REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département De la matière

Filière Génie civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : **Construction et Matériaux**

THEME

CONCEPTION ET CALCUL D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (RDC + 4)



Réalisé par :

BENKACEM MOKRANE

ALLOUANE NASREDDINE

Dirigé par :

M^ME BOUCHERIT DALILA

Promotion : 2013/2014

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidé vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme. Boucherit Dalila pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et La confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire

Benkacem et Allouane



Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la Patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie ce lapidaire travail :

***A** mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

***A** ma chère sœur*

FARIDA

***A** mes chers frères*

Mourad ;Hakim ;Noureddine ;Idir

***A** toute la famille*

BENKACEM sans exception

A mon binôme nasreddine qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

***A** tous mes chers amis*

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre CO-promotrice :

Melle Boucherit .D pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** tous mes collègues de la promotion **2013/2014.

Benkacem Mokrane



Sommaire

Remerciement……

Résumé …….

Sommaire …….

Liste des tableaux …….

Liste des figures ……...

Notations ……..

Introduction générale ……

Chapitre I

I. Introduction ……..……**01**

I.1. DESTINATION……..…….....**01**

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……....**01**

I.2a. Dimensions ……....**01**

I.2.b. Système de contreventement ……....**01**

I.2.c. Planchers ……..**02**

I.2.d. Maçonnerie……...**02**

I.2.e. L'acrotère…….....**02**

I.2.f. Escalier ……..……...……...**07**

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux……...**07**

I.3.1. Béton……...……**07**

I.3.1.b. ciment……**07**

I.3.1.c. Granulats..... ..**07**

I.3.1.d. Eau de gâchage…….....**08**

I.3.1.e. Dosage du béton ……**08**

I.3.2. Béton armé……..…**08**

I.3.2.a. Résistance du béton ……**08**

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression ……...**08**

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction ……...….**09**

I.3.2.d. Coefficient de POISSON (υ) ……....09
I.3.2.e. Module de déformation longitudinale……...…10
I.3.3. Acier ……10
I.3.3 A. Types d'acier ……...11
I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ……...11
I.4. Principe de calcul du CBA 93 ……..……..11
I.4.1. E.L.U de résistance ……..…….....11
I.4.1.1. Contrainte du béton en compression ……11
I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement ……....12
I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier……....12
I.4.2. A l'E.L.S……..…….....13
I.4.2.1. E.L.S de compression de béton ……..…..…13
I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier……13
I.4.3. Contrainte limite de l'acier ……13
I.5. Conclusion ……...14

Chapitre II

II.1-LES PLANCHERS……....……16
II.1.a- Plancher à corps creux…….....16
II.2- Evaluation des charges et surcharges ……..17
II.2-1 MAÇONNERIE ……..17
II.2.1.a-Murs intérieurs (simples-cloisons) ……...……17
II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons) ……..……18
II.2.2Plancher terrasse ……..19
II.2.2. a Charge permanentes ……...…19
II.2.2.b-surcharges d'exploitation……..20
II.2.3 Plancher courant……20
II.2.3.a-Charges permanentes……..…20
II.2.3.b. charges d'exploitation ……....21

I.3. Prédimensionnement des poutres……**21**

II.3.1-Vérification vis-à-vis du (RPA99 version 2003)……..…**22**

II.3.2- Vérification de la flèche…….……...**22**

II.3.3-Poutres principales……**22**

II.3.3.a-Vérification selon le(R .P.A 99 version 2003) ……....**22**

II.3.3.b Calcul de la flèche……..……...…**23**

II.3.4-Poutres secondaires ……..…**23**

II.3.4.a-Vérification selon le (R .P.A 99 version 2003) ……...….**24**

II.3.4.b Calcul de la flèche……**24**

II.4-LES POTEAUX ……..……....***25***

II.4.1-Etapes de prédimensionnement ……..**25**

II.4.2- Détermination des charges et surcharges……..**26**

II.4.3-Prédimensionnement des poteaux……..**28**

II.4.3.vérification selon le (RPA99 version 2003)……...**28**

II-5- LES VOILES ……..…..……**29**

Chapitre III

III.1. calcul de l'acrotère ……..……..……..**30**

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations.. ……..……**30**

III.1.2. Calcul des efforts ……..……...…...**31**

III.1.3. Calcul du ferraillage ……..**31**

III.1.3.a. À E L U……....**31**

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S……..**33**

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant……..**36**

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme……...**36**

III.2.Plancher corps creux ……..……..…...**37**

III.2.1. La dalle de compression ……...**37**

III.2.2.Dimensionnement Les poutrelles ……....**38**

III.2.2.1. Avant le coulage de la table de compression……....**39**

III.2.2.2. Après le coulage de la table de compression……....**42**

III.2.2.2.1.Méthodes de calcul ……..**42**

III.2.2.2.1. a. La méthode forfaitaire……..…….**42**

III.2.2.2.1. b Méthode de Caquot : (pour les poutres)……..……**43**

III.2.2.2.1.c méthode RDM ……..……...**45**

III.2.2.2.1.*d*. Evaluation des charges**.....45**

III.2.2.3 Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression**.....45**

