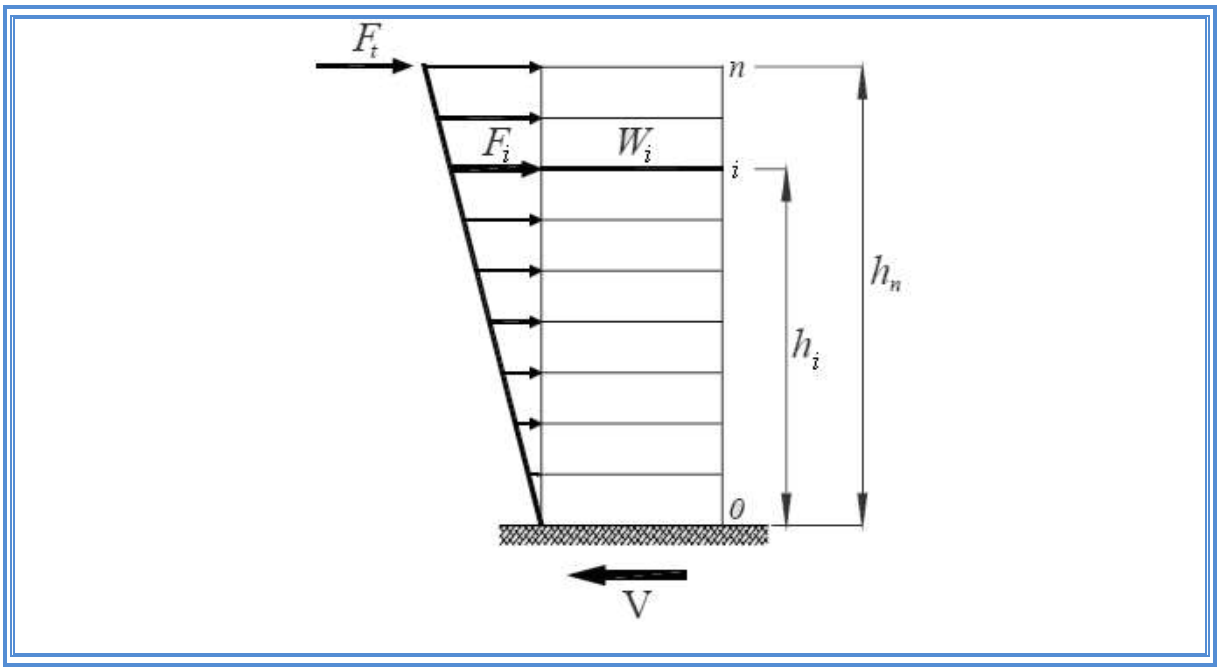


Figure 4-8 : Distribution des forces sismiques

V_X = 6314.84kN

Tableau 4-16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wi. hi (kN.m)	α	V_X	Fix (kN)
24.82	3986.87	98954.11	0.18	6314.84	1128.73
21.76	5099.27	110960.12	0.20	6314.84	1265.68
18.7	5137.98	96080.23	0.17	6314.84	1095.95
15.64	5137.98	80358.01	0.15	6314.84	916.61
12.58	5180.58	65171.7	0.12	6314.84	743.39
9.52	5240.04	49885.18	0.09	6314.84	569.02
6.46	5202.69	33609.38	0.06	6314.84	383.37
3.4	5467.88	18590.79	0.03	6314.84	212.05

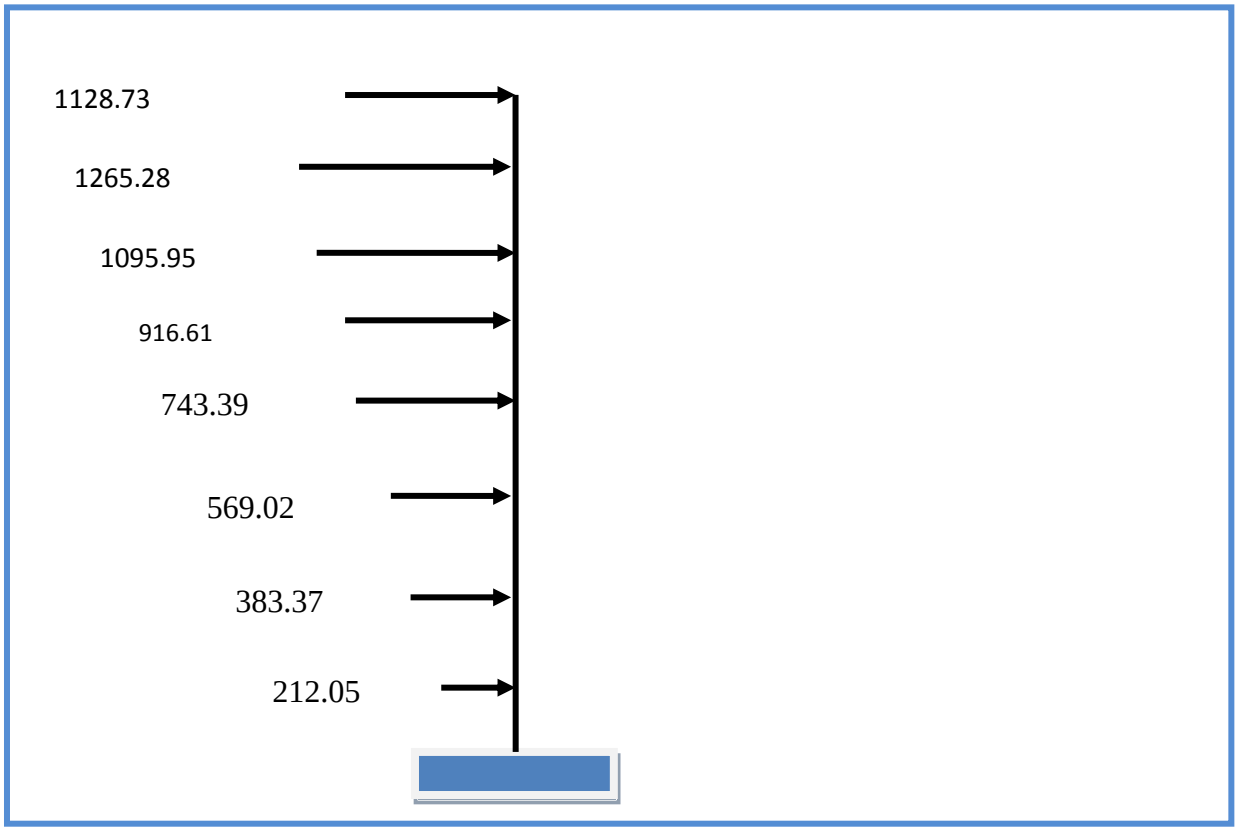


Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 6275.41KN

Tableau 4-17 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	Wi (kN)	Wi. hi (kN.m)	α	Vy	Fiy (kN)
24.82	3986.87	98954.11	0.18	6275.41	1121.69
21.76	5099.27	110960.12	0.20	6276.41	1257.78
18.7	5137.98	96080.23	0.17	6277.41	1089.11
15.64	5137.98	80358.01	0.15	6278.41	910.89
12.58	5180.58	65171.70	0.12	6279.41	738.75
9.52	5240.04	49885.18	0.09	6280.41	565.47
6.46	5202.69	33609.38	0.06	6281.41	380.98
3.4	5467.88	18590.79	0.03	6282.41	210.73

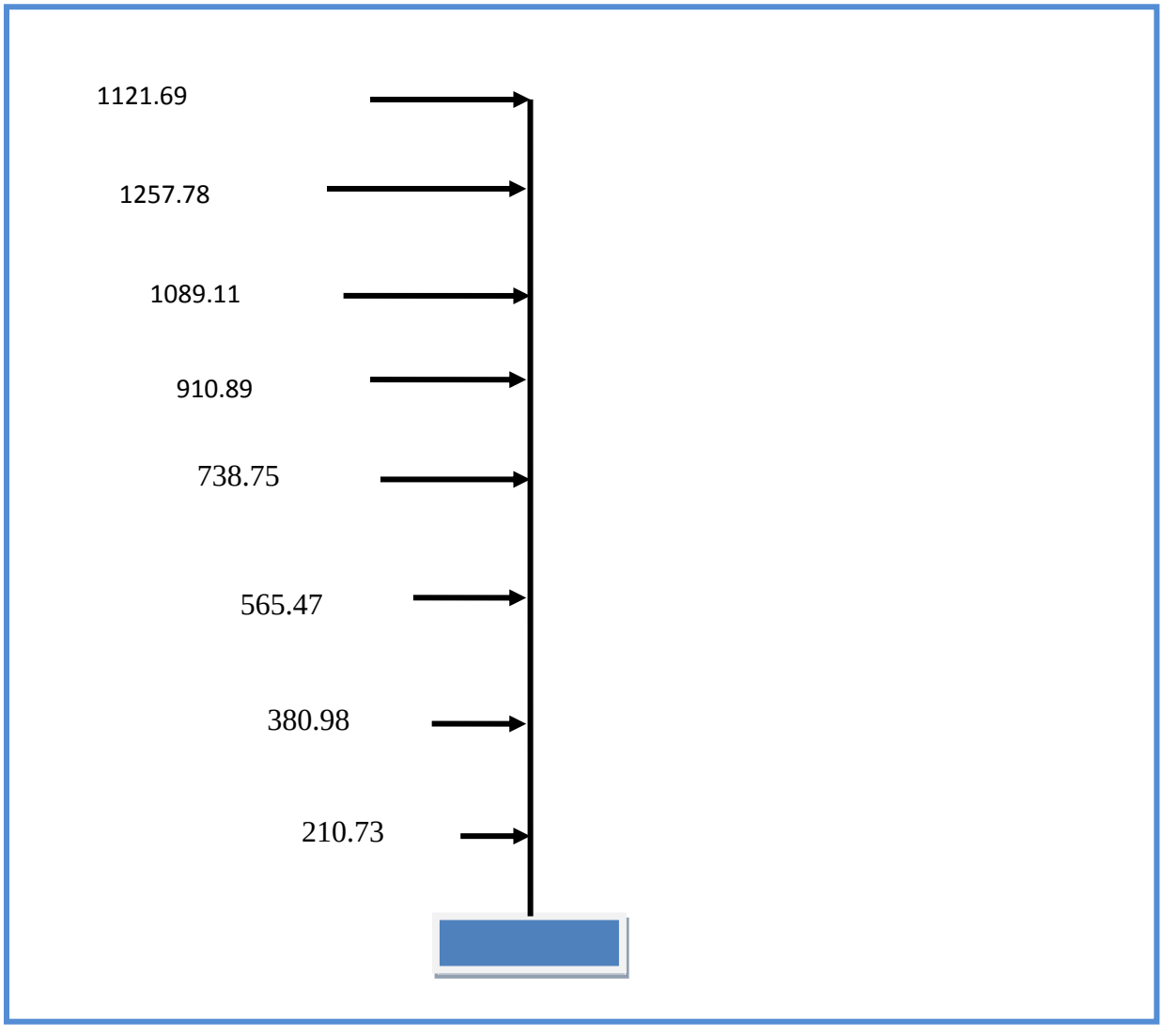


Figure 4-10 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.5.2. Moment de renversement et Moment stabilisant :

Tableau 4-18: : calcul du moment de renversement et calcul du moment stabilisant

hi (m)	Fiy (kN)	Fix (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)	XG (m)	YG (m)	Wi (kN)	Msx	Msy
24.82	1121.69	1128.74	28015.33	27840.35	16.38	7.23	5467.8	39510.8	89558.39
21.76	1257.78	1265.69	27541.41	27369.29	16.38	7.23	5202.7	37594.6	85214.94
18.7	1089.11	1095.96	20494.45	20366.36	16.38	7.23	5240.0	37864.5	85826.7
15.64	910.89	916.62	14335.94	14246.32	16.38	7.23	5180.5	37434.8	84852.7
12.58	738.75	743.39	9351.85	9293.48	16.38	7.23	5137.9	37127.0	84154.9
9.52	565.47	569.02	5417.07	5383.27	16.38	7.23	5137.9	37127.0	84154.9
6.46	380.98	383.37	2476.57	2461.13	16.38	7.23	5099.2	36847.3	83520.9
3.4	210.73	212.06	721.00	716.48	16.38	7.23	3986.87	28809.1	65300.9
∑Mt	108353.62	107676.68	∑Mt	292315.55	662584.60				

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-19 : Vérification de stabilisation

MSx (kN.m)	MSy (kN.m)	Mrx (kN.m)	Mry (kN.m)	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$M_{sy}/Mry \geq 1.5$
292315.55	662584.60	108353.62	107676.68	2.70	6.15	Oui

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la structure est stable suivant des deux directions.

IV.4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \quad \leq 0.10$$

- 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 $0.10<\theta\leq0.20$, 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 $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	Θx	Θx≤0.1
24.82	306	3986.87	1128.73	0.7	0.008	CV
21.76	306	5099.27	1265.68	0.77	0.010	CV
18.7	306	5137.98	1095.95	0.77	0.012	CV
15.64	306	5137.98	916.61	0.73	0.013	CV
12.58	306	5180.58	743.39	0.74	0.017	CV
9.52	306	5240.04	569.02	0.63	0.019	CV
6.46	306	5202.69	383.37	0.52	0.023	CV
3.4	340	5467.88	212.05	0.32	0.024	CV

Tableau 4-21: Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau(m)	h_k (cm)	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{ky}(cm)	Θy	Θy≤0.1
24.82	306	3986.87	1121.69	1.01	0.012	CV
21.76	306	5099.27	1257.78	1.12	0.015	CV
18.7	306	5137.98	1089.11	1.23	0.019	CV
15.64	306	5137.98	910.89	1.22	0.022	CV
12.58	306	5180.58	738.75	1.19	0.027	CV
9.52	306	5240.04	565.47	1.09	0.033	CV
6.46	306	5202.69	380.98	0.84	0.037	CV
3.4	340	5467.88	210.73	0.49	0.037	CV

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.7. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \text{ [RPA: Art 4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X

niveau	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
24.82	24.82	1.48	5.18	0.7	3.06	Ok
21.76	21.76	1.28	4.48	0.77	3.06	Ok
18.7	18.7	1.06	3.71	0.77	3.06	Ok
15.64	15.64	0.84	2.94	0.73	3.06	Ok
12.58	12.58	0.63	2.21	0.74	3.06	Ok
9.52	9.52	0.42	1.47	0.63	3.06	Ok
6.46	6.46	0.24	0.84	0.52	3.06	Ok
3.4	3.4	0.09	0.32	0.32	3.4	Ok

Tableau 4-23 : Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
24.82	24.82	2.34	8.19	1.01	3.06	Ok
21.76	21.76	2.05	7.18	1.12	3.06	Ok
18.7	18.7	1.73	6.06	1.23	3.06	Ok
15.64	15.64	1.38	4.83	1.22	3.06	Ok
12.58	12.58	1.03	3.61	1.19	3.06	Ok
9.52	9.52	0.69	2.42	1.09	3.06	Ok
6.46	6.46	0.38	1.33	0.84	3.06	Ok
3.4	3.4	0.14	0.49	0.49	3.4	Ok

IV.4.8.Vérification de cisaillement des éléments :

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

***a- les poutres* : Selon CBA93►► [Art A.5.1] ◄◄**

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

σ=Min [0.20 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map] =4.34 MPa (fissuration peu nuisible)

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \sigma$

Tableau 4.24: vérification de cisaillement des poutre

	T(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	σ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq \sigma$
PP 30*40	286.356	2.55	G+Q+Edy	4.34	Oui
PS 30*35	172.45	1.77	G+Q+Edx	4.34	Oui

b- les poteaux : Selon CBA93►► [Art A.5.2] ◄◄

$$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$$

Erreur ! Signt non défini. $\tau = \rho_d f_{c28}$ $avec$: $\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0.040 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{Lf}{i} \\ L_f = 0.7 * L_0 \\ i = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \sigma$

Tableau 4.25: Vérification de cisaillement des éléments

	Tx(KN)	Ty(KN)	τ_{max} (MPA)	Sous la combinaison	lf (m)	i (m)	λ	Ꞇ (MPA)	Vérification $\tau_{max} \leq$ Ꞇ
Pot30*30	58.65	54.25	0.71	G+Q+Ey	2.14	0.09	24.73	1.875	Oui
Pot 35*35	77.05	60.55	0.79	G+Q+Ex	2.14	0.10	21.20	1.875	Oui

❖ ***Constatation : Le*** pré dimensionnement des poteaux et des poutres est justifié par le critère de résistance ($\tau max \leq \sigma$). Les sections choisis sont suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

VI.4.9.Vérification de l'effort normal réduit à la base : selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [32]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

fcj : est la résistance caractéristique du béton

Tableau .4.26: vérification de l'effort normal réduite a la base

	$N_{d(KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot35*35	1484.19	G+Q+Edx	0.54	cnv

Observation : ***Le*** pré dimensionnement des poteaux est justifié par la vérification de l'effort normal réduite à la base. Les sections choisis sont insuffisantes pour équilibrer l'effort normal réduit à la base. Donc on doit redimensionnée les poteaux

niveau	RDC	1ere	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	7eme
section	45X45	45X45	40X40	40X40	40X40	35X35	35X35	35X35

Tableau 4.27: vérification de l'effort normal réduite a la base après la redimensionné

	$N_{d\ (KN)}$	Sous la combinaison	ν	Vérification ν≤0.3
Pot55*55	2102.1	G+Q+E dx	0.29	CV

Conclusion :

Après le redimensionnement de la section des poteaux le coefficient de comportement devient R=4

- **Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5]**

- **Suivant X :**

Tableau 4.28: Justification du coefficient de comportement R suivant x

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.82	4270.74	3470.55	800.18	1387.10	539.86	847.24
21.76	9257.67	7339.17	1918.50	2518.96	488.73	2030.23
18.7	14648.00	11762.26	2885.74	3579.56	740.99	2838.56
15.64	20065.70	16146.48	3919.22	4393.31	692.89	3700.41
12.58	25691.80	21025.30	4666.50	5068.40	840.08	4228.32
9.52	31407.32	25818.11	5589.21	5622.79	784.96	4837.82
6.46	37378.76	30994.00	6384.76	5806.80	669.05	5137.75
3.4	43765.19	37261.69	6503.50	6002.45	835.55	5166.89