III.2.24.Ferraillage des poutrelles……..**.....51**

1°/ A L'ELU…….…**52**

2°/ Vérification à l'ELS……...……..**55**

III. 3.Escalier ……..……...**57**

III.3.1. Introduction …….……..**57**

III.3.2- Définition des éléments d'un escalier…….…….**.....57**

III.3.3. Escalier à deux volées ……..**.....58**

III. 3.3.1. Prédimensionnement…….……**58**

III.3.3.2Evaluation des charges et surcharges…….**59**

III.3.3.2.A charges permanentes ……**.....59**

III.3.3.2.B. Surcharge d'exploitation_…….……...….**60**

III.3.3.3. Détermination des efforts…….…….……...**60**

III.3.3.4 Calcul du ferraillage……..……..…..**62**

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité……..……...**62**

II.3.3.4.B. LesI armatures de répartition……...……...….**63**

III.3.3.4.C. Condition d'espacement…….**63**

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant……..**63**

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S…….**64**

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche…….…….**.....65**

III.3.4. Calcul de la poutre palière …….…….**66**

III.3.4.1Pré dimensionnement ……**.....**…..**67**

III.3.4.2. Evaluation des charges……...**67**

III.3.4.3. Calcul des efforts ……..……**67**

III.3.4.4 Ferraillage de la poutre palière ……..……...**68**

III.3.4.4 .a. Armatures longitudinales……**68**

III.3.4.4. b. Condition de non fragilité……...……**68**

III.3.4.4. c. Condition de l'espacement……...**69**

III.3.4.4 .d. Vérification de l'effort tranchant ……..……...**69**

III.3.4.4 .e. Vérification de contrainte de compression dans la bielle de béton……..…**69**

III.3.4.4 .f. Vérification au voisinage de l'appui.……..**69**

III.3.4.4 .g. Armatures transversales……**.....**…...**70**

III.3.4.4. h. Vérification du R.P.A 99 ……..**70**

III.3.4.4 .i. Vérifications préliminaires de la flèche ……...…….**.....71**

III.3.4.4. j .RPA 99 Version 2003…… ……..……..**72**

Chapitre IV

IV.1.Introduction……76

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure……76

IV.2.1.Centre de masse……76
IV.2.2.Centre de torsion……78
IV.2.3.Excentricité……80
IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique)……80
IV.2.3.2. Excentricité accidentelle……80
IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle……81

IV.3.Choix de la méthode de calcul……82

IV.3.1.Introduction……82
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale……82
IV.3.2.1. Principe……82
IV.3.2.2.Modélisation……82
IV.3.2.3.Le spectre de réponse de calcul……83

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique……85

IV.4.1.Vérification de comportement ……85
IV.4.2.Vérification de participation massique…… ……87
IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……88
IV.4.4.Vérification de la stabilité au renversement……89
IV. 4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur RPA99..90
IV. 4.5.2. Moment de renversement ……92
IV. 4.5. 3. Moment stabilisant ……92
IV.4.5.Vérification des déplacements……93
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……96
IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments……97
IV. 4.8. Vérification de l effort normal réduit ……98

Chapitre V

V.1.Introduction……101

V.2.Ferraillage des poutres……101

V.2.1.Introduction ……101
V.2.2. Recommandation du RPA99 ……102
V.2.2.a. Armatures longitudinales ……102
V.2.2.b. Armatures transversales ……102
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……104
V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPAet CBA……106
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……107
V.2.6.Calcul des armatures transversales……109

V.2.7.Vérification de la flèche…….....**109**

V.3.Ferraillage des poteaux……...**112**

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ……**112**
V.3.1.a. Recommandations des règlements…….....**112**
V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage…….....**114**
V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme ……..……**114**
V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……..**115**
V.31.e. Vérification des contraintes à l'ELS ……..**117**
V.3.2 Détermination des armatures transversales…….....**119**
V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu ……**119**
V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ ……..**119**
V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles…….....**120**
V.32.d. Calcul des armatures transversales…….……**121**
V.3.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) **123**

V.3.3.Ferraillage des voiles……..…..**126**

V.3.1. Les voiles pleins……**126**
V.3.2.Voiles avec files d'ouvertures……**126**
V.3.2.a. Les trumeaux……...**126**
V.3.2.b. Les linteaux……...…..**127**
V.3.3. Méthode de calcul……..**127**
V.3.3.1. Recommandations réglementaires……..**129**
V.3.3.1.a. Armatures verticales……....**129**
V.3.3.1.b. Armatures horizontale……....**130**
V.3.3.1.c. Armatures transversales…….….**131**
V.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)..**131**
V.3.4. Armatures verticales ……..**132**
V.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance ……..**132**
V.3.4.b. Les voiles pleins (sens longitudinal)…… ……...**133**
V.3.4.c. vérification des armateurs a l'ELS des voiles ……..……....**133**
V.3.4.d. L'espacement ……..….**136**
V.3.5. Les armatures horizontales ……**137**