- **Valeurs en pourcentage**

Tableau.4.29:Justification du coefficient de comportement R suivante x en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.82	100 %	81.26 %	18.73 %	100 %	38.92 %	61.08 %
21.76	100 %	81.22 %	18.77 %	100 %	19.40 %	80.59 %
18.7	100 %	80.29 %	19.70 %	100 %	19.70 %	80.29 %
15.64	100 %	80.46 %	19.53 %	100 %	15.77 %	84.22 %
12.58	100 %	81.83 %	18.16 %	100 %	16.57 %	83.42%
9.52	100 %	82.20 %	17.79 %	100 %	13.96 %	86.040 %
6.46	100 %	82.91 %	17.08 %	100 %	11.52 %	88.47 %
3.4	100 %	85.140 %	14.86 %	100 %	13.92 %	86.08 %

❖ **Suivant Y :**

Tableau4.30: Justification du coefficient de comportement R suivante y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.82	4283.93	3470.55	813.37	2049.60	822.62	1226.98
21.76	9110.56	7339.17	1771.39	3245.01	776.72	2468.28
18.7	14419.21	11762.26	2656.95	4545.46	1161.44	3384.02
15.64	19786.43	16146.48	3639.95	5618.79	1095.72	4523.07
12.58	25374.33	21025.30	4349.03	6520.93	1368.94	5151.99
9.52	31063.65	25818.11	5245.54	7111.74	1157.59	5954.15
6.46	36725.31	30994.00	5731.30	7298.21	1068.66	6229.54
3.4	43446.22	37261.69	6184.53	7267.07	1222.24	6044.83

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau 4.31:Justification du coefficient de comportement R suivant y en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.82	100 %	81.013 %	18.98 %	100 %	40.13 %	59.86 %
21.76	100 %	80.55%	19.44 %	100 %	23.93 %	76.06 %
18.7	100 %	81.57 %	18.42 %	100 %	25.55%	74.44 %
15.64	100 %	81.60 %	18.39 %	100 %	19.50 %	80.49 %
12.58	100 %	82.86 %	17.13 %	100 %	20.99 %	79.00 %
9.52	100 %	83.11 %	16.88%	100 %	16.27 %	83.72 %
6.46	100 %	84.39 %	15.60 %	100 %	14.64 %	85.35 %
3.4	100 %	85.76 %	14.23 %	100 %	16.81 %	83.18 %

Observation :

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent moins de20% des sollicitations dues aux charges verticale, et les poteaux reprend moins de 25 % donc le système choisis est un système de contreventement (Portiques contreventés par des voiles) avec justification d'interactions quia une valeur de coefficient de comportement(**R=4**)

IV.5.Conclusion générale:

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de la structure. La structure à une rigidité optimale contre les actions provoquées par le séisme après un ferraillage correct.

V.1 INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q
  - ✓ E.L.S G + Q
  - ✓ G +Q ± E
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : 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	fe400	fc28 =25 Mpa	FeE 400
σ_b =14,2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_b =18,41 Mpa	σ_s = 400Mpa

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 version2003

V.2.2.a. Armatures longitudinales

- 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 de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui 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 de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12Ø) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	$A_{calcules}$ (cm^2)	$A_{adopter}$ (cm^2)	
Intermédiaire	Terrasse	travée	42.82	1.35G+1.5Q	0	2.9	3.39	3HA12
		appui	-93.13	G+Q+Edy	0	6.6	6.79	3HA12+3HA12
	Etages	travée	74.12	1.35G+1.5Q	0	5.2	6.79	3HA12+3HA12
		appui	-116.84	G+Q+Edy	0	8.4	9.24	3HA14+3HA14
	RDC	travée	43.66	1.35G+1.5Q	0	3	3.39	3HA12
		appui	-56.79	G+Q+Edy	0	3.9	4.62	3HA14
Rive	Terrasse	travée	79.44	1.35G+1.5Q	0	5.6	6.79	3HA12+3HA12
		appui	-90.6	G+Q+Edy	0	6.4	6.79	3HA12+3HA12
	Etages	travée	97.67	1.35G+1.5Q	0	6.9	8.01	3HA12+3HA14
		appui	-116.2	G+Q+Edy	0	8.3	9.24	3HA14+3HA14
	RDC	travée	37.2	1.35G+1.5Q	0	2.5	3.39	3HA12
		appui	-54.66	G+Q+Edy	0	3.8	4.62	3HA14

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	$A_{calcules}$ (cm^2)	$A_{adopter}$ (cm^2)	
intermédiaire	Terrasse	travée	32.88	1.35G+1.5Q	0	2.6	3.39	3HA12
		appui	-39.5	G+Q+Edx	0	3.2	3.39	3HA12
	Etages	travée	39.64	1.35G+1.5Q	0	3.2	3.39	3HA12
		appui	-48.78	G+Q+EX	0	3.9	4.62	3HA14
	RDC	travée	44.1	1.35G+1.5Q	0	3.5	4.62	3HA14
		appui	-29.1	G+Q+EY	0	3.2	3.39	3HA12
rive	Terrasse	travée	25.76	1.35G+1.5Q	0	2.4	3.39	3HA12
		appui	-37.15	G+Q+EX	0	3	3.39	3HA12
	Etages	travée	33.91	1.35G+1.5Q	0	3.1	3.39	3HA12
		appui	-39.89	G+Q+EX	0	3.2	4.62	3HA14
	RDC	travée	19.36	1.35G+1.5Q	0	1.8	3.39	3HA12
		appui	-31.36	G+Q+Edx	0	2.9	4.62	3HA14

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon les conditionsRPA 2003

niveau		position	$A_{adopter}$ (cm²)	RPA 99			
				A_{min} (cm) ²	A_{max} (cm) ²	$A_{adopter} \geq A_{min}$	$A_{adopte} \leq A_{max}$
Intermédiaire	Terrasse	travée	6.79	6	48	CV	CV
		appui	10.18	6	72	CV	CV
	Etages courant	travée	11.4	6	48	CV	CV
		appui	12.63	6	72	CV	CV
	RDC	travée	8.01	6	48	CV	CV
		appui	8.01	6	72	CV	CV
Rive	Terrasse	travée	10.18	6	48	CV	CV
		appui	10.18	6	72	CV	CV
	Etages courant	travée	12.63	6	48	CV	CV
		appui	13.85	6	72	CV	CV
	RDC	travée	8.01	6	48	CV	CV
		appui	8.01	6	72	CV	CV

Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon les conditionsCBA

	niveau	position	A adopter cm²	CBA 93	
				Amin CBA93 cm²	A adopter≥ Amin CBA93
Intermédiaire	Terrasse	travée	3.39	1.2	CV
		appui	6.79	1.2	CV
	Etages courant	travée	6.79	1.2	CV
		appui	9.24	1.2	CV
	RDC	travée	3.39	1.2	CV
		appui	4.62	1.2	CV
Rive	Terrasse	travée	6.79	1.2	CV
		appui	6.79	1.2	CV
	Etages	travée	8.01	1.2	CV
		appui	9.24	1.2	CV
	RDC	travée	3.39	1.2	CV
		appui	4.62	1.2	CV

Tableau 5-6 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

	niveau	position	RPA 99				
			A adopter cm²	Amin (RPA) 99 cm²	A max (RPA) 99 cm²	A adopté≥ Amin RPA 99	A adopte≤ A max RPA 99
intermédiaire	Terrasse	travée	6.78	5.25	42	CV	CV
		appui	6.78	5.25	63	CV	CV
	Etages	travée	8.01	5.25	42	CV	CV
		appui	8.01	5.25	63	CV	CV
	RDC	travée	8.01	5.25	42	CV	CV
		appui	8.01	5.25	63	CV	CV
rive	Terrasse	travée	6.78	5.25	42	CV	CV
		appui	6.78	5.25	63	CV	CV
	Etage	travée	8.01	5.25	42	CV	CV
		appui	8.01	5.25	63	CV	CV
	RDC	travée	8.01	5.25	42	CV	CV
		appui	8.01	5.25	63	CV	CV

Tableau 5-7: vérification des poutres secondaires selon les conditions CBA

	niveau	position	CBA 93		
			$A_{adopter}$ cm²	A_{min} CBA93 cm²	$A_{adopte} \geq$Amin CBA93
intermédiaire	Terrasse	travée	3.39	1.05	CV
		appui	3.39	1.05	CV
	Etages	travée	3.39	1.05	CV
		appui	4.62	1.05	CV
	RDC	travée	4.62	1.05	CV
		appui	3.39	1.05	CV
rive	Terrasse	travée	3.39	1.05	CV
		appui	3.39	1.05	CV
	Etages	travée	3.39	1.05	CV
		appui	4.62	1.05	CV
	RDC	travée	3.39	1.05	CV
		appui	4.62	1.05	CV

V.2.4. 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} :

❖ Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

❖ Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	niveau	position	Mser (KN.m)	A adopter cm²	$[\sigma_b]$	$[\sigma_b]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$6s$	$[6s]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$ bar
intermédiaire	Terrasse	travée	23.18	3.39	4.65	15	CV	-	-	-
		appui	-33.85	6.79	5.26	15	CV	-	-	-
	Etages	travée	24.3	6.79	3.78	15	CV	-	-	-
		appui	-34.7	9.24	4.87	15	CV	-	-	-
	RDC	travée	22.42	3.39	4.49	15	CV	-	-	-
		appui	-26.29	4.62	4.69	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	travée	14.92	6.79	2.32	15	CV	66.20	201.63	CV
		appui	-21.51	6.79	3.34	15	CV	95.44	201.63	CV
	Etages	travée	22.48	8.01	3.30	15	CV	85.29	201.63	CV
		appui	-31.04	9.24	4.35	15	CV	102.9	201.63	CV
	RDC	travée	14.1	3.39	2.83	15	CV	121.3	201.63	CV
		appui	-18.38	4.62	3.28	15	CV	117.6	201.63	CV

Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	niveau	position	Mser (KN.m)	$A_{adopter}$(cm²)	σ_b MPa	$[\sigma_b]$	$\sigma_b \leq [\sigma b]$	σs	$[\sigma s]$	$\sigma s \leq [\sigma s]$
intermédiaire	Terrasse	travée	13.78	3.39	3.48	15	CV	-	-	-
		appui	-14.78	3.39	3.73	15	CV	-	-	-
	Etages	travée	13.77	3.39	3.48	15	CV	-	-	-
		appui	-22.06	4.62	4.97	15	CV	-	-	-
	RDC	travée	14.34	4.62	3.23	15	CV	-	-	-
		appui	-10.63	3.39	2.69	15	CV	-	-	-
rive	Terrasse	travée	14.53	3.39	3.67	15	CV	145.19	201.63	CV
		appui	-19.94	3.39	5.04	15	CV	199.25	201.63	CV
	Etages	travée	19.96	3.39	5.04	15	CV	199.45	201.63	CV
		appui	-22.24	4.62	5.01	15	CV	165.35	201.63	CV
	RDC	travée	14.017	3.39	3.54	15	CV	140.06	201.63	CV
		appui	-22.83	4.62	5.15	15	CV	169.73	201.63	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau 5-10 : Calcule de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	niveau	Dimension (cm)		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	σb	τu bar MPA	τu≤τu bar
		b	d						
intermédiaire	Terrasse	30	37.5	92.7	G +Q+ EDY	0.82	1.15	4.35	CV
	Etages	30	37.5	119.45	G +Q+ EDY	1.06	1.15	4.35	CV
	RDC	30	37.5	102.46	G +Q+ EDY	0.91	1.15	4.35	CV
rive	Terrasse	30	37.5	87.92	G +Q+ EDY	0.78	1.15	3.26	CV
	Etages	30	37.5	111.31	G +Q+ EDY	0.99	1.15	3.26	CV
	RDC	30	37.5	68.75	G +Q+ EDY	0.61	1.15	3.26	CV

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	niveau	Dimension (cm)		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	σb	[τu] MPA	τu≤[τu]
		b	d						
intermédiaire	Terrasse	30	32.50	28.49	G+Q+EX	0.29	1.15	4.35	CV
	Etages	30	32.5	48.59	G+Q+EX	0.50	1.15	4.35	CV
	RDC	30	32.5	104.65	G+Q+EY	1.07	1.15	4.35	CV
rive	Terrasse	30	32.5	34.56	1.35G+1.5Q	0.35	1.5	2.50	CV
	Etages	30	32.5	55.17	G+Q+EX	0.57	1.15	3.26	CV
	RDC	30	32.5	39.47	G+Q+EX	0.40	1.15	3.26	CV

V.2.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : Zone nodale

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

:Zone courante

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		$At_{choisie}$ (cm) ²
Section	τu (Mpa)	St (cm)	At (cm) ²	S (ZN) (cm)	S' (ZC) cm	At (cm) ²	S (ZN) cm	S'(ZC) cm	
PP	1.06	33.75	1.72	10	20	1.35	10	15	4HA8=2.01
PS	1.07	29.25	1.49	8.75	17.5	1.35	8	15	4HA8=2.01

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 : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau 5-14 : Vérification préliminairede la flèche des

les dimensions	1ere condition				2eme condition		3ème condition		
	A cm²	h/L	.1/16	h/l≥1/16	Mt/(10,M0)	h/L> Mt/10, M0	A/b.d.	4,2/fe	A/b,d≤ 4,2/fe
PP	9.24	0.114	0.0625	CV	0.075	cv	0.008	0.0105	cv
PS	4.62	0.100	0.0625	CV	0.075	cv	0.005	0.0105	cv

NB : tant que les 3 conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

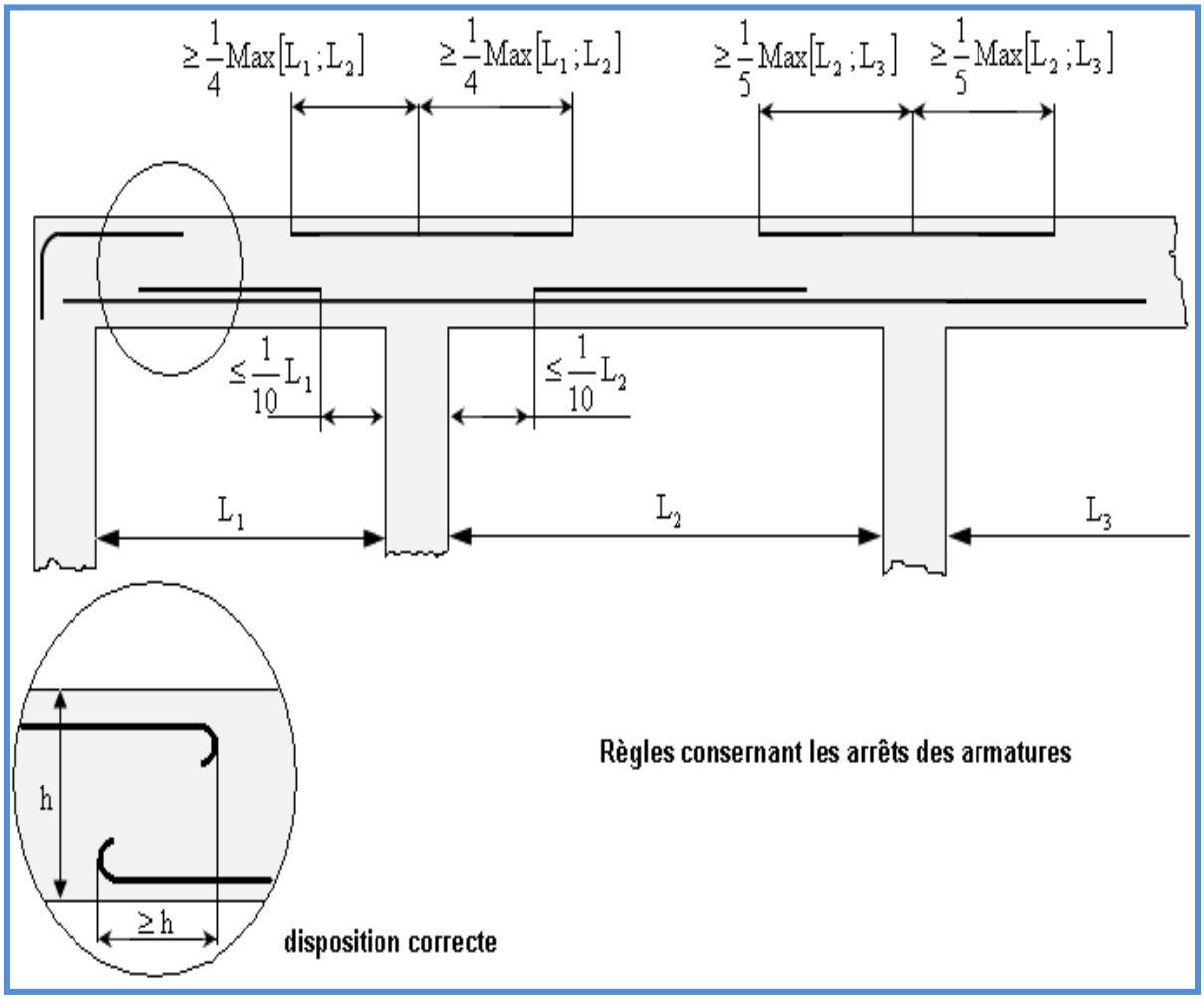


Figure5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

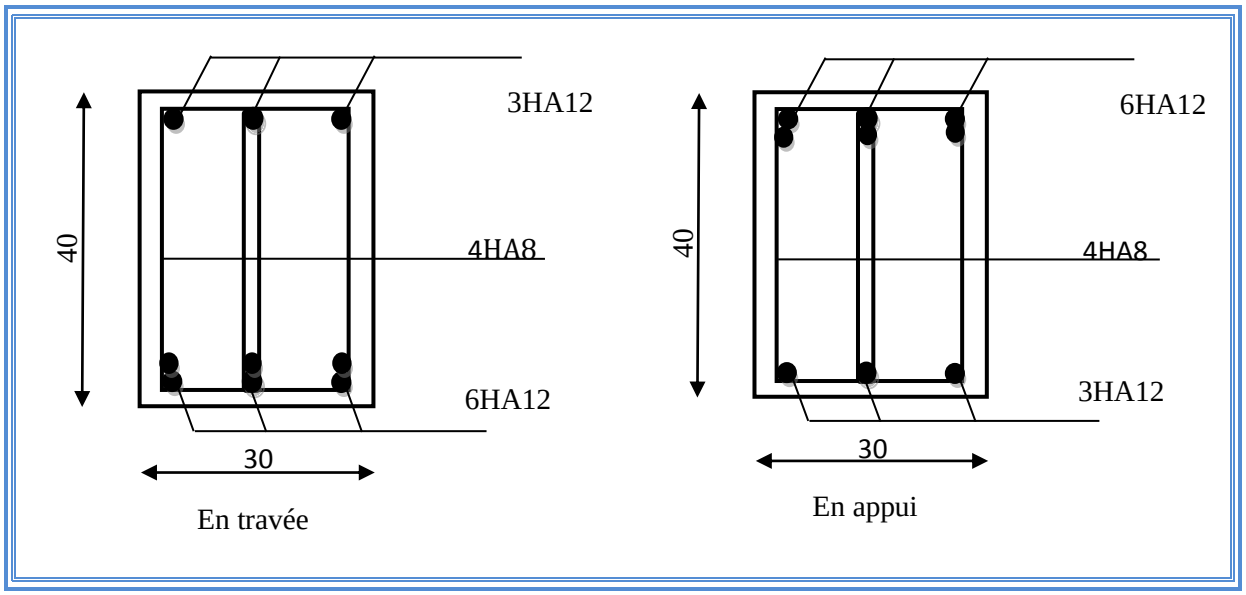


Figure5-2 : Ferraillage des poutres principales, intermédiaires et de rive du niveau terrasse

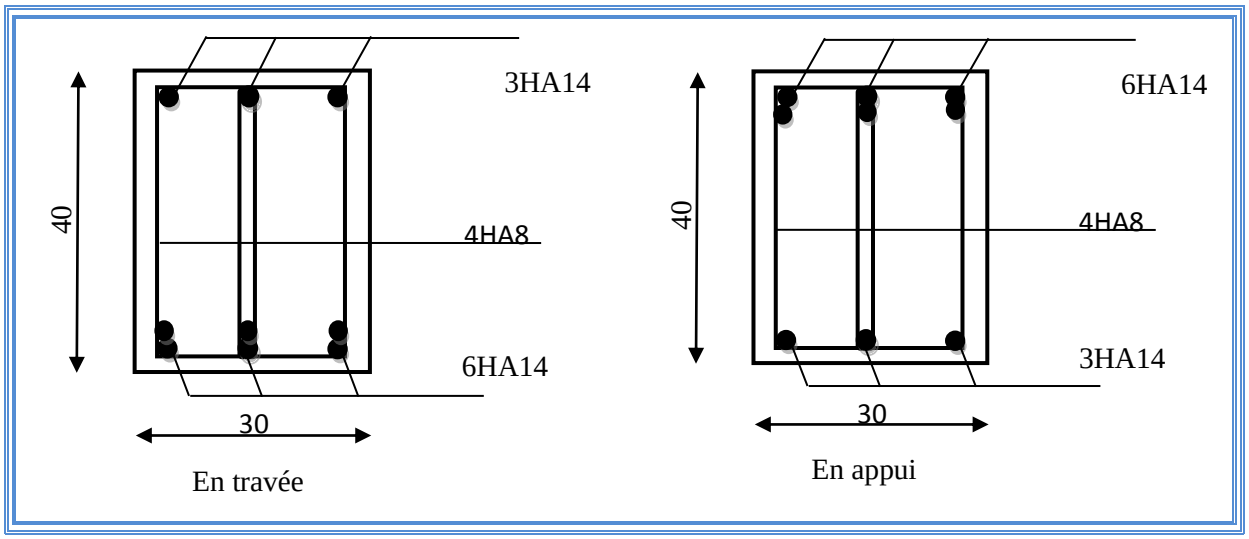


Figure5-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaires et rive des étages

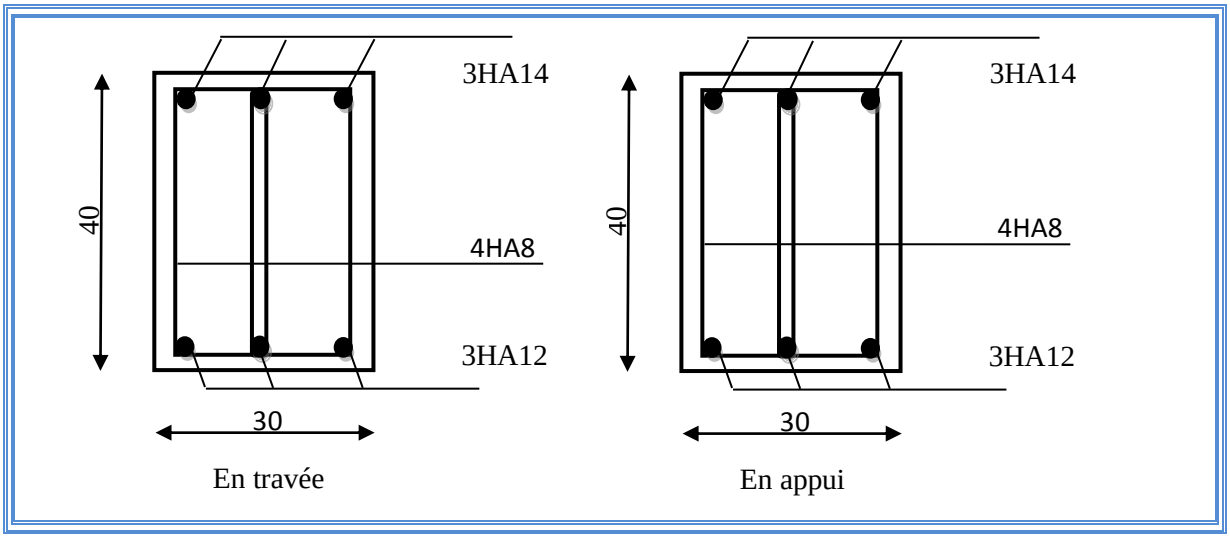


Figure5-4 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rive des RDC

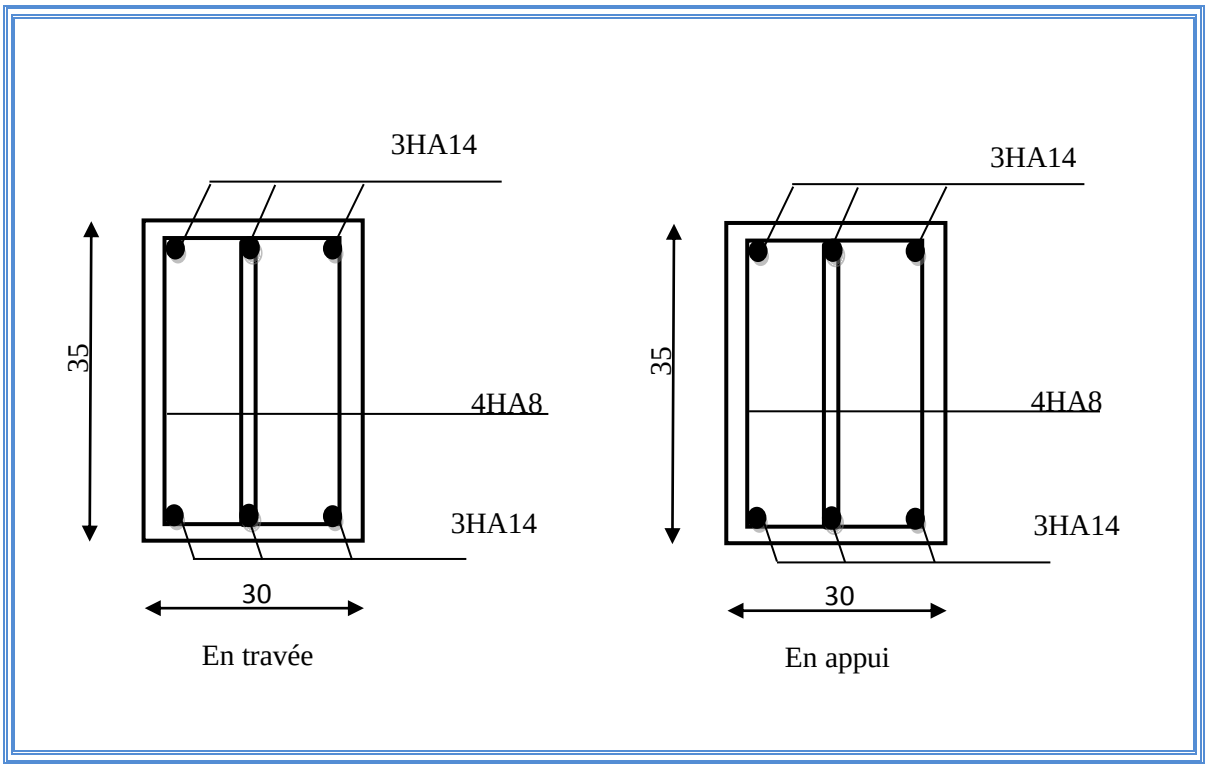


Figure5-5 : Ferraillages des poutres secondaires de tous les étages

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 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**

La Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$SI $A \leq 0$[Art B.7.4]

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h’

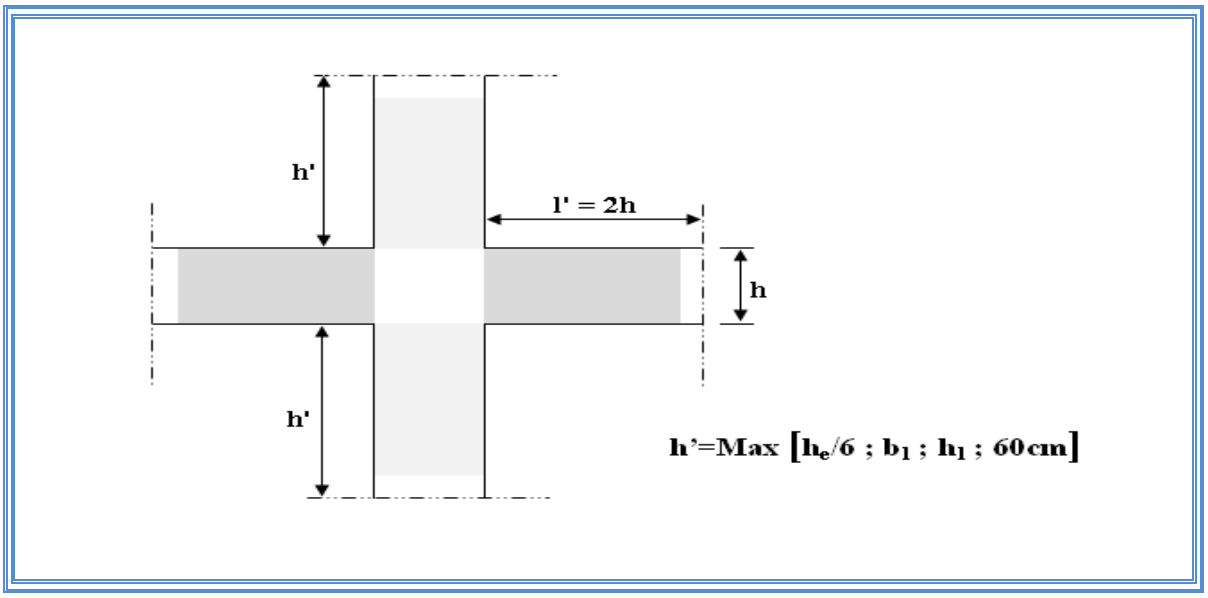


Figure5-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E, soit 0.8G±E. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal**

Dans le cas de l'effort normal maximum $N_{max,}$. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q. Dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

❖ **3eme cas : Effort normal minimum**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme

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 :

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à : $e_1 = \frac{M}{N}$
- e_2 : Excentricités du 2emmeordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

GC=e1+e2+ea

M1=GC+h/2-c

NB ;

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue

Tableau 5-15 : Vérification préliminaire pour les poteaux intermédiaire à l'ELU

	Section	Cas	N max (KN)	M corr. (KN.m)	MG (KN.m)	Combinaison	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	Lf/h	Max (15et e1x20/h)	vérif.
intermédiaire	POT A 35X35	Nmax -->Mcorr	333.69	1.68	1.6605	1.35G+1.5Q	0.50	1.56	2	6.120	15	cv
		Nmin -->Mcorr	29.1	4.98	7.02	0.8G+EDY	17.11	1.90	2	6.120	15	cv
		Mmax -->Ncorr	110.35	48.59	5.265	G+Q+EDY	44.03	0.87	2	6.120	15	cv
	POT A 40X40	Nmax -->Mcorr	666.67	1.67	1.5	1.35G+1.5Q	0.25	1.31	2	5.355	15	cv
		Nmin -->Mcorr	63.48	9.28	4.87	0.8G+EDY	14.62	1.05	2	5.355	15	cv
		Mmax -->Ncorr	193.13	69.31	3.65	G+Q+EdY	35.89	0.72	2	5.355	15	cv
	POT 45*45	Nmax -->Mcorr	1030.2	2.24	6.696	1.35G+1.5Q	0.22	2.44	2	4.760	15	cv
		Nmin -->Mcorr	13.46	7.84	6.04	0.8G+EdY	58.25	1.08	2	4.760	15	cv
		Mmax -->Ncorr	340.59	76.07	2.8	G+Q+EdY	22.33	0.63	2	4.760	15	cv
	pot 50*50	Nmax -->Mcorr	1239.86	11.14	7.857	1.35G+1.5Q	0.90	0.94	2	4.284	15	cv
		Nmin -->Mcorr	-0.053	11.32	7.78	0.8G+EdY	21358.49	0.93	2	4.284	15	cv
		Mmax -->Ncorr	795.87	-61.34	12.26	G+Q+EdY	7.71	0.66	2	4.284	15	cv
	pot 55x55	Nmax -->Mcorr	1488.14	4.92	6.696	1.35G+1.5Q	0.33	1.46	2	4.327	15	cv
		Nmin -->Mcorr	28.52	9.16	6.11	0.8G+EdY	32.12	1.03	2	4.327	15	cv
		Mmax -->corr	1376.49	102.34	8.24	G+Q+EdY	7.43	0.67	2	4.327	15	cv

Tableau 5-16 : Vérification préliminaire dans les poteaux de rive à l'ELU

	Section	Cas	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Combinaison	e_1 (cm)	e_2 (cm)	ea (cm)	Lf /h	Max (15et e1x20/h)	vérif.
rive	POT A 35X35	Nmax -->Mcorr	298.97	19.68	1.35G+1.5Q	0.56	9.17	2	8.74	15	cv
		Nmin -->Mcorr	-36.11	25.47	0.8G+EDY	70.53	0.90	2	8.74	15	cv
		Mmax -->Ncorr	50.47	43.77	G+Q+EDY	86.72	0.94	2	8.74	15	cv
	POT A 40X40	Nmax -->Mcorr	650.59	22.4	1.35G+1.5Q	3.44	1.33	2	7.65	15	cv
		Nmin -->Mcorr	-93.154	34.56	0.8G+EDY	37.10	0.75	2	7.65	15	cv
		Mmax -->Ncorr	350.18	-58.59	G+Q+EDY	16.73	0.89	2	7.65	15	cv
	POT 45*45	Nmax -->Mcorr	1027.97	24.71	1.35G+1.5Q	2.40	1.18	2	6.80	15	cv
		Nmin -->Mcorr	-161.26	33.53	0.8G+EDY	20.79	0.68	2	6.80	15	cv
		Mmax -->Ncorr	570.73	68.45	G+Q+EDY	11.99	0.79	2	6.80	15	cv
	pot 50*50	Nmax -->Mcorr	1230.86	-33.31	1.35G+1.5Q	2.71	1.04	2	6.12	15	cv
		Nmin ->Mcorr	-179.71	30.93	0.8G+EDY	17.21	0.63	2	6.12	15	cv
		Mmax -->Ncorr	643.47	64.78	G+Q+EDY	10.07	0.72	2	6.12	15	cv
	pot 55x55	Nmax -->Mcorr	1461.32	-12.72	1.35G+1.5Q	0.87	1.48	2	6.18	15	cv
		Nmin -->Mcorr	-179.99	8.58	0.8G+EDY	4.78	0.92	2	6.18	15	cv
		Mmax -->Ncorr	801.16	106.5	G+Q+EDY	13.29	0.76	2	6.18	15	cv

V.3.1.d. Détermination des armatures des poteaux à l'ELU de résistance

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : Calcul du ferraillage des poteaux intermédiaire à l'ELU

	Section	GC (cm)	SECTION	A calcules (cm²)	A choisie cm²	
intermédiaire	POT 35X35	4.07	SEC	0	3HA12	3.39
		21.01	SEC	0		
		46.90	SPC	3.02		
	POT 40X40	3.56	SEC	0	3HA12	3.39
		17.67	SEC	0		
		38.61	SPC	2.44		
	POT 45*45	4.66	SEC	0	3HA12	3.39
		61.33	SPC	0.33		
		24.97	SPC	0.69		
	pot 50*50	3.84	SEC	0	3HA12	3.39
		61.42	SPC	0.6		
		10.37	SEC	0		
	pot 55x55	3.79	SEC	0	3HA12	3.39
		35.15	SPC	0.72		
		10.10	SEC	0		