Chapitre VI

VI.1. Introduction……..**141**

VI. 1.1. Calcul des semelles isolées……..**143**
VI.1.2.Dimensionnement des semelles isolées…….……**145**
VI.1.3. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées……..**145**

VI.1.4.Ferraillage des semelles isolées……146

VI.2. Calcul des semelles filantes……147

VI.2.1. Semelles filantes sous voile ……148

VI.2.1.a. Dimensionnement ……148

VI.2.1.b. Ferraillage ……148

VI.2.2. Semelles filantes sous poteaux……151

VI.2.2.1.Détermination des armateurs longitudinal A l'ELU ……154

VI.2.2.1.Les armateurs transversales ……154

VI.3. Calcul des longrines……159

VI.3.1. Introduction……159
VI.3.2. Pré dimensionnement ……159
VI .3.3. Sollicitations ……159
VI . 3.4. Ferraillage ……159

Conclusion générale……

FIGURES **TITRE** **PAGE**

Figure 1-1 : Façade Principale……**.03**

Figure 1-2 : Façade postérieure……...**03**

Figure 1-3 : Plan R.D.C……**04**

Figure 1-4 : Plan Etage Courant……....**04**

Figure 1-5 : Plan Terrasse …….. **05**

Figure 1-6 : Coupe A-A **5……..05**

Figure 1-7 : vue 3D……....**06**

Figure 1-8 Eprouvette (16×32) **……09**

Figure 1-9 : Diagramme contrainte déformation du béton [1]……**11**

Figure1-10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier…….....**12.**

Figure 2-1 : plancher à corps creux……**16**

Figure 2-2 : Dimensions du corps creux……**17**

Figure 2-3 : Simple et double cloisons……**18**

Figure 2-4 : composants d'un plancher terrasse……..**19**

Figure 2-5 : composants d'un plancher courant……..**20**

Figure 2-6 : Dimensionnement de la poutre……**21**

Figure 2-7 : Section réduite du poteau……**25**

Figure. 2-8 : représentation du poteau le plus sollicité……**26**

Figure 2-8 : Coupe de voile en élévation……**29**

Figure 3-1 : L'acrotère……**30**

Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU……**32**

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère**37**

Figure 3-4 : disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression…….**38**

Figure 3-5 : Dimensionnement de la poutrelle……**38**

Figure 3-6 : poutrelle avant coulage ……**39**

Figure 3-7 : Un seul étai au milieu……**40**

Figure 3-8 : Choix de disposition des étaiements……..**41**

Figure 3-9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime….**47**

Figure 3-10 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)……**47**

Figure 3-11 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)……**47**

Figure 3-12 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime…**48**

Figure 3-13 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)……..**49**

Figure 3-14 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)……..**49**

Figure 3-15 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime….**50**

Figure 3-16 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……..**51**

Figure 3-17 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)…… ……**51**

Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)……...**51**

Figure 3-19 : Ferraillage des poutrelles ……..**53**

Figure 3-20 : Représentation d'un escalier……..**58**

Figure 3-21 : Dimensionnement de la poutre palière……..**66**

Figure 3-22 : Schéma statique de la poutre……**67**

Figure 4-1 : Vue de la structure en 3D ……..……**77**

Figure 4-2 : Disposition des voiles bloc angle ……...**77**

Figure 4-3 : Inertie des voiles et des poteaux……..**79**

Figure 4-4 : Spectre de réponse……..**84**

Figure 4-5 : Le comportement des trois premiers modes ……...**86**

Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……**90**

Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques……**90**

Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..**91**

Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..**92**

Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres……...**105**

Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire ……**111**

Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales rive ……....**111**

Figure 5-4 : Ferraillages des poutres secondaires ……..…**112**

Figure 5-5 : définition de la zone nodale dans les poteaux……**113**

Figure 5-6 : Disposition des armatures dans les poteaux……..……. ……...**124**

Figure 5-7 : Ferraillage des poteaux (45×45)…… ……..……...**124**

Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux (40×40)…… ……...**125**

Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux (35×35)…… ……..**....125**

Figure 5-10 : Disposition des voiles……..……**126**

Figure 5-11 : Diagramme des contraintes ….……..……..**128**

Figure 5-12 : Diagramme des contraintes (SET)…… ……..**128**

Figure 5-13 : Diagramme des contraintes(SEC)…… …….....…...**129**

Figure 5-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles……**132**

Figure 5-15 : Disposition des armatures dans les voiles 130cm d'épaisseur 15 cm…..**139**

Figure 5-16 : Disposition des armatures dans les voiles 265cm d'épaisseur 15 cm…..**140**

Figure 5-17 : Disposition des armatures dans les voiles 355cm d'épaisseur 15 cm…..**140**

Figure 5-18 : Disposition des armatures dans les voiles 380 d'épaisseur 15 cm……..**140**

Figure 6-1 : Représentation initiale des semelles……....**142**

Figure 6-2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés……**143**

Figure 6-3 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux……**147**

Figure 6-4 : Schéma d'une semelle filante sous voile……....**147**

Figure 6-5 : Représentation initiale des semelles……**151**

Figure 6-6 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux……..**152**

Figure 6-7 : Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux……**153**

Figure 6-8 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage 1……..**157**

Figure 6-9 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage 2……..**158**

Figure 6-10 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage 3……**158**

Figure 6-11 : Ferraillage de longrines……..……**159**

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc ……**1**

Tableau 1-2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….....**11**

Tableau 2-1 : charge permanent du mur simple cloison…….....**17**

Tableau 2-2 : charge permanent du mur double cloison ……**18**

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible (corps creux)…….**19**

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant (corps creux)…… ……**20**

Tableau 2-5 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau…….....**27**

Tableau 2-6 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau……**28**

Tableau 2-7 : vérifications de coffrage des poteaux……**28**

Tableau 2-8 : Détermination des sections des voiles……...**29**

Tableau 3-1 : Les charges……**30**

Tableau 3-2 : Les efforts……...**31**

Tableau 3-3 : Les données……**31**

Tableau 3-4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage……..**45**

Tableau 3-5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées……**46**

Tableau 3-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) Représentation des sollicitations……...**45**

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)……..**48**

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)……...**48**

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……...**50**

Tableau 3-10 : Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……..**50**

Tableau 3-11 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement……...**54**

Tableau 3-12 : Vérifications préliminaires de la flèche ……**56**

Tableau 3-13 : Poids propre du palier de repos de l'escalier……**59**

Tableau 3-14 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier……..**60**

Tableau 3-15 : Combinaison des charges de l'escalier……..**60**

Tableau 3-16 : les données……**62**

Tableau 3-17 : Calcul des sections d'acier de l'escalier……**62**

Tableau 3-18 : Vérification à l'ELS……**62**

Tableau 3-19 : Les armatures de répartition……**63**

Tableau 3-20 : Vérification de l'espacement……**63**

Tableau 3-21 : donne les efforts de la poutre palière aux états limites ultime et de service…**68**

Tableau 3-22 : les données……**...68**

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière……**68**

Tableau 3-24 : Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière ……**..71**

Tableau 4-1 : Calcul du centre de masse……..……..**78**

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion……..……**80**

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité théorique……**80**

Tableau 4-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……..……...**81**

Tableau 4-5 : Calcul de l'excentricité totale……..**81**

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc ……...**84**

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes ……...**87**

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique……**87**

Tableau 4-9 : Calcul de la Forces sismiques ……..……..**.....89**

Tableau 4-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques……....**89**

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……**91**

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……**91**

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement ……**92**

Tableau 4-14 : calcul du moment stabilisant……....**92**

Tableau 4-15 : Vérification de stabilisation……**93**

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……**94**

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y……**95**

Tableau 4-18 : Vérification l'effet P-Δ sens X……**...96**

Tableau 4-19 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……...**97**

Tableau 5-1 : Les données de calcul ……..…….**101**

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales…….……..**103**

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..**10**3

Tableau 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……....**104**

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires……...**105**

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA ……....**106**

Tableau 5-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA ……...**106**

Tableau 5-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA……....**107**

Tableau 5-9 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA……..**107**

Tableau 5-10 : Calcul de τu……..…….**108**

Tableau 5-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……**108**

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…...**108**

Tableau 5-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement……..**109**

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres……..**110**

Tableau 5-15 : corrections des moments dans les poteaux …….....**116**

Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux……..…..**118**

Tableau 5-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..**120**

Tableau *5-18 :* les armatures transversales et leurs espacements……...**123**

*Ta*bleau 5-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales……**123**

Tableau 5-20 : Les données de calcul……...**132**

Tableau 5-21 : Armatures verticales dans les voiles pleins (y)…….....**133**

Tableau 5-22 : Armatures verticales dans les voiles plein (x)……..**134**

Tableau 5-23 : Verification à l'ELS ……**135**

Tableau 5-24 : Vérification à l'ELS……**136**

Tableau 5-25 : calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles Pleins (Sens-YY)…..**139**

Tableau 5-26 : calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles pleins sens(XX)…….…..**.....139**

Tableau 6-1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées ……**144**

Tableau 6-2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELS ……**145**

Tableau 6-3 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……**145**

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y ……...**145**

Tableau 6-5 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S1, S2, S5 à l'ELU……**146**

Tableau 6-6 : Ferraillage final des semelles isolées S1, S2, S5 et leur espacement……..**146**

Tableau 6-7 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S1, S2, S3..**146**

Tableau 6-8: Dimensionnement et vérification des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles à l'ELS……**148**

Tableau 6-9 : Ferraillage des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles à l'ELU……**149**

Tableau 6-10: Ferraillage des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles l'ELS……..**149**

Tableau 6-11 : Le ferraillage final des filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles ……**150**

Tableau 6-12: Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4……..**150**

Tableau 6-13 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux poteaux……...**153**

Tableau 6-14: Dimensionnement et vérification de la semelle filante sous deux poteaux à L'ELS……..**153**

Tableau 6-15 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement a L'ELS…..**153**

Tableau 6-16 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement à L'ELU ….**154**

Tableau 6-17 : Ferraillage la poutre de libage l'ELU……..**155**

Tableau 6-18 **:** Vérification des contraintes la poutre de libage l'ELS……**155**

Tableau 6-19 **:** Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement……...**156**

Tableau 6-20 **:** Vérification de la flèche pour la poutre de libage……**156**

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

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 à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu ;Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

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.)