Tableau 5-18 : Calcul du ferraillage des poteaux de riveà l'ELU

position	Section	GC (cm)	section	$A_{calcules}$ cm²	A_{choi}cm²	
RIVE	POT A 35X35	21.28	SEC	0	3.39	3HA12
		74.37	SPC	2.47		
		90.64	SPC	2.85		
	POT A 40X40	8.15	SEC	0	4.62	3HA14
		40.62	SPC	3.63		
		20.55	SEC	0		
	POT 45*45	6.82	SEC	0	4.62	3HA14
		24.18	SPC	4.11		
		15.61	SEC	0		
	pot 50*50	6.82	SEC	0	4.62	3HA14
		20.51	SET	3.95		
		13.54	SEC	0		
	pot 55x55	5.89	SEC	0	4.62	3HA14
		8.65	SET	4.49		
		16.85	SEC	0		

Tableau 5-19 : Ferraillages longitudinauxdes poteaux finals

	niveau	A choie (cm) ²		A totale choie		A min RPA cm²	A final (cm²)	
intermédiaire	POT A 35X35	3.39	3HA12	9.04	8HA12	11.025	12HA12.	13.57
	POT A 40X40	3.39	3HA12	9.04	8HA12	14.4	8HA12+4HA14 .	15.21
	POT 45*45	3.39	3HA12	9.04	8HA12	18.225	12HA14.	18.47
	pot 50*50	3.39	3HA12	9.04	8HA12	22.5	12HA16.	24.13
	pot 55x55	3.39	3HA12	9.04	8HA12	27.225	8HA16+4HA20	28.65
RIVE	POT A 35X35	3.39	3HA12	9.04	8HA12.	11.025	12HA12.	13.57
	POT A 40X40	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	14.4	8HA12+4HA14 .	15.21
	POT 45*45	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	18.225	12HA14.	18.47
	pot 50*50	4.62	3HA12	12.3	8HA14.	22.5	12HA16.	24.13
	pot 55x55	4.62	3HA12	12..3	8HA14.	27.225	8HA16+4HA20	28.65

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS

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 selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . [\![(v]\!]_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = \text{k}.y_1$$

$$\sigma s = 15\ \text{k}.(d - y_1)$$

- Section entièrement comprimée

$$\sigma_s = \frac{N_{ser} \,.\, a}{A1 * (d - c1)}$$

Et il faut vérifier que :

- 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 $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 201.63MPa$

Préj : préjudiciable

peu : peu nuisible

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant

Tableau 5-20 : Vérification des armatures à l'ELS des poteaux intermédiaire

position	Section	Cas	Nser max (KN)	Mcorr (KN.m)	As cm²	fissure	section	σ_b	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
intermédiaire	POT A 35X35	Nmax --Mcorr	243.91	1.26	4.52	peu	SEC	2.3	CV
		Nmin -->Mcorr	69.5	-7.83	4.52	peu	SPC	1.8	CV
		Mmax -->Ncorr	82.24	4.69	4.52	peu	SEC	1.3	CV
	POT A 40X40	Nmax -->Mcorr	486.39	-1.22	5.34	peu	SEC	2.9	CV
		Nmin -->Mcorr	299.45	6.89	5.34	peu	SEC	2.2	CV
		Mmax -->Ncorr	257.14	4.33	5.34	peu	SEC	1.8	CV
	POT 45*45	Nmax -->Mcorr	752.71	-1.78	6.16	peu	SEC	3.5	CV
		Nmin -->Mcorr	482.71	-1.78	6.16	peu	SEC	2.6	CV
		Mmax -->Ncorr	452.12	8.45	6.16	peu	SEC	2.3	CV
	pot 50*50	N max -->Mcorr	904.81	8.01	8.04	peu	SEC	3.6	CV
		Nmin -->Mcorr	584.62	10.87	8.04	peu	SEC	2.2	CV
		Mmax -->Ncorr	768.44	14.14	8.04	peu	SEC	3.4	CV
	pot 55x55	Nmax -->Mcorr	1084.02	3.54	10.3	peu	SEC	3.4	CV
		Nmin -->Mcorr	713.83	8.6	10.3	peu	SEC	2.4	CV
		Mmax -->Ncorr	1041.87	8.24	10.3	peu	SEC	3.4	CV

Tableau 5-21 : Vérification des armatures à l'ELS des poteaux de rive

		N max (KN)	M corr (KN.m)	As (cm)²	fissure	section	σb	σs	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_S \leq [\sigma_S]$
RIVE	POT A 35X35	218.97	14.26	4.52	prej	SEC	3.8	44.7	CV	CV
		62.34	4.06	4.52	prej	SEC	2.1	12.7	CV	CV
		52.64	9.44	4.52	prej	SEC	3.7	52.5	CV	CV
	POT A 40X40	469.23	17.69	5.34	prej	SEC	3.7	53.6	CV	CV
		141.69	3.29	5.34	prej	SEC	1.1	15.4	CV	CV
		346.17	3.29	5.34	prej	SEC	2.2	32.8	CV	CV
	POT 45*45	751.12	18.16	6.16	prej	SEC	4.4	64.1	CV	CV
		221.57	4.15	6.16	prej	SEC	1.2	18	CV	CV
		596.25	23.47	6.16	prej	SEC	4	57.4	CV	CV
	pot 50*50	899.39	24.25	8.04	prej	SEC	4.2	61.9	CV	CV
		266.81	5.16	8.04	prej	SEC	1.2	17.3	CV	CV
		767.7	24.03	8.04	prej	SEC	3.7	54.7	CV	CV
	pot 55x55	1067.01	-9.25	10.3	prej	SEC	3.5	52.8	CV	CV
		316.73	4.96	10.3	prej	SEC	1.1	16.2	CV	CV
		979.68	31.77	10.3	prej	SEC	3.9	56.6	CV	CV

V.3.2. Détermination des armatures transversales

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible [τu]

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

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 RPA.99 version 2003** : [2 : 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 :

$$\left.\begin{array}{l} \lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}} \end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-22 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

dimension	Vu (KN)	Combinaison	τu(MPA)	CBA 93		RPA 2003					
				τu bar MPA	τu≤ [τu]	L_0m	L_f	λ	ρ_d	$[\tau_u]$ MPA	τu≤ $[\tau_u]$
6.7 étage	37.13	G +Q+ EDY	0.33	4.35	CV	3.06	2.142	21.18	0.075	1.875	CV
4.5 étage	47.41	G +Q+ EDY	0.32	4.35	CV	3.06	2.142	18.53	0.075	1.875	CV
2.3 étage	52.3	G +Q+ EDY	0.27	3.26	CV	3.06	2.142	16.47	0.075	1.875	CV

1ere étage	60.75	G +Q+ EDY	0.26	3.26	CV	3.06	2.142	14.82	0.075	1.875	CV
RDC	88.02	G +Q+ EDY	0.30	3.26	CV	3.4	2.38	14.97	0.075	1.875	CV

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\emptyset t \leq \text{Min}\left[\frac{\text{h}}{35}, \frac{\text{b}}{10}, \phi_\ell\right]$$

  - $\emptyset_t$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * At * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{\text{B}.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h \,.fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

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

  $\lambda_g = L_f/a$:

  $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.

  $\rho = 3.75$ dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
- Dans la zone nodale: $St \leq 10$cm en zone III
- Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$en % est donnée comme suit :

  0.3% si $\lambda_g \geq 5$.

  0.8% si $\lambda_g \leq 3$.

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau 5-23 : Les armatures transversales et leurs espacements CBA 93

niveau	CBA93						
	Ø l (mm)	$Ø_{tcal}$ (mm)	$Ø_{t\cdot choisie}$ (mm)	At.(mm²) (HA)		St(mm)≤min (0.9*d ,40 cm)	$At * \frac{fe}{b0} * St \geq 0.4$
6.7eme	12	10	8	201	4HA8	292.5	CV
4.5eme	14	11	8	201	4HA 8	337.5	CV
2.3eme	14	13	8	201	4HA8	382.5	CV
1ere	16	14	8	201	4HA8	400	CV
RDC	16	16	10	314	4HA10	400	CV

Tableau 5.24 : les armatures transversales et leurs espacements RPA 99

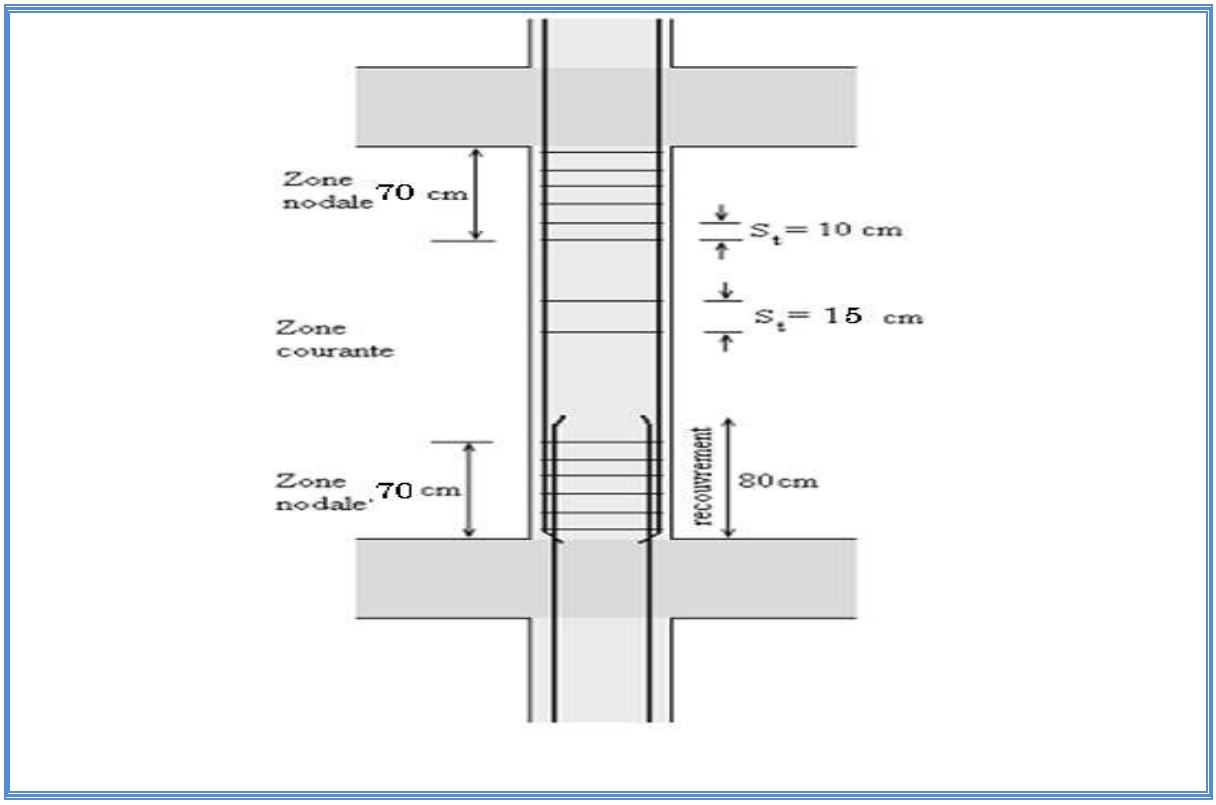
étage	RPA 99 v 2003									$St_{choisie}$ cm	
	Qt cal (mm)	$Qt_{choisie}$ (mm)	At (mm²)	L_0 (m)	L_f	λ_g	ρ_d	Vu (KN)	St(mm)= h*fe*At/p*vu	zone courant	zone nodale
6.7eme	10	8	201	3.06	2.1	6.12	2.5	37.13	303.09	15	10
5.4eme	11	8	201	3.06	2.1	5.35	2.5	47.41	271.28	15	10
2.3eme	13	8	201	3.06	2.1	4.76	3.7	52.3	184.44	15	10
1ere	14	8	201	3.06	2.1	4.28	3.7	60.75	176.43	15	10
RDC	16	10	314	3.4	2.3	4.33	3.7	88.02	209.29	15	10

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At./St.b) :**

Tableau 5-25 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

étage	dimension	At (mm²)	St choisie (cm)		At. / (St*b)%		At./(St*b)%≥0.3 %		0.8%≥0At/(St*b)%≥0.3%	
			ZN	ZC	ZC	ZN	ZC	ZN	ZC	ZN
6.7eme	Pot (35)	201	10	15	0.57	0.38	CV	CV	--	--
5.4eme	Pot (40)	201	10	15	0.50	0.33	CV	CV	--	--
2.3 eme	Pot (45)	201	10	15	0.44	0.29	--	--	CV	CV
1ere	Pot (50)	201	10	15	0.40	0.26	--	--	CV	CV
RDC	Pot (55)	314	10	15	0.57	0.38	--	--	CV	CV

Figure5-7 : Disposition des armatures pour les poteaux



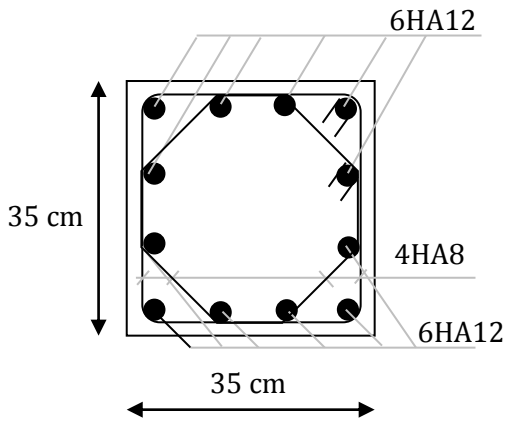


Figure5-8 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages6.7.étage

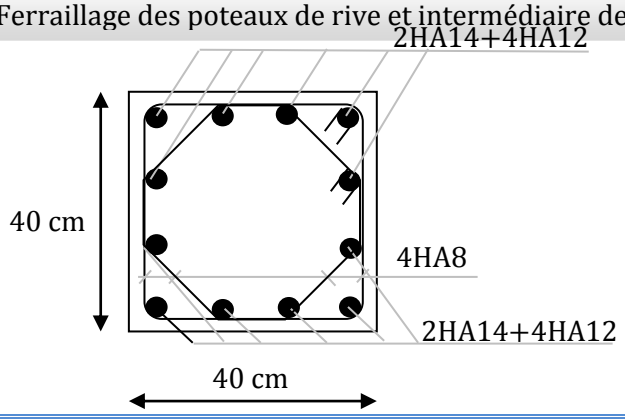


Figure5-9 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages4.5 étage

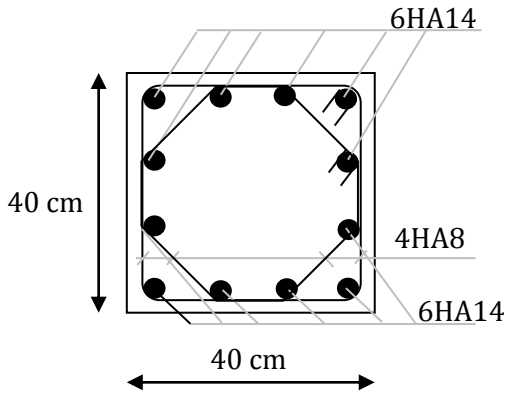


Figure5-10 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages2.3 étage

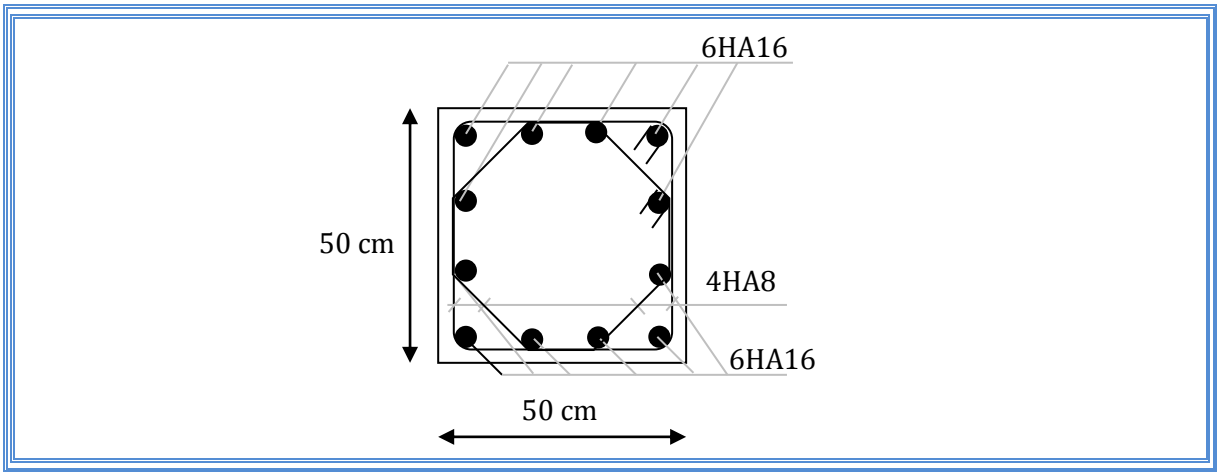


Figure5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire de 1ere étage

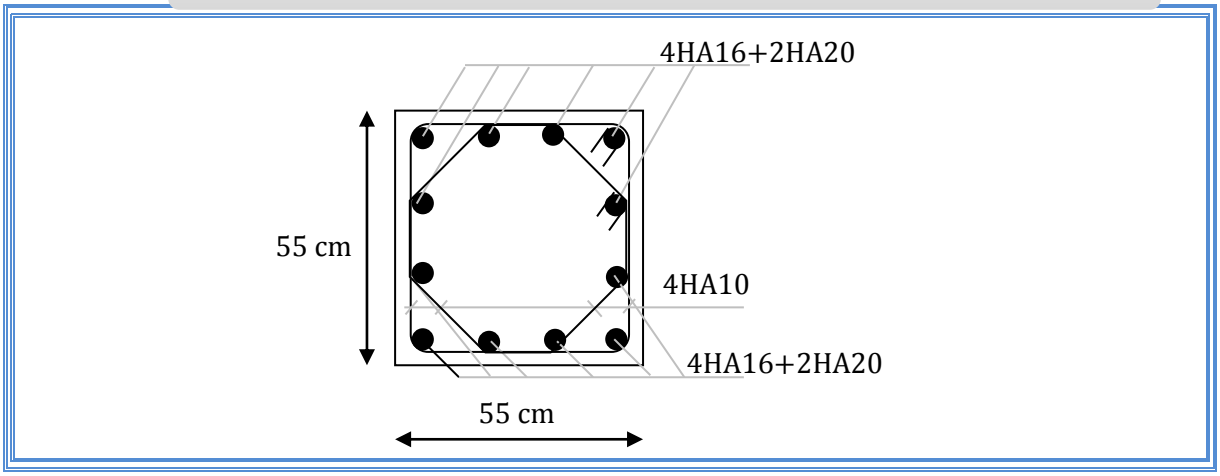


Figure5-12 : Ferraillage des poteaux intermédiaireet de rive de, RDC,

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1. Les voiles pleins

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2. Voiles avec files d'ouvertures

V.4.2.1. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.2.2. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers armatures diagonales "A_D".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) "A_c"..