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

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 d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

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 :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات طابع سكني مشكلة من طابق أرضي+4 طوابق الواقعة في مدينة حناشة ولاية المدية.قياس الأبعاد و تسليح عناصر البنايتم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر.

- **BAEL91modifier 99 ; CBA93 ; RPA99 version 2003**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال برنامج الحساب :

«Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010».

تدعيم البناية كان بواسطة العارضات و الأعمدة المدعمة بجدران خرسانية مسلحة .

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

RESUME

Le présent projet, porte sur l'étude d'un bâtiment a usage d'habitation composé RDC + 4 étages situé à Hannacha. Willaya de Médéa Le pré dimensionnement et le ferraillage des éléments de la structure a été fait conformément aux règles : **BAEL 91 Modifié 99, CBA93**, **RPA99 version 2003.**

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010».**

Le renforcement de la structure, a été assuré par des portiques contreventé par des voiles

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

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building for residential use composed of a ground and 4 floors located in Hannacha wellaya of Medea .the pre-dimensioning and reinforcement of structural elements has been made according to the rules: BAEL 91 Modified 99, CBA93, RPA99 version 2003.

The seismic study has been realised according to the numerical method (finite elements method) using the program **« Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010».**

The building was strengthened by beams columns fortified walls flagstones intention armed.

Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

CHAPITRE V

CALCUL DU FERRAILLAGE

CHAPITRE VI

CALCUL DES FONDATIONS

CONCLUSION

ANNEXE

I. Introduction :

I.1. DESTINATION:

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants bâtiment en béton armé contreventé par des voiles, à usage habitation (voir plans ci-après)

Situation : l'ouvrage étudié par le bureau d'étude **SETAM** sera implanté au lieu dit à HANNACHA, Wilaya de Médéa, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) et l'ouvrage appartient au groupe d'usage 2. Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

Description de l'ouvrage :

Tableau 1-1 : dimensions du Bloc

Dimensions en plans	Dimensions en élévation
Longueur : L0 = 22.40m Largeur : L1 = 20.35m	Hauteur totale du bâtiment : H=16.15m Hauteur de l'étage courant : h =3.23m Hauteur de RDC: …….. h_r=3.23m

L'ouvrage étudié est constitué d'un bloc d'une forme irrégulière comportant « 4 » niveaux sur un rez-de-chaussée.

I.2 Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I.2a. Dimensions

I.2.b. Système de contreventement :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto- stables (poteaux- poutres) et comme sa hauteur totale du rez de chaussée au sommet de l'acrotère est 16.75 m dépasse largement les 08 m l'introduction des voiles de contreventement est indispensable selon RPA.

Afin de répondre à ce critère réglementaire, nous avons opté pour un système de contreventement composé de voiles et de portiques.

I.2.c. Planchers :

Nous avons adopté un type de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Le plancher à corps creux

I.2.d. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) :

  Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm

- **Murs intérieurs** (simple cloison) :

I.2.e. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composée essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur

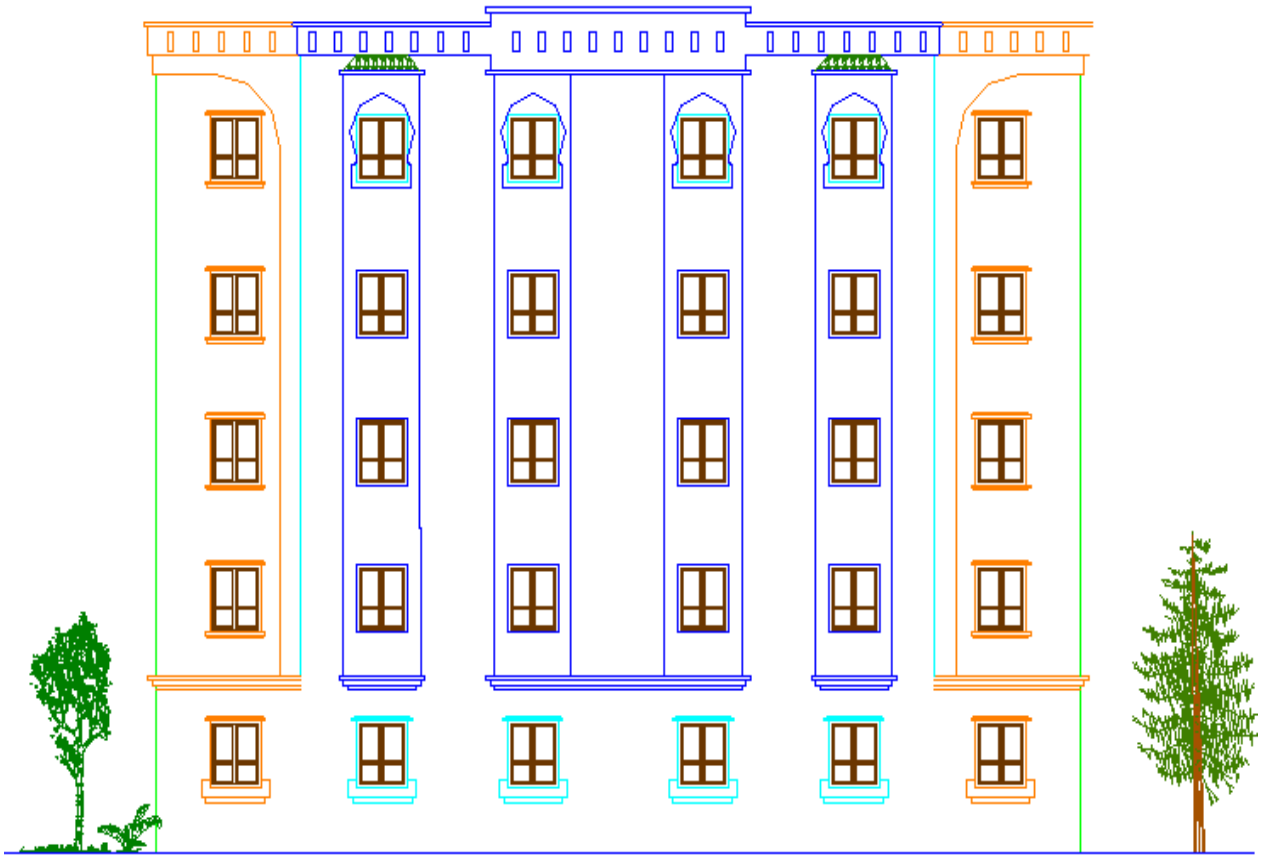


Figure 1-1 : Façade Principale

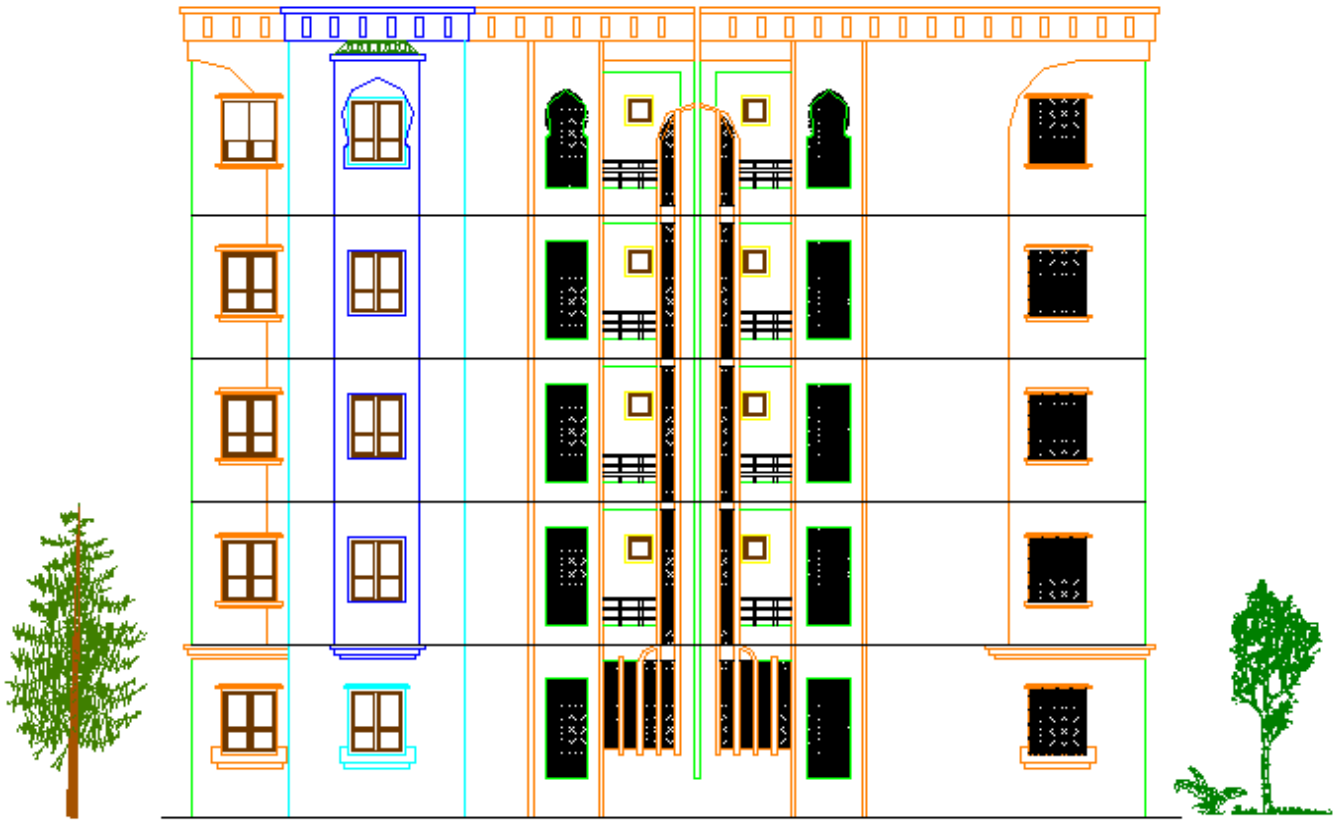


Figure 1-2 : Façade postérieure

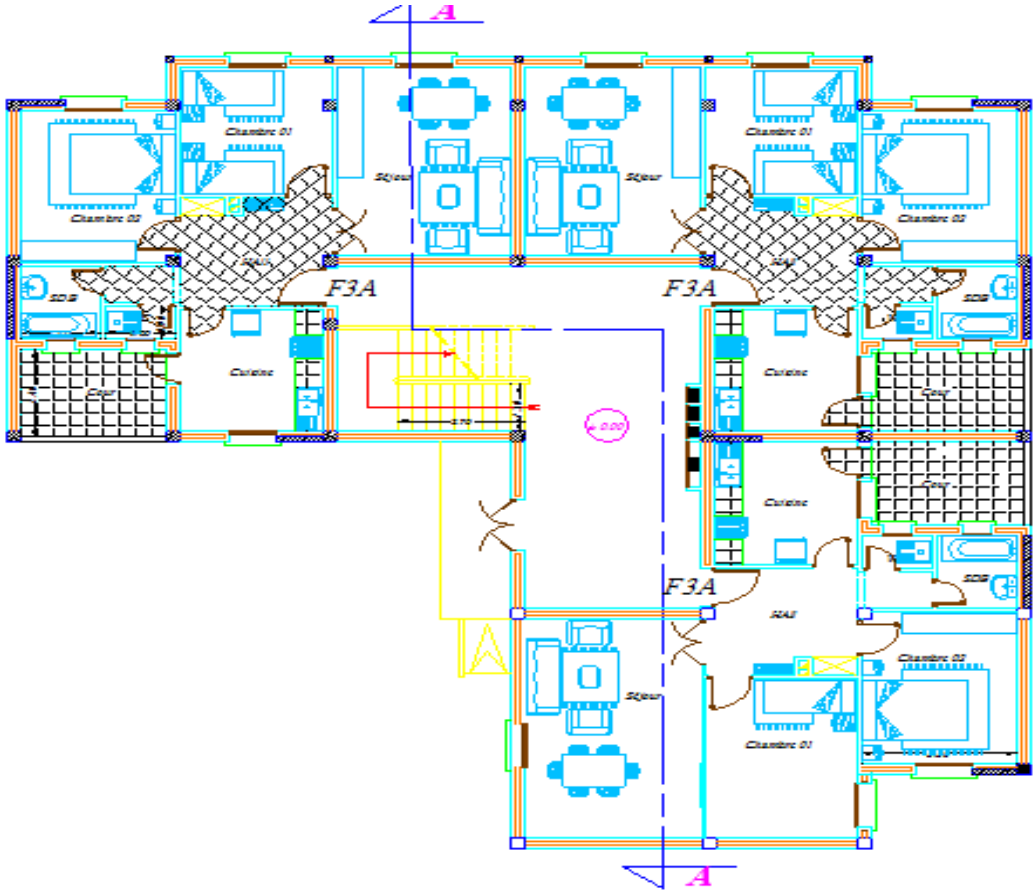


Figure 1-3 : Plan R.D.C

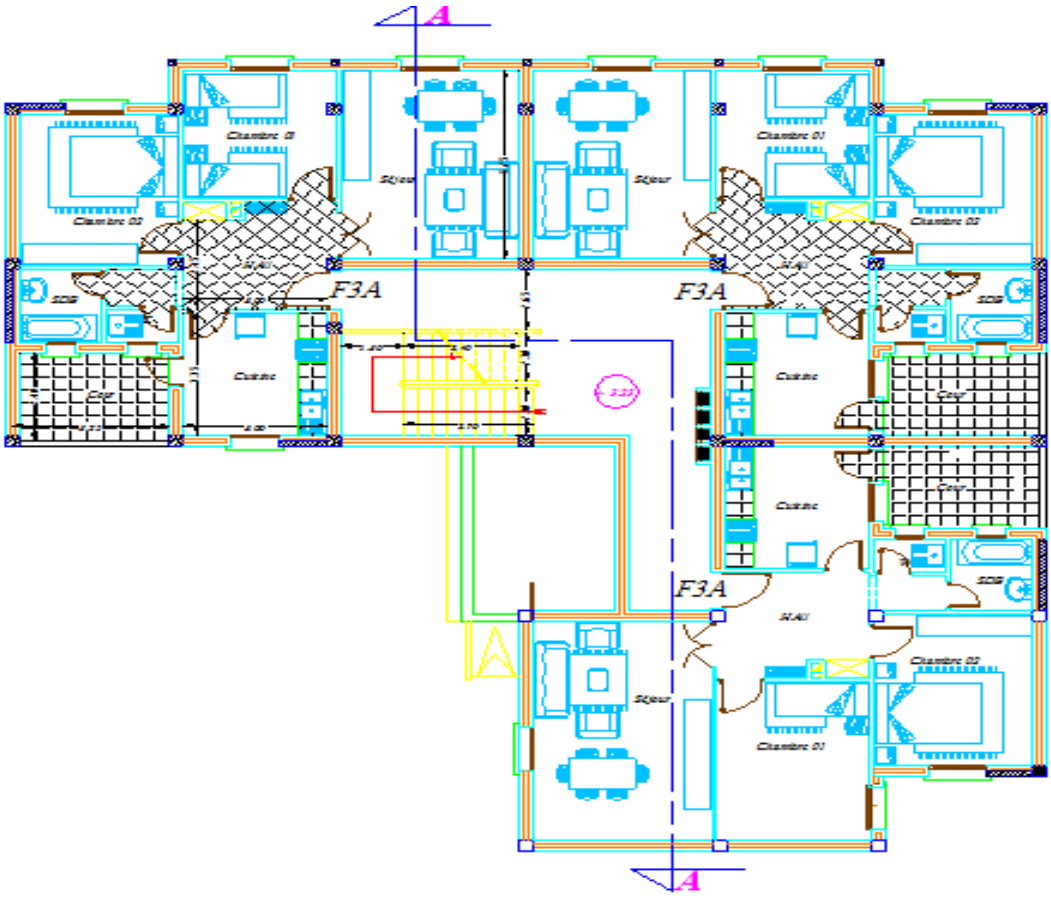