V.4.3. Recommandations règlementaires pour les armatures des voiles A_v .A_h

V.4.3.1. Armatures verticales A_v

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

Les aciers verticaux situés dans deux bandes, calculés en flexion composée et doivent respecter le pourcentage minimal et maximaux suivantes **:**

V.4.3.1. a. Selon le CBA 93

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

V.4.3.1.b. Selon le RPA 99 version 2003

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de0.20%de la section horizontale du béton tendu. $A_{vT} = 0{,}2\%.B_t$

B_t **:** La section horizontale tendue du voile. ►► [Art 7.7.4.1] ◄◄

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitiéSur 1/10de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plusÉgal à 15 cm.

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est

Donné comme suit **:**

$A_v = 0{,}15\%.B$ B **:** la section globale du voile.

$A_v = 0{,}10\%.B$ En zone courante. ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

V.4.3.c. Espacement des armatures verticales

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

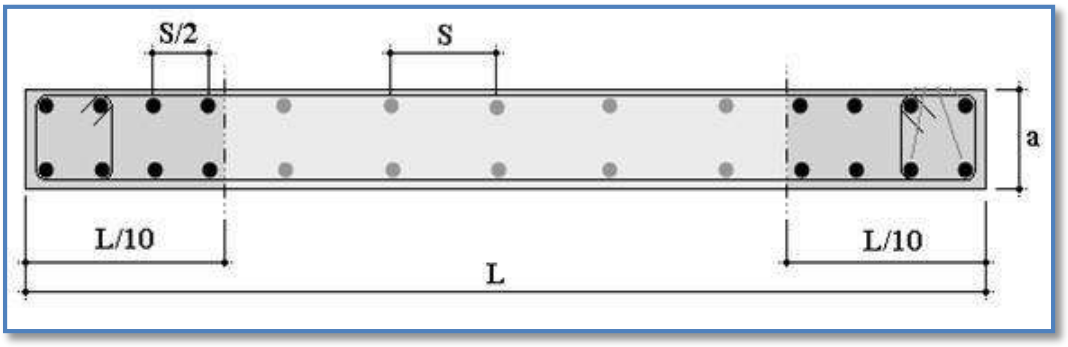


Figure 5.13. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.3.2. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Avec ; A_h=nt *at

Diamètre minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

V.4.3.2.a. Espacement des armatures horizontales Selon le CBA 93

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$

$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$ Et $S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]$: Fissuration Préjudiciable

τ_b : Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.

A_h: section d'armatures horizontales.

d = 0.9 h: hauteur utile.

V.4.3.2.b.Espacement des armatures Selon le RPA 99 V(2003):►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \min[1.5a; 30cm]$

V.4.3.3. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 400, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontal Les barres

horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature. Ales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.3.4.Recommandations pour les voiles

Pour La longueur de recouvrement : **(RPA 99 et CBA 93) :** La longueur de recouvrement doit être égale:

40 Φ**:** pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.

20 Φ**:** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

V.4.4.2. Détermination n des armatures a l'ELU de résistance

Tableau 5-26: 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
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	σ_s= 348 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 MPa	σ_s= 400 Mpa

V.4.5. Les voiles pleines

V.4.5. 1. Calcule du ferraillage des voiles pleinesà l'ELU

- **SENS X**

Les résultats de calcul des armatures à l'ELU de résistance sont regroupés dans lesTableaux Suivants

Tableau5-27 : Ferraillage des voiles pleines sens X

Niveau	voile	S (cm^2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	A calculée (cm2)	At. min RPA99	st	A choisie (cm)		A_{tot} cm^2
7ème ETAGE	V1	16	150	140.4	235.05	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	110.06	110.37	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	124.24	52.7	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	150.83	173.92	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	184.15	153.18	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
6ème ETAGE	V1	16	150	252.7	373.24	ACC	3.57	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	354.53	151.63	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	174.95	29.19	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	344.28	523.16	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	491.79	470.7	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
5ème ETAGE	V1	16	150	440.5	454.56	ACC	3.02	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	558.69	-152.23	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	244.44	33.54	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	494.38	812.65	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	845.63	747.39	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
4ème ETAGE	V1	16	150	688.88	550.2	ACC	2.38	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	501.04	200.8	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	312.4	65.92	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	596.69	1171.66	ACC	0.69	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	1164.59	1097.41	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52

3ème ETAGE	V1	16	150	933.04	600.29	ACC	1.13	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	571.91	250.62	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	352.99	70.85	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	792.02	1448.04	ACC	0.37	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	1548.29	1379.53	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
2ème ETAGE	V1	16	150	1240.72	642.47	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	644.24	317.51	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	393.29	115.7	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1094.64	1742.56	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2082.59	1719.87	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
1ere ETAGE	V1	16	150	1485.79	550.54	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	887.25	757.93	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	410.9	59.99	ACC	0	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1312.48	1740.08	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2400.7	1842.85	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
RDC	V1	16	150	1814.83	625.31	ACC	0	3.6	20	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	205	1495.56	1885.11	ACC	0	4.92	20	14HA12	15.82	31.64
	V3	16	140	434.94	327.9	ACC	1.14	3.36	20	10HA12	11.3	22.6
	V4	16	380	1671.48	1902.74	ACC	0	9.12	20	25HA12	28.26	56.52
	V5	16	375	2655.59	2011.96	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52

❖ **SENS-Y**

Tableau5-28 : Ferraillage des voiles pleines sens Y

Niveau	voile	S (cm^2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	A calculé (cm2)	At_{min} RPA99	Sv (cm)	A choisie (cm^2)		A tot(cm^2)
7ème ETAGE	V1	16	375	183.24	190.85	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	139.41	18.8	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	269.21	275.53	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	128.05	40.26	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
6ème ETAGE	V1	16	375	369.12	330.41	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	395.71	49.9	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	617.14	751.59	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	264.17	134.34	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
5ème ETAGE	V1	16	375	505.39	571.54	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	630.52	149.23	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	958.3	1086.47	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	351.3	202.06	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
4ème ETAGE	V1	16	375	732.24	932.04	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	855.14	366.53	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1163.75	1520.45	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2

	V4	16	190	518.61	277.16	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
3ème ETAGE	V1	16	375	935.23	1233.19	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	988.71	861.48	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1707.55	1874.37	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	753.82	329.26	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
2ème ETAGE	V1	16	375	1237.14	1687.79	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	988.77	861.48	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	2127.27	2361.85	ACC	0	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1055.84	375.02	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
1ème ETAGE	V1	16	375	1430.78	2094.22	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	1092.25	1128.41	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	1837.77	2686.14	ACC	5.62	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1225.95	370.29	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38
RDC	V1	16	375	1656.14	2447.58	ACC	0	9	20	25HA12	28.26	56.52
	V2	16	285	1160.22	1666.42	ACC	0	6.84	20	19HA12	21.47	42.94
	V3	16	300	2191.71	2734.55	ACC	3.22	7.2	20	20HA12	22.6	45.2
	V4	16	190	1808.73	630.18	ACC	0	4.56	20	13HA12	14.69	29.38

V.4.5.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service

❖ **SENS X**

Tableau5-29 : Vérification des contraintes à l'état limite de servicesens X

Niveau	voile	S (cm2)	N SER (KN)	M SER (KN.m)	As (cm²)	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7ème ETAGE	V1	16×150	76.33	94.1	11.3	1.4	21.55	cv	cv
	V2	16×2.05	81.32	80.05	15.82	0.77	11.44	cv	cv
	V3	16×140	91.18	38.29	11.3	0.93	13.7	cv	cv
	V4	16×380	127.5	9.28	28.26	0.2	3.11	cv	cv
	V5	16×375	142.12	17.4	28.26	0.24	3.73	cv	cv
6ème ETAGE	V1	16×150	153.66	89.64	11.3	1.71	25.1	cv	cv
	V2	16×2.05	259.68	109.7	15.82	1.4	21.82	cv	cv
	V3	16×140	181.81	25.29	11.3	1.1	16.4	cv	cv
	V4	16×380	270.8	25.25	28.26	0.45	6.78	cv	cv
	V5	16×375	316.13	18.28	28.26	0.52	7.68	cv	cv
5ème ETAGE	V1	16×150	222.86	81.09	11.3	1.86	27.41	cv	cv
	V2	16×2.05	408.58	110.37	15.82	1.8	28.16	cv	cv
	V3	16×140	260.54	25.98	11.3	1.4	21.32	cv	cv
	V4	16×380	397.6	12.64	28.26	0.61	9.23	cv	cv
	V5	16×375	455.99	2.04	28.26	0.69	10.35	cv	cv
4ème ETAGE	V1	16×150	295.89	79	11.3	2.01	31.01	cv	cv
	V2	16×2.05	548.36	104.13	15.82	2.3	33.22	cv	cv
	V3	16×140	340.06	26.32	11.3	1.7	26.22	cv	cv

	V4	16×380	529.84	7.63	28.26	0.8	12.04	cv	cv
	V5	16×375	619.32	18.52	28.26	0.97	14.53	cv	cv
3ème ETAGE	V1	16×150	350.05	65.82	11.3	2.14	31.75	cv	cv
	V2	16×2.05	660.87	87.43	15.82	2.4	36.24	cv	cv
	V3	16×140	392.99	19.02	11.3	1.86	27.86	cv	cv
	V4	16×380	624.77	11.58	28.26	0.95	14.97	cv	cv
	V5	16×375	729.54	26.54	28.26	1.15	17.26	cv	cv
2ème ETAGE	V1	16×150	410.56	56.44	11.3	2.2	30.4	cv	cv
	V2	16×2.05	781.13	84.33	15.82	2.73	40.87	cv	cv
	V3	16×140	453.67	16.51	11.3	2.07	31.5	cv	cv
	V4	16×380	740.42	12.48	28.26	1.12	16.88	cv	cv
	V5	16×375	882.59	48.29	28.26	1.42	21.37	cv	cv
1ere ETAGE	V1	16×150	446.22	36.57	11.3	2.1	31.78	cv	cv
	V2	16×2.05	897.76	4.33	15.82	2.5	37.64	cv	cv
	V3	16×140	477.25	15.87	11.3	2.16	32.29	cv	cv
	V4	16×380	808.99	14.48	28.26	1.3	18.46	cv	cv
	V5	16×375	993.29	47.81	28.26	1.59	23.85	cv	cv
RDC	V1	16×150	473.59	0.65	11.3	1.78	26.78	cv	cv
	V2	16×305	1254.73	122.68	15.82	4.3	64.37	cv	cv
	V3	16×140	485.09	13.55	11.3	2.15	32.16	cv	cv
	V4	16×380	880.8	17.63	28.26	1.34	20.15	cv	cv
	V5	16×375	1030.28	67.96	28.26	1.86	25.29	cv	cv

❖ **SENS-Y**

Tableau 5-30 : Vérification des contraintes à l'état limite de service sensY

Niveau	voile	S (cm2)	N SER (KN)	M SER (KN.m)	As cm²	σb	σs	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
7ème ETAGE	V1	16×375	131.43	30.69	28.26	0.25	3.87	cv	cv
	V2	16×285	120.72	130.81	21.47	0.7	10.43	cv	cv
	V3	16×300	165.11	34.53	22.6	0.42	6.28	cv	cv
	V4	16×190	66.79	11.3	14.69	0.28	4.26	cv	cv
6ème ETAGE	V1	16×375	293.89	51.76	28.26	0.47	6.97	cv	cv
	V2	16×285	343.2	100.96	21.47	1.04	15.5	cv	cv
	V3	16×300	373.62	60.86	22.6	0.89	13.41	cv	cv
	V4	16×190	148.84	3.25	14.69	0.47	6.98	cv	cv
5ème ETAGE	V1	16×375	419.63	70.37	28.26	0.77	11.58	cv	cv
	V2	16×285	543.74	92.41	21.47	1.4	21.03	cv	cv
	V3	16×300	556.29	77.18	22.6	1.29	19.35	cv	cv
	V4	16×190	231.76	1.23	14.69	0.7	10.41	cv	cv
4ème ETAGE	V1	16×375	565.67	80.33	28.26	1.01	15.16	cv	cv
	V2	16×285	763.25	83.33	21.47	1.8	27.1	cv	cv
	V3	16×300	765.87	71.43	22.6	1.67	25.005	cv	cv

	V4	16×190	316.49	0.93	14.69	0.94	14.15	cv	cv
3ème ETAGE	V1	16×375	661.48	78.78	28.26	1.15	17.3	cv	cv
	V2	16×285	900	80.86	21.47	2.07	31.04	cv	cv
	V3	16×300	896.14	61.74	22.6	1.88	28.23	cv	cv
	V4	16×190	387.15	2.45	14.69	1.65	17.46	cv	cv
2ème ETAGE	V1	16×375	802.53	74.35	28.26	1.35	20.34	cv	cv
	V2	16×285	1101	71.4	21.47	2.44	36.54	cv	cv
	V3	16×300	1081.09	33.83	22.6	2.14	32.14	cv	cv
	V4	16×190	456.73	5.91	14.69	1.39	20.29	cv	cv
1ème ETAGE	V1	16×375	874.6	93.56	28.26	1.5	22.55	cv	cv
	V2	16×285	1195.61	34.14	21.47	2.49	37.39	cv	cv
	V3	16×300	1153.37	71.62	22.6	2.4	35.96	cv	cv
	V4	16×190	508.61	8.52	14.69	1.57	23.52	cv	cv
RDC	V1	16×375	938.24	88.82	28.26	1.6	23.84	cv	cv
	V2	16×285	1256.14	69.63	21.47	2.7	41.05	cv	cv
	V3	16×300	1185.4	20.11	22.6	2.29	34.45	cv	cv
	V4	16×190	569.8	6.45	14.69	1.73	26.03	cv	cv

V.4.5.3. Calcul d'espacement

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible **:**

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\,;30\text{cm}\right]$$

$$S_v \leq \min\begin{cases}1.5\times 16 = 24\text{cm}\\ 30\text{cm}\end{cases}$$ En prendre S_v =20cm

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante})\\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité})\end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants**:**

St = 20 cm …. (En zone courante).

St = 10 cm …..(En zone d'extrémité du voile).

V.4.5.4. Vérification des voiles à l'effort tranchant et calcul d'armatureshorizontales :

V.4.5.4.a. Armatures horizontales :

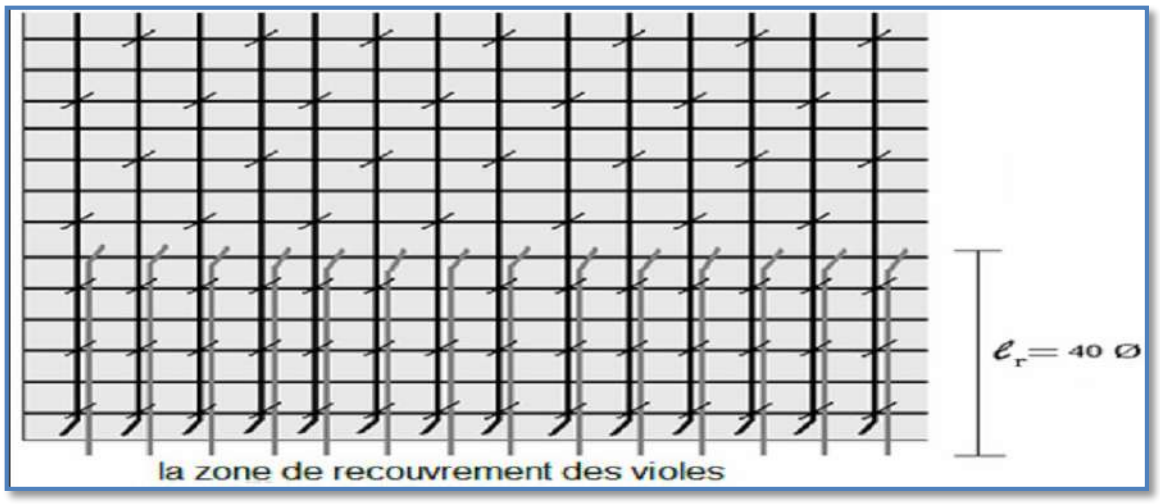


Figure .14. les Armatures horizontales des voiles.

V.4.5.4.b. Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2)

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4 \times \bar{v}}{b_0\ d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

d : hauteur utile. d = 0.9h.

h : hauteur total de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0.2\ f_{c28}$, il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

- **SENS-X**

Tableau5-31 : Vérification au cisaillement et calcul des armatures horizontales

Niveau	voile	S (cm2)	T (KN)	τ_U	situ	$[\tau_U]$	vérif.	$\emptyset_h$	$S_{h\ max}$ RPA	$S_{h\ max}$ CBA	S_{hCHOI}	$A_{h\ choie}(cm^2)$	
7ème ETAGE	V1	16×150	180.95	1.17	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	59.38	0.28	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	18.3	0.13	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	127.08	0.33	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	107.18	0.28	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
6ème ETAGE	V1	16×150	245.29	1.59	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	95.71	0.45	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	24.75	0.17	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	347.43	0.89	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	295.22	0.77	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10

5ème ETAGE	V1	16×150	294.85	1.91	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	102.18	0.48	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	25.24	0.18	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	503.05	1.29	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	420.66	1.09	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème ETAGE	V1	16×150	354.68	2.30	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	113.95	0.54	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	38.8	0.27	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	665.17	1.70	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	561.62	1.46	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème ETAGE	V1	16×150	378.05	2.45	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	126	0.60	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	35.17	0.24	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	763.54	1.95	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	656.86	1.70	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
2 ETAGE	V1	16×150	398.42	2.58	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10

	V2	16×205	150.77	0.72	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	56.49	0.39	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	828.67	2.12	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	745.54	1.93	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ere ETAGE	V1	16×150	334.01	2.16	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×205	340.73	1.62	ACC	5	cv	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	101.2	0.70	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	729.68	1.87	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	726.36	1.88	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
RDC	V1	16×150	317.25	2.06	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V2	16×305	849.01	4.03	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V3	16×140	139.64	0.97	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V4	16×380	563.54	1.44	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10
	V5	16×375	672.47	1.74	ACC	5	cv	10	20	40	20	1.57	2HA10

❖ **SENS-Y**

Tableau5-32 : Vérification au cisaillement et calcul des armatures horizontales

Niveau	voile	S (cm2)		T (kN)	τ_U	situ	$\bar{\tau}$CBA	vérif.	Qh	Sh max RPA	Sh max CBA	Sh choi	Ah choie	
7eme étage	V1	16	100	22.18	0.22	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	181.8	0.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
6eme étage	V1	16	100	57.21	0.56	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	212.65	0.94	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
5ème étage	V1	16	100	89.66	0.87	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	213.84	0.95	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
4ème étage	V1	16	100	150.22	1.46	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	726.43	3.21	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
3ème étage	V1	16	100	185.49	1.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	790.27	3.49	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
2ème étage	V1	16	100	239.65	2.33	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

	V2	16	220	886.74	3.92	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
1ème étage	V1	16	100	274.62	2.67	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	220	1007.16	4.45	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
RDC	V1	16	100	176.89	1.72	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10
	V2	16	380	1102.95	2.82	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	2HA10

Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu 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 tâche 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.

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture

V.4.6. 1. Les trimétaux

V.4.6.1.1.Ferraillagedestrimétaux a L'ELU

Le calcul du ferraillage de trimétaux, est le même que les voiles pleins.

❖ **SENS X :**

Tableau 5-33 : Ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux)sensX

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
7ème ETAGE	V1	16	108	153.8	203.67	ACC	3.45	2.592	15	10HA12	11.3	22.6
	V2	16	150	117.09	74.35	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	154.64	38.37	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
6ème ETAGE	V1	16	108	157.87	233.92	ACC	4.26	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	266.77	153.39	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	368.98	72.78	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
5ème ETAGE	V1	16	108	167	314.28	ACC	6.52	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	407.58	224.4	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	540.48	97.42	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
4ème ETAGE	V1	16	108	243.76	403.61	ACC	8.43	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	550.41	280.55	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08

	V3	16	240	733.54	98.23	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
3ème ETAGE	V1	16	108	318.1	455.31	ACC	9.01	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	555.43	653.58	ACC	6.23	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	862.67	99.01	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
2ème ETAGE	V1	16	108	408.11	504.73	ACC	9.03	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	566.28	536.77	ACC	3.54	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	240	816.5	261.35	ACC	0	5.76	15	20HA12	22.6	27.12
1ereETAGE	V1	16	108	470.66	409.84	ACC	6.26	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	1082.25	334.18	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	380	1143.24	1790.11	ACC	0	9.12	15	20HA12	22.6	27.12
RDC	V1	16	108	485.24	481.32	ACC	8.66	2.592	15	10HA12	11.3	18.08
	V2	16	150	1378.4	145.02	ACC	0	3.6	15	12HA12	13.56	18.08
	V3	16	380	1248.47	2268.71	ACC	1.28	9.12	15	20HA12	22.6	27.12

❖ **SENS -Y**

Tableau5-34: Ferraillage des voiles avec ouverture (les trumeaux) sensY

Niveu	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
7ème étage	V1	16	100	47.02	78.45	ACC	1.57	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	186.04	127.04	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
6ème étage	V1	16	100	116.81	117.45	ACC	1.8	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	330.24	207.49	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
5ème étage	V1	16	100	157.19	156.63	ACC	2.47	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	394.29	274.62	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
4ème étage	V1	16	100	213.91	225	ACC	3.95	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1215.36	335.72	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
3ème étage	V1	16	100	287.54	263.92	ACC	4.34	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1531.97	324.23	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
2ème étage	V1	16	100	395.26	325.43	ACC	5.33	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1880.62	455.07	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
1ere étage	V1	16	100	474.26	375.88	ACC	6.41	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	220	1706.44	1156.8	ACC	0	5.28	15	18HA12	20.34	40.68
RDC	V1	16	100	664.45	248.75	ACC	0	2.4	15	9HA12	10.17	20.34
	V2	16	380	2353.06	3410	ACC	0	9.12	15	18HA12	20.34	40.68

V.4.6.1.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service

❖ **SENCE X**

Tableau 5-35 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sensX

Niveau	voile	S (cm2)		N_{ser} (KN)	M_{ser}(KN.m)	As cm²	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7ème ETAGE	V1	16	108	51.53	5.17	11.3	0.37	5.53	CV	CV
	V2	16	150	47.06	9.34	13.56	0.18	2.28	CV	CV
	V3	16	240	93.69	67.23	22.6	0.55	8.21	CV	CV
6ème ETAGE	V1	16	108	127.44	6.9	11.3	0.79	11.79	CV	CV
	V2	16	150	97.64	11.5	13.56	0.32	4.86	CV	CV
	V3	16	240	226.98	110.35	22.6	1.08	16.3	CV	CV
5ème ETAGE	V1	16	108	201.93	12.38	11.3	1.28	19.05	CV	CV
	V2	16	150	145.1	15.35	13.56	0.47	7.13	CV	CV
	V3	16	240	328.27	157.31	22.6	1.55	23.08	CV	CV
4ème ETAGE	V1	16	108	276.24	8.58	11.3	1.57	23.48	CV	CV
	V2	16	150	194.17	8.72	13.56	0.84	12.36	CV	CV
	V3	16	240	441.37	191.63	22.6	1.99	29.2	CV	CV
3ème ETAGE	V1	16	108	334.33	10.98	11.3	1.92	28.53	CV	CV
	V2	16	150	322.7	6.91	13.56	1.22	19.28	CV	CV
	V3	16	240	523.24	233.39	22.6	2.39	35.53	CV	CV
2ème ETAGE	V1	16	108	400.47	4.14	11.3	2.02	31.33	CV	CV
	V2	16	150	353.72	10.7	13.56	1.44	21.66	CV	CV
	V3	16	240	615.13	266.27	22.6	2.77	41.23	CV	CV
1ere ETAGE	V1	16	108	442.54	6.37	11.3	2.35	35.22	CV	CV
	V2	16	150	363.62	10.79	13.56	1.48	22.3	CV	CV
	V3	16	380	1004.5	33.23	22.6	2.52	37.86	CV	CV
RDC	V1	16	108	481.48	3.29	11.3	2.48	37.22	CV	CV
	V2	16	150	371.78	50.89	13.56	20.3	30.19	CV	CV
	V3	16	380	1078.96	33.23	22.6	2.69	40.42	CV	CV

❖ **SENS** Y

Tableau 5-36 : Vérification des contraintes à l'état limite de service (les trumeaux) sensY

Niveau	voile	S (cm2)		Nser (KN)	Mser (KN.m)	As cm²	σb	σs	σb≤[σb]	σs≤[σs]
7eme étage	V1	16	100	31.26	24.84	10.17	0.8	12.47	CV	CV
	V2	16	220	124.62	40.44	20.34	0.55	8.23	CV	CV
6eme étage	V1	16	100	69.17	25.58	10.17	1.07	15.42	CV	CV
	V2	16	220	225.04	88.92	20.34	1.1	16.25	CV	CV
5ème étage	V1	16	100	106.81	24.83	10.17	1.2	18.34	CV	CV
	V2	16	220	316.81	124.31	20.34	1.54	22.3	CV	CV
4ème étage	V1	16	100	143.82	21.67	10.17	1.17	17.23	CV	CV
	V2	16	220	468.18	124.31	20.34	1.94	28.05	CV	CV
3ème étage	V1	16	100	173.78	17.04	10.17	1.43	21.45	CV	CV
	V2	16	220	556.71	192.71	20.34	2.57	38.25	CV	CV
2ème étage	V1	16	100	205.56	12.36	10.17	1.47	21.3	CV	CV
	V2	16	220	658.59	201.75	20.34	2.88	42.89	CV	CV
1ere étage	V1	16	100	230.8	10.08	10.17	1.55	23.02	CV	CV
	V2	16	220	663.89	174.6	20.34	2.7	45.3	CV	CV
RDC	V1	16	100	225.36	15.36	10.17	1.66	24.66	CV	CV
	V2	16	380	1051.05	115.23	20.34	3.38	50.23	CV	CV

V.4.6.1.3. Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcul des armatureshorizontales des trumeaux

❖ **SENS X**

Tableau 5-37: Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcul des armatures horizontales des trumeaux sens X

Niveau	voile	T (kN)	τ_u	situation	$\tau u \leq [\tau_{u CBA}]$	vérif.	$\emptyset_h$ (mm)	Sh max RPA	Sh max CBA	$S_{h\ CHOI}$	Ah choie	
7ème ETAGE	V1	157.38	1.42	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	11.2	0.07	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	22.39	0.09	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
6ème ETAGE	V1	159.12	1.43	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	37.93	0.25	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	118.11	0.48	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
5ème ETAGE	V1	207.86	1.87	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	67.15	0.44	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	148.31	0.60	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
4ème ETAGE	V1	265.06	2.39	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10

	V2	96.43	0.63	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	196.8	0.80	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
3ème ETAGE	V1	295.76	2.66	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	658.21	4.27	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	213.12	0.86	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
2ème ETAGE	V1	325.34	2.93	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	534.78	3.47	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V3	337.03	1.37	ACC	5	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
1ème ETAGE	V1	304.46	2.74	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V2	372.7	2.42	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V3	504.78	1.29	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
RDC	V1	250.23	2.25	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V2	224.05	1.45	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10
	V3	692.93	1.77	ACC	5	CV	10	24	40	20	11.77	15HA10

❖ **SENS Y**

Tableau 5-38 : Vérification des voiles a l'effort tranchant et calcule des armatures horizontales des trumeaux sens Y

Niveau	voile	T (kN)	τ_U	situation	vérif.	Qh	Sh max RPA	Sh max CBA	$S_{h\ CHOI}$	$A_{h\ choie}$	
7eme étage	V1	22.18	0.22	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	181.8	0.80	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
6eme étage	V1	57.21	0.56	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	212.65	0.94	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
5ème étage	V1	89.66	0.87	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	213.84	0.95	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
4ème étage	V1	150.22	1.46	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	726.43	3.21	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
3ème étage	V1	185.49	1.80	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	790.27	3.49	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
2ème étage	V1	239.65	2.33	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	886.74	3.92	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
1ème etage	V1	274.62	2.67	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	1007.16	4.45	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
RDC	V1	176.89	1.72	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10
	V2	1102.95	2.82	ACC	CV	10	24	40	20	1.57	15HA10

V.4.6.2. 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 lesRèglements en vigueur (CBA 93, RPA 99).

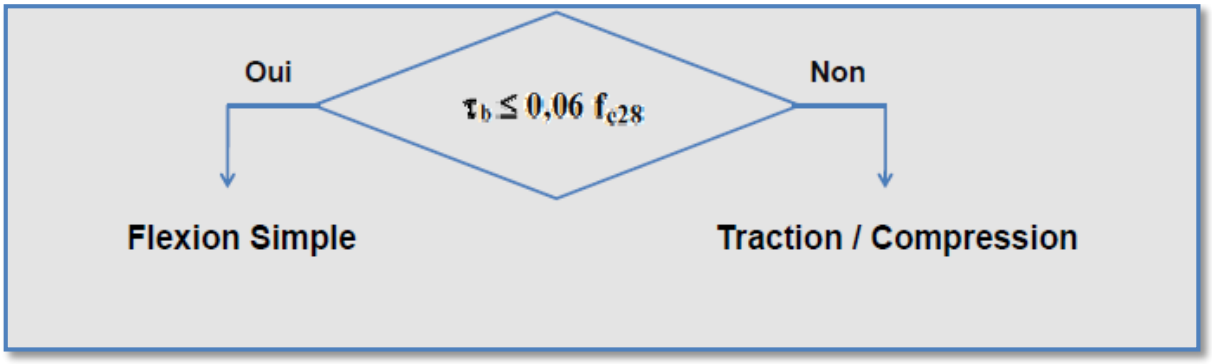


Figure 5.15. Le ferraillage du linteau

V.4.6.2.a Recommandations réglementaires

V.4.6.2.a.1 Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

V.4.6.2.a.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.4.6.2.b. Ferraillage des linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple ou en traction /compression avec les efforts M et T.

On devra disposer:

1. **Premier cas voile soumis à la flexion simple :** $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$ **(RPA99 Art 7.7.3.1):**
   - des aciers longitudinaux de flexion: Al
   - des aciers transversaux: At
   - des aciers en partie courante (acier de peau): Ap

❖ **Aciers longitudinaux:**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule **:**

$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$ 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.

❖ **Aciers transversaux**:

❖ **cas 01:** 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'

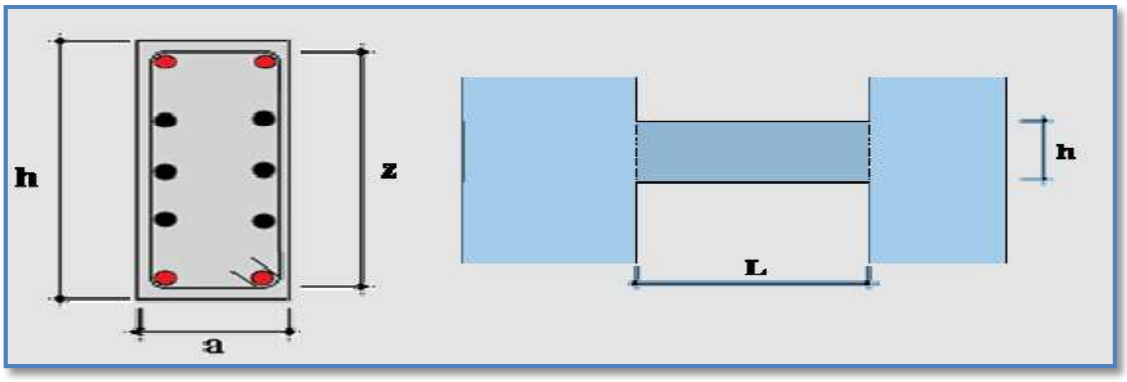


Figure 5.16. Linteau long.

- **cas 02:** linteau courts ($\lambda_g = \frac{1}{h} \leq 1$)

On doit avoir **:**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{\overline{V} + A_t \times f_e}$$

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'

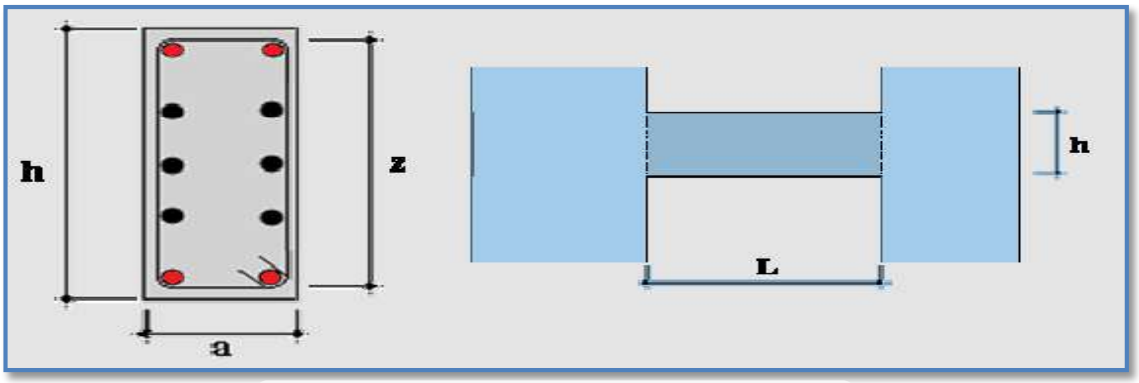


Figure 5.17. Linteau courts.

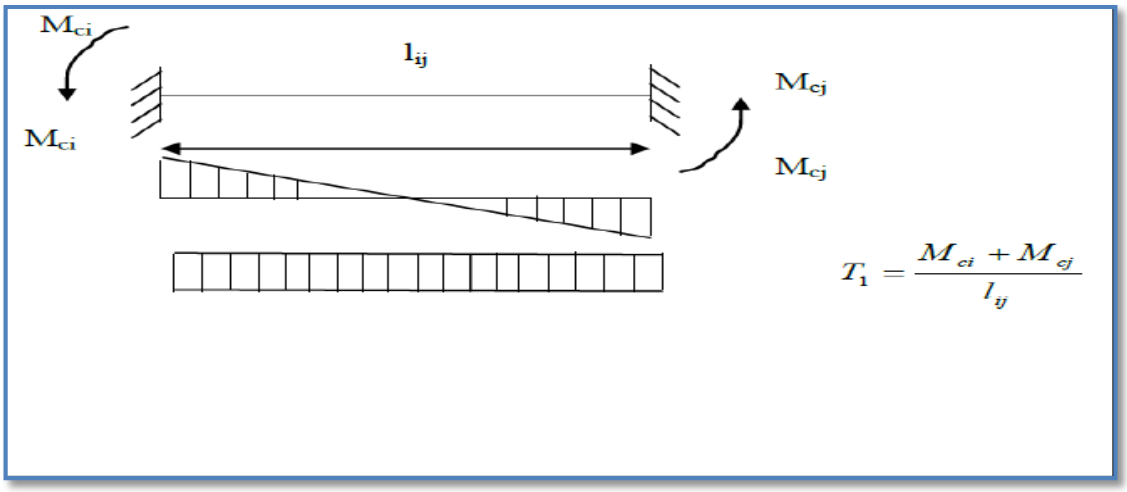


Figure 5.18. Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du Linteau de portéeL_{ij}

2. **Deuxième cas voile soumis àla compression et traction :** $\tau_b > 0.06 \times f_{c28}$**(RPA99 Art 7.7.3.2):**

- Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux

(Supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature dePeau) suivant les minimum réglementaires.

- Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (deCompression et de traction) suivant l'axe moyen des armaturesDiagonales A_d à disposer obligatoirement.
- Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule**:**

$A_d = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$

Avec **:** $\frac{h-2d}{L}$V = V calcul (sans majoration).

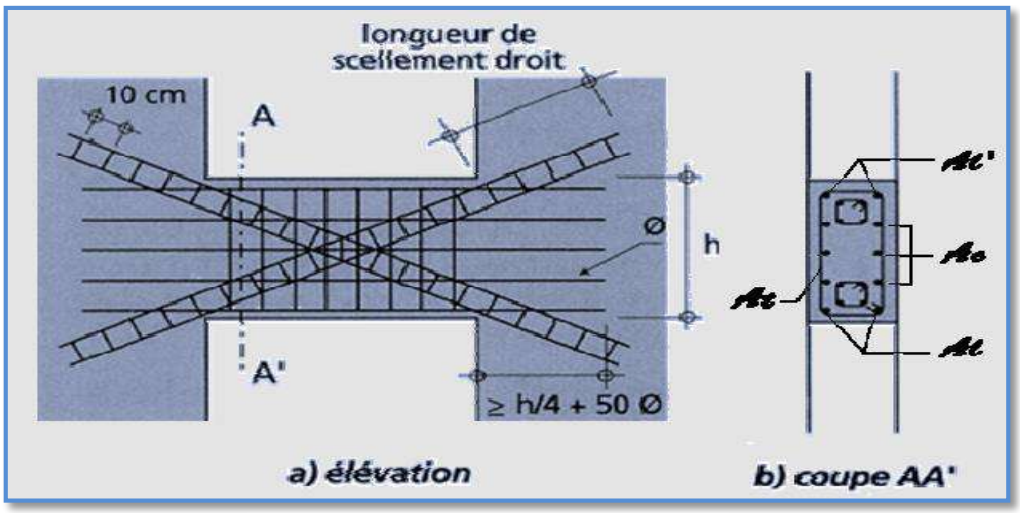


Figure 5.19. Armatures de linteaux.

Niveau	voile	A calculé (cm²)				St(cm)	A choisie (cm²)			
		Ad	Al	At	Ac		Ad	Al=Al'	At	Ac
7ème ETAGE	V1	-	1.05	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V2	3.19	2.06	0.6	2.75	15	4HA12=52	2HA12=2.26	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V3	-	0.01	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V4	-	0.03	1.58	-	15	--	2HA12=2.26	4HA8=2.01	--
	V5	-	-	-	-	-	--	-	-	--
.2.3.4.5, 6ème étage	V1	8.53	3.98	0.6	5.31	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V2	17.74	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V3	12.19	4.03	0.6	5.38	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V4	13.6	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V5	5.23	2.06	0.6	2.75	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	4HA12=4.52
RDC .1ere étage	V1	10.44	4.32	0.6	5.76	15	8HA14=12.3	4HA12=4.52	2HA8=1.01	6HA12=6.79
	V2	-	-	-	-	-	--	-	-	--
	V3	13.13	5.5	0.6	7.33	15	8HA14=12.3	6HA12=6.79	2HA8=1.01	8HA12=9.05
	V4	11.73	2.88	0.6	3.84	15	8HA14=12.3	6HA12=6.79	2HA8=1.01	4HA12=4.52
	V5	-	-	-	-	-	--	-	-	--

V.4.6.2.c. 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 $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$**:**

$A_t \geq 0,0015 \times b \times S$ (0, 15%)

Pour $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$:

$A_t > 0,0025 \times b \times S$ (0, 25%)

- Armatures de peau :

$A_c \geq 0,002 \times b \times h$ (0, 20 %)

A_c (2 nappes) doivent être au

Total d'un minimum égal à 0.20%.

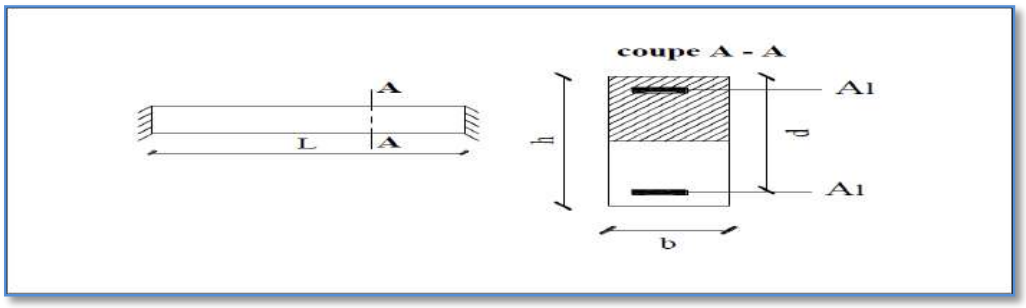


Figure 5.20. Section du linteau

V.4.6.2.d. Armatures des linteaux

Les résultats de calcul sont

Tableau 5.40. Ferraillage du linteau

Tableau 5.39. Détermination de la nature de sollicitation

Niveau	voile	e(Cm)	h(m)	L(m)	T (KN)	τb	**0.06 fc28**	τb≤ **0.06 fc28**	nature de l'effort	M(KN.m)
7ème étage	V1	16	0.66	1.2	30.25	0.45	1.5	cv	flexion	18.34
	V2	16	0.86	1	166.63	1.88	1.5	cnv	traction / compression	88.93
	V3	-	-	-	-	-	-	-	------	-
	V4	16	0.86	1.2	131.2	1.49	1.5	cv	flexion	0.65
	V5	16	0.86	1.2	55.52	0.63	1.5	cv	flexion	0.42
.5ème étage	V1	16	1.66	1.2	552.77	3.24	1.5	cnv	traction / compression	313.2
	V2	16	0.86	1	925.6	10.46	1.5	cnv	traction / compression	462.86

	V3	16	1.68	1.2	793.59	4.59	1.5	cnv	traction / compression	0.17
	V4	16	0.86	1.2	709.27	8.02	1.5	cnv	traction / compression	0.15
	V5	16	0.86	1.2	272.78	3.08	1.5	cnv	traction / compression	0.35
RDC et 1ere étage	V1	16	1.8	1.2	528.84	2.89	1.5	cnv	traction / compression	303.61
	V2	-	-	-	-	-	-	-	------	-
	V3	16	2.29	1.2	930.46	3.95	1.5	cnv	traction / compression	0.19
	V4	16	1.2	1.2	721.07	5.84	1.5	cnv	traction / compression	0.36
	V5	-	-	-	-	-	-	-	-------	-

VI.1. Introduction générale :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, 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).

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Rapport de sol.

VI.2. Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale a du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation

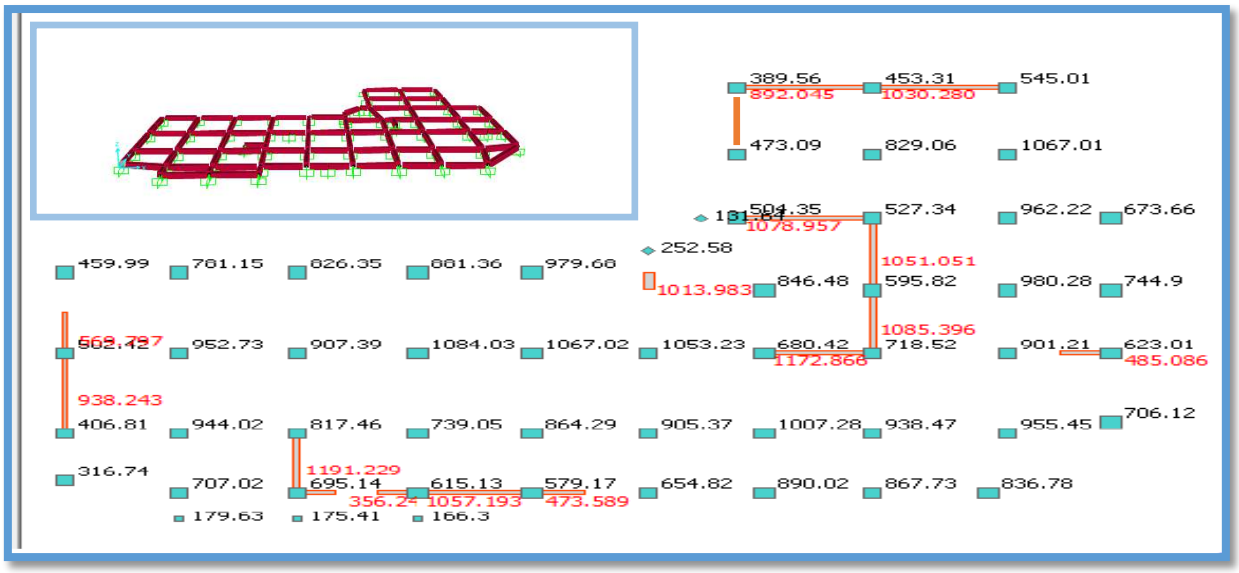


Figure 6-1 : les efforts normaux des poteau et des voiles à l'ELS



Figure 6-2 : Semelle isolée sous poteau.

VI.3. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$,

Avec : $A = \sqrt{S}$

Poids de semelle $= B_{ch} . A_{ch} . h_{ch} . \rho$ béton

Pious $A_{pot} = a \times b \times \rho_{béton} \times D'$

$D' = D - h_{long} - h_{ch}$

P remblai = (A x B)-(axb)*D'x ρ béton $\Longrightarrow$ $A_{ch} > = \frac{a.Nser}{b.\sigma sol}$ avec A = B donc

Dimensionnement de la semelle isolée :								
Paramètres de calcul :			Dimensionnement initial			Vérification des contraints :		
a =	55	cm	B >=	2036	mm	P semelles =	54.45	kN
b =	55	cm	B ch. =	2.2	m			
c =	3	cm	A =	2.2	m			
D =	1.5	m	A ch. =	2.2	m	P Poteau =	4.15	kN
h long =	35	cm	h s >=	44.25	cm			
σsol =	0.2	Mpa	hs ch =	45	cm	P remblai =	45.66	kN
ρ béton =	25	kN/m3						
ρ sol h =	18.3	kN/m3	D' =	70	cm	Бcal =	0.193	Mpa
Nser =	829.06	KN						

Tableau.6-1: L'effort normal des semelles isolées à l'ELS.

	N 1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9
s1	1007.28	1053.23	1067.01	1067.02	1084.03	1013.98			
s2	938.47	944.02	944.02	952.73	955.45	955.45	962.22	979.68	980.28
s3	901.2	905.4	907.4						
s4	706.12	707.02	739.05	781.15					
s5	473.09	459.99							
s6	890.02	881.36	867.73	864.29	846.48	836.78	829.06	826.35	
s7	654.82	673							
s8	316.74								

S1=S2, S3=S6, S5=S8, S4=S7 Danc on a 4 type des semelles

S1, S2, S3, S4

Tableau.6-2: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
s1	250x 250x55	250x 250x55	250x 250x55	250x 250x55	250X 250X55	250X 250X55			
s2	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55	240x 240x55
s3	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50						
s4	210x 210x45	210x 210x45	210x 210x45	220x 220x50					
s5	170x 170x35	170x 170x35							
s6	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50	230x 230x50	220x 220x50	220x 220x50	220x 220x50		
s7	200x 200x40	200x 200x40							
s8	140x 140x30								

VI.3.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

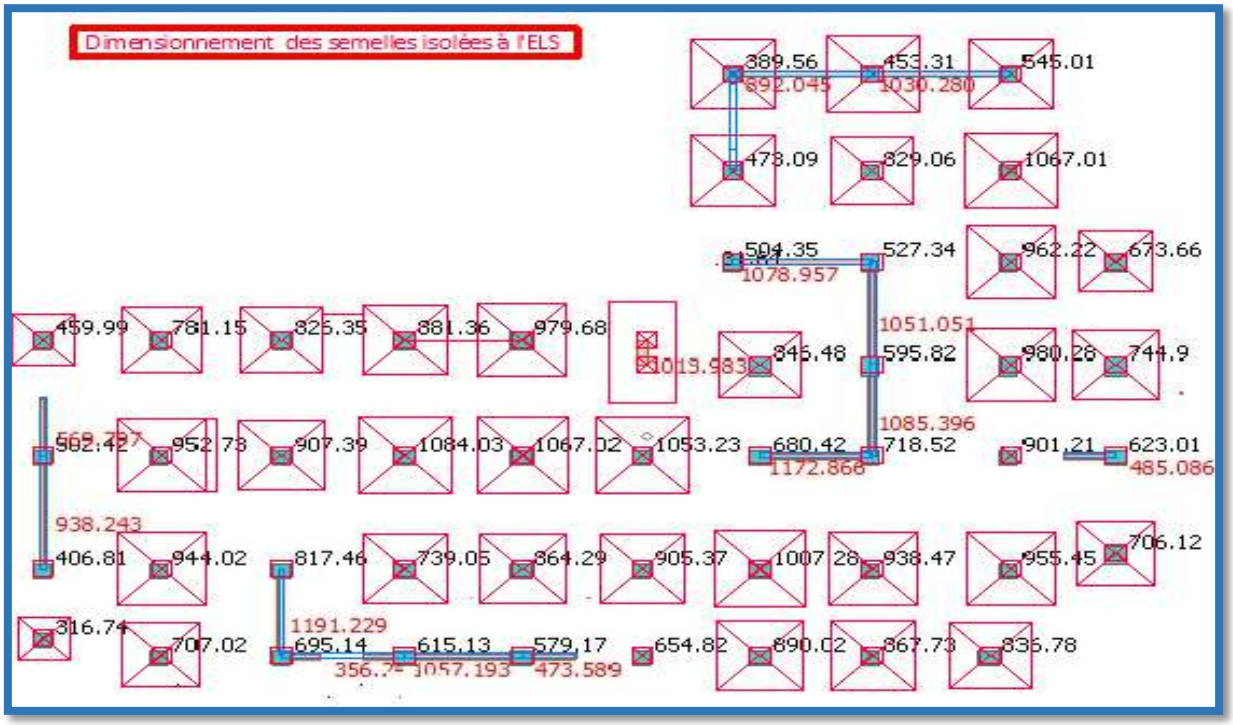


Figure 6-3 : dimensionnement des semelles à l'ELS

$$\sigma = \frac{N_{ser}+P_{semelle}+P_{amorce\ poteau}+P_{rembli}}{S_{choisi}} \leq [\sigma_s]$$

Tableau 6-3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$A_{morcé\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
S_1	1084.03	785.93	4.53	65.30	0.196	CV
S_3	907.4	66.12	4.91	59.32	0.196	
S_4	781.15	60.50	4.91	53.97	0.186	
S_5	473.09	25.28	6.05	37.88	0.188	

VI .3.2.Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les

semelles très chargées auront un bulle beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre

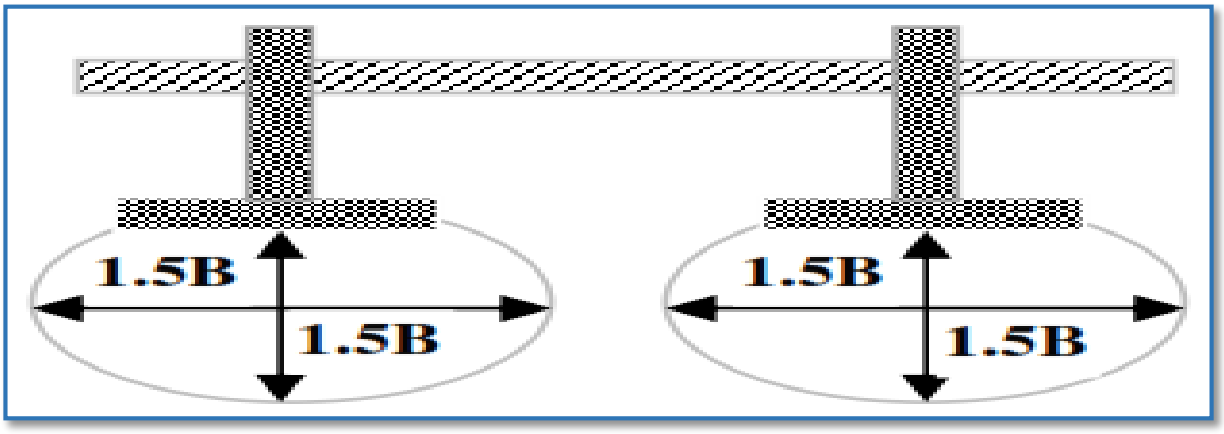


Figure6-4 : Les bulles de pression.

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement

	semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
L6-L5	S1	2.5	2.5	3.75	3	cnv
L6-L5	S1	2.5	2.5	3.75	3	cnv
L5	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L4	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L1-L2	S1-S3	2.5	2.3	3.6	3.38	cnv
L1-L2	S1-S4	2.5	2.1	3.45	3.38	cnv
L4	S3-S4	2.3	2.1	3.3	3.25	cnv
L4	S1-S3	2.5	2.3	3.6	3.28	cnv
L3	S1	2.5	2.5	3.75	3.25	cnv
L3	S1	2.5	2.5	3.75	3.28	cnv

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes

VI.4. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

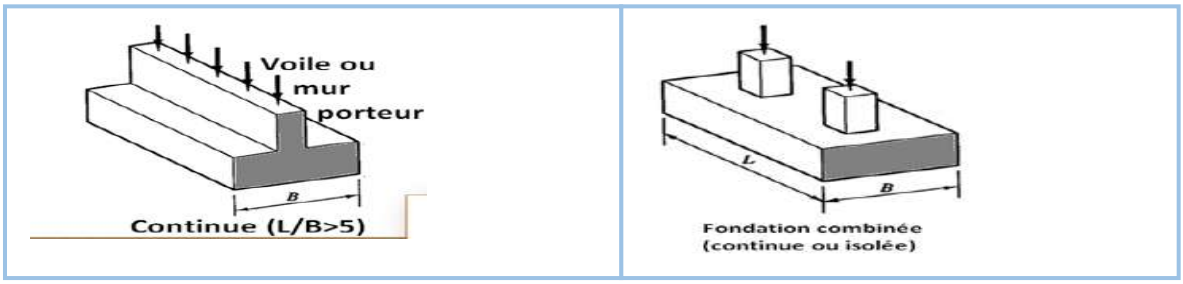


Figure 6-5 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

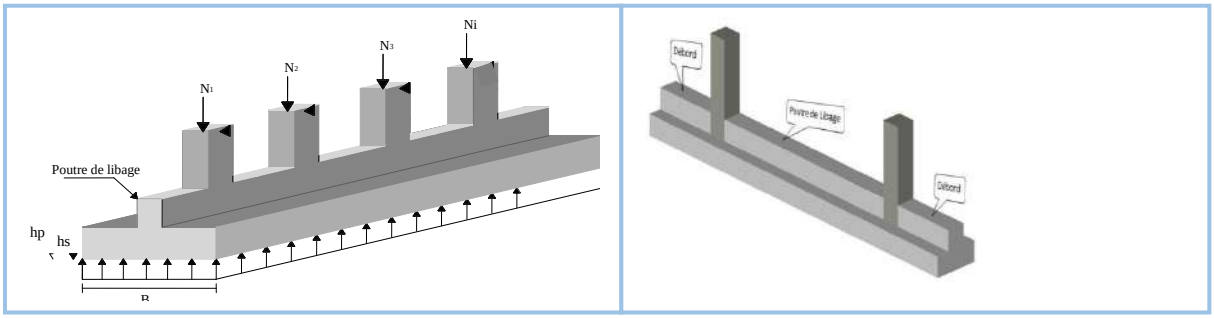


Figure 6-6 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}}$; $d \geq \frac{B-b}{4}$; $h=d + c + \frac{\emptyset}{2}$

Dimensionnement de la semelle filante :					
Paramètres de calcul :			Paramètres de calcul :		
Fc28 =	25	Mpa	a =	55	cm
L_{max} =	2.85	m	b =	55	cm
K =	4	kg /cm3	c =	3	cm
E =	32164.2	Mpa	D =	1.5	m
Pré-dimensionnement de la poutre de libage :			h long =	35	cm
			σsol =	0.2	Mpa
b =	50	cm	ρbéton =	25	kN/m3
hp >=	345	mm	ρsol h =	18.3	kN/m3
hp ch =	35	cm	Lt =	24.3	m
les sollicitations de Poutre de libage :			B >=	1422.14	mm
			Bch =	1.8	m
			hs >=	34.25	cm
Q ELU :	443.51	kN/ml	hsch =	35	cm
Q ELS :	328.52	kN/ml	D' =	0.8	m

Tableau 6 – 5 : Effort normale de la semelle filante a L'ELS

Semelle filante									
Ni	707.02	347.57	356.22	615.13	1057.18	579.17	3249.33	6911.62	Nu
Semelle	24.30	1.80	0.35	25				382.725	7678.6
A. Poteaux	8	0.55	0.55	0.8	25			48.4	
Remblai	24.30	1.80	0.8	18.3				640.35	
somme								7983.09	1071.5
contrainte sous la semelle								0.183	

Tableau 6-6: dimensions des semelles filantes sous voiles

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(cm)
SF_1	24.3	7983.09	328.52	1.42	1.8	0.35	3
SF_3	30.8	9918.35	322.02	1.4	1.8	0.35	
SF_5	11.9	4008.06	336.81	1.46	1.8	0.35	
SF_7	9	3564.38	396.04	1.73	2	0.45	
SF_8	9	2889.22	321.02	0.9	1.3	0.35	
SF_9	14	2757.35	196.55	0.55	1	0.35	
SF_{10}	11.2	1916.93	171.15	1.11	1.4	0.35	
SF_{11}	8.5	1606.59	189.01	1.41	1.7	0.35	

Tableau 6-7: dimensions des semelles filantes sous poteaux

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	N_{ser}/ml (KN/ml)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)	e(m)
SF_2	27.90	7983.09	286.13	1.12	1.40	0.35	0.03
SF_4	27.50	6543.15	237.93	1.01	1.40	0.35	
SF_6	9.00	2445.47	271.71	1.18	1.40	0.35	

VI.4.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_0.b}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- N : étant le nombre de barres

- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6-8: Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L(m)	N Elu(KN)	$N_{ser(KN)}$	$N_{elu/ml(KN/ml)}$	$N_{ser/ml(KN/ml)}$	$A_{elu(cm^2)}$	Aser(cm^2)	$A_{choisie(cm2)}$	B choix	St (cm)
SF_1	24.3	8750.11	7983.0	360.08	328.52	5.05	7.94	8HA12=9.04	180avecESP=12	15
SF_2	27.9	10886.6	7983.0	390.2	224.02	5.61	5.55	7HA12	140	
SF_3	30.8	13482.51	9918.3	437.74	322.02	6.14	7.78	8HA12	180	
SF_4	27.5	10809.41	9918.3	393.06	237.93	5.65	5.89	7HA12	140	
SF_5	11.9	3468.54	4008.0	291.47	336.81	4.09	8.14	8HA12	180	
SF_6	9	3233.5	4008.0	359.27	271.71	5.16	6.73	7HA12=7.91	140	
SF_7	9	4682.38	3564.3	520.26	369.04	8.47	10.35	10HA12=11.3	200esp=10	
SF_8	9	3585.14	1635.6	398.34	181.73	3.35	2.64	6HA12=07.91	130	
SF_9	14	3680.1	1916.9	262.86	136.92	1.33	1.19	6HA12	100	
SF_{10}	11.2	2500.79	2889.2	223.28	136.92	2.13	2.25	6HA12	140	
SF_{11}	8.5	1898.26	2757.3	223.28	324.39	2.88	7.21	7HA12	170	

Remarque :

Les semelles filantes sous poteaux **SF2, SF4 ; SF6**

Armature de répartition

$$A_{rep} = \frac{A(cm^2).}{4} \quad ; \quad ESp = \frac{B-2.e-\emptyset}{(n-1)}$$

Tableau 6-9 : Armature de répartition

Semelle	A répartition (cm²)	A répartition (cm²)	Esp (cm)	B (cm)
SF_1	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_2	3.56	7HA12=7.92	20	140
SF_3	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_4	3.56	7HA12=7.92	20	140
SF_5	4.05	8HA12=9.04	20	180
SF_6	2.76	7HA12=7.92	20	140
SF_7	5.65	10HA12=11.30	20	200
SF_8	3.56	7HA12=7.92	20	130
SF_9	1.69	5HA12=7.92	20	100
SF_{10}	2.37	7HA12=7.92	20	140
SF_{11}	3.02	7HA12=7.92	20	170

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: 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

Tableau.6-10 Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

semelle	HA (mm)	Ls(cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF_1	12	42.85	22.5	45	ancrage courbe ou rectiligne.
SF_2			17.5	35	
SF_3			22.5	45	
SF_4			17.5	35	
SF_5			22.5	45	
SF_6			17.5	35	
SF_7			25	50	
SF_8			16.25	32.5	
SF_9			12.5	25	
SF_{10}			17.5	35	
SF_{11}			21.25	42.5	

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : **[1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄**

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que

L'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e= M/N \leq B/4$).

Tableau 6-11: Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	8750.11	13.1	0.05	1.3	0.45	CV
SF_2	10886.6	5.67	------	1.7	0.35	
SF_3	13482.51	10.63	0.06	1.5	0.45	
SF4	10809.41	43.86	------	1.8	0.35	
SF_5	3468.54	11.68	------	1.3	0.45	
SF_6	3233.5	4.25	------	1.9	0.35	
SF_7	4682.384	8.35	------	1.3	0.5	
SF_8	3585.14	4.85	------	1.6	0.325	
SF_9	3680.1	11.05	------	1.5	0.25	
SF_{10}	2500.79	11.68	------	1.6	0.35	
SF_{11}	1898.26	8.01	------	1.3	0.425	

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1.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 :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; le = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

L : La plus grande travée dans la fille

K : Coefficient de raideur du sol (K = 4 kg/cm3).

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.

hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Les poutres de libage (PL1, PL2, et PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles (SF9,

SF10 et SF11) respectivement.

Tableau 6 -12 : Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)	I(cm4)	Le (m)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	I(m^4)	$\frac{\pi.}{2}.l_{e>=l}$	HP
PL1	0.55	3.35	0.7	0.04	2.14	3.36	0.036	CV	0.92
PL2	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL3	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL4	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL5	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL6	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL7	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL8	0.55	3.8	0.7	0.06	2.43	3.81	0.059	CV	1.09
PL9	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL10	0.55	3.75	0.7	0.06	2.4	3.76	0.056	CV	1.07
PL11	0.55	2.75	0.7	0.02	1.76	2.76	0.016	CV	0.71

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :$q \leq \frac{\sum N}{L}$

Avec :

Ni: la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6-13: Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	**∑ *N* (ELU) KN**	**∑ *N* (ELS) KN**	**L(m)**	**q_u (KN/m^2)**	**q_{ser} (KN/m^2)**	**l(m)**
PL1	7678.63	6911.62	24.3	315.99	284.42	3.35
PL2	9890.22	6250.43	27.9	427.58	224.03	3.8
PL3	12197.31	8633.15	30.8	**396.01**	280.29	3.75
PL4	9854.44	5588.18	27.5	435.56	203.21	3.8
PL5	2943.33	3482.85	11.9	247.33	292.67	3.8
PL6	2920.64	2132.6	9	427.58	236.96	3.8
PL7	4233.42	3115.42	9	470.38	346.16	3.8
PL8	3197.93	2502.03	9	355.32	278	3.8
PL9	3323.96	2401.45	14	237.42	171.53	3.75
PL10	3197.93	1562.02	11.2	285.52	139.47	3.75
PL11	1669.6	1377.93	8.5	196.42	162.11	2.75

Tableau 6-14: les 3 type de poutre de libage les plus défavorable

Poutre de libage	∑N (ELU) KN	∑N (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL3	12197.31	8633.15	30.80	396.01	280.29
PL7	4233.42	3115.42	9.00	470.38	346.16
PL10	3197.93	1562.02	11.20	285.52	139.47

VI.5.2.Calcul des moments :

- Aux appuis :

À l'ELU:

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1+\gamma)}$$

- En travées :

À l'ELU:

$$Mt = M0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

À l'ELS : $$Mt = M0 - \frac{M_e+M_w}{2}$$

Tableau 6-15: Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)
PL3	399.38	162.17	286.04	225.35
PL7	788.71	369.77	580.42	272.12
PL10	323.81	167.01	321.81	151.05

VI.5.3Armatures longitudinales :

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.\, b.\, d^2} \quad ; \text{ On a } \mu \leq \mu l = 0.392$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 6-16: Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL3	Travée	162.17	67	1.59	0.00	2HA12=2.26
	appui	399.38	67	13.27	0.00	7HA16=14.06
PL7	Travée	369.77	67	10.84	0.00	6HA16=12.05
	appui	788.71	67	34.77	0.00	18HA16=36.17
PL10	Travée	167.01	67	3.33	0.00	2HA16=4.01
	appui	323.81	67	10.85	0.00	10HA12=11.30

VI.5.4Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau 6-18: Calcul des armatures transversale

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL3	Travée	2.26	286.04	6.00		
	appui	14.06	225.35	7.40	201.63	CV
PL7	Travée	12.05	580.42	7.20		

	appui	36.17	272.12	14.30		
PL10	Travée	4.01	321.81	2.30		
	appui	11.30	151.05	7.80		

Tableau 6-17: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

VI.5.5.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au mois 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Ap=3*1.2 = 3.6cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI.5.6.Armatures transversales :

$$\tau u = \frac{T_u}{b.d}$$

Tableau 6-18: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL3	676.26	1.83	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL7	378.48	1.07	2.5	6HA8=3.02	10	15
PL10	1056.68	2.86	2.5	6HA8=3.02	10	15

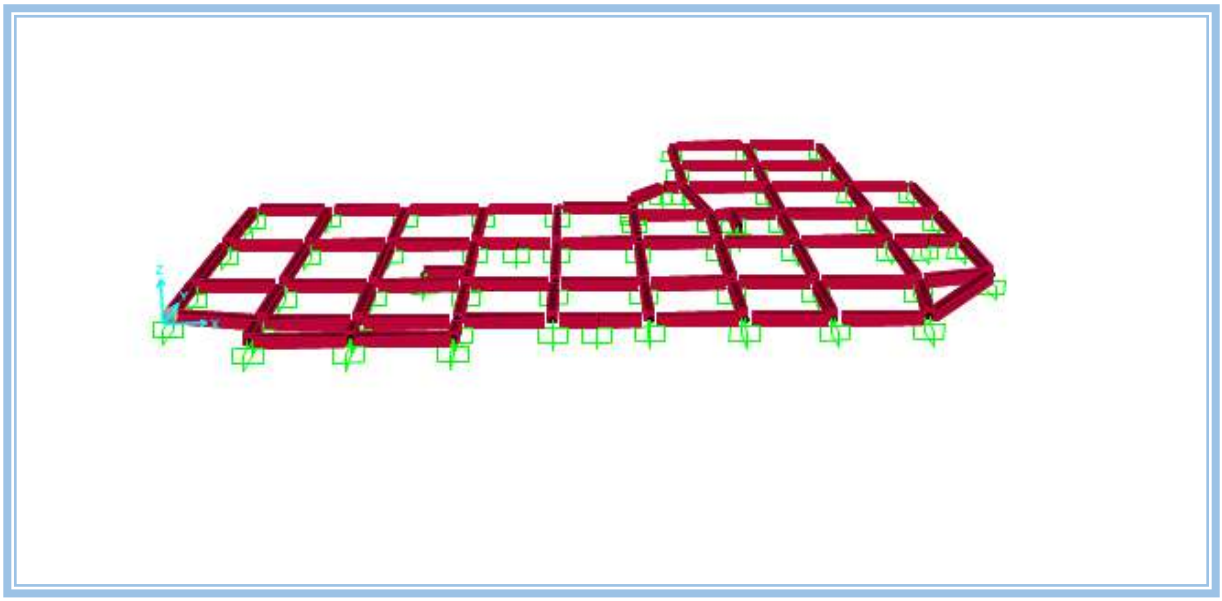


Figure 6-7: longrines (sap 2000 v 19).

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*35 cm^2

VI.6.1.Recommandation des règlements :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [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, 15Ø1)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau : 6-19 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	A calculée (cm^2)	A choisie(cm^2)	Vérif.	A_{min} CBA (cm^2)	A tôt (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérif.
30*35	1489.98	149.00	4.28	3HA14=4.6	CV	0.90	6HA14= 9.24	5.45	C.V

VI.6.3. 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 :

Tableau .6-20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	A adoptée (cm^2)	□□ Mpa	[□□]Mpa	□□ ≤[□□]
30*35	1085.34	108.53	9.23	117.58	201.63	CV

VI.6.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset_t \leq$ min [h/35; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

suivantes :

Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

– □□ = □□□ $\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset□\right]$ ... ... [Zone nodale]

- $S_t \leq h/2$ ……..[Zone courant]

- □□ ≤ $\frac{□□}{0.003×□}$

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d ; 40cm

-Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements(S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivan

Tableau : 6-21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

CBA 93	RPA 99			St et At adopté (cm)				
b xh(cm^2)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*35	30	0.9	8.75	17.5	1.35	10	15	4HA8 =2.01

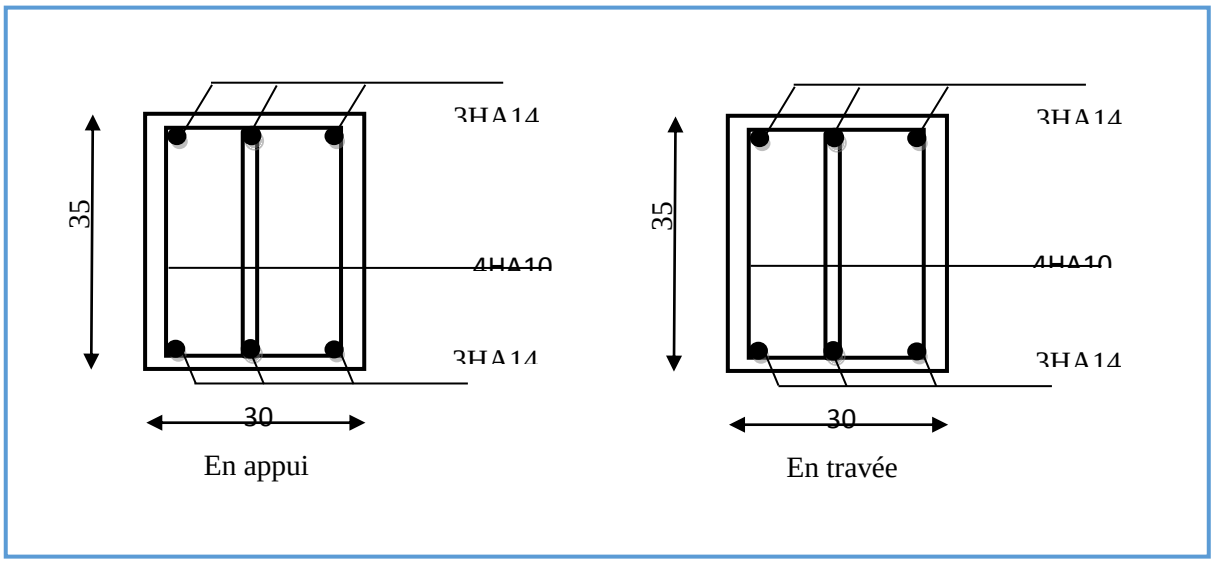


Figure : 6-8 ; ferraillage de longrine

Conclusion

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure e béton «HENRY THONIER ».
- Cours de formation

Logiciels :

- Sap 2000 version 19
- SOCOTEC
- EXPERT BA 2010
- Excel