Figure 1-4 : Plan Etage Courant

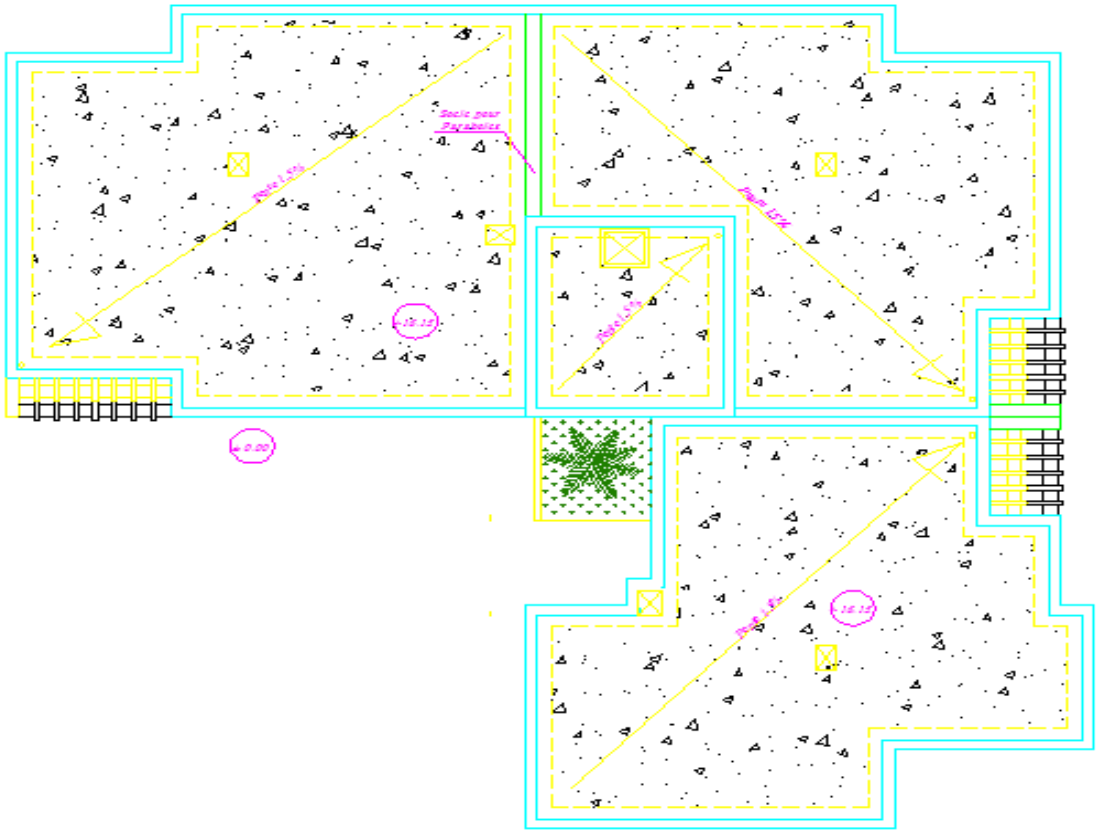


Figure 1-5 : Plan Terrasse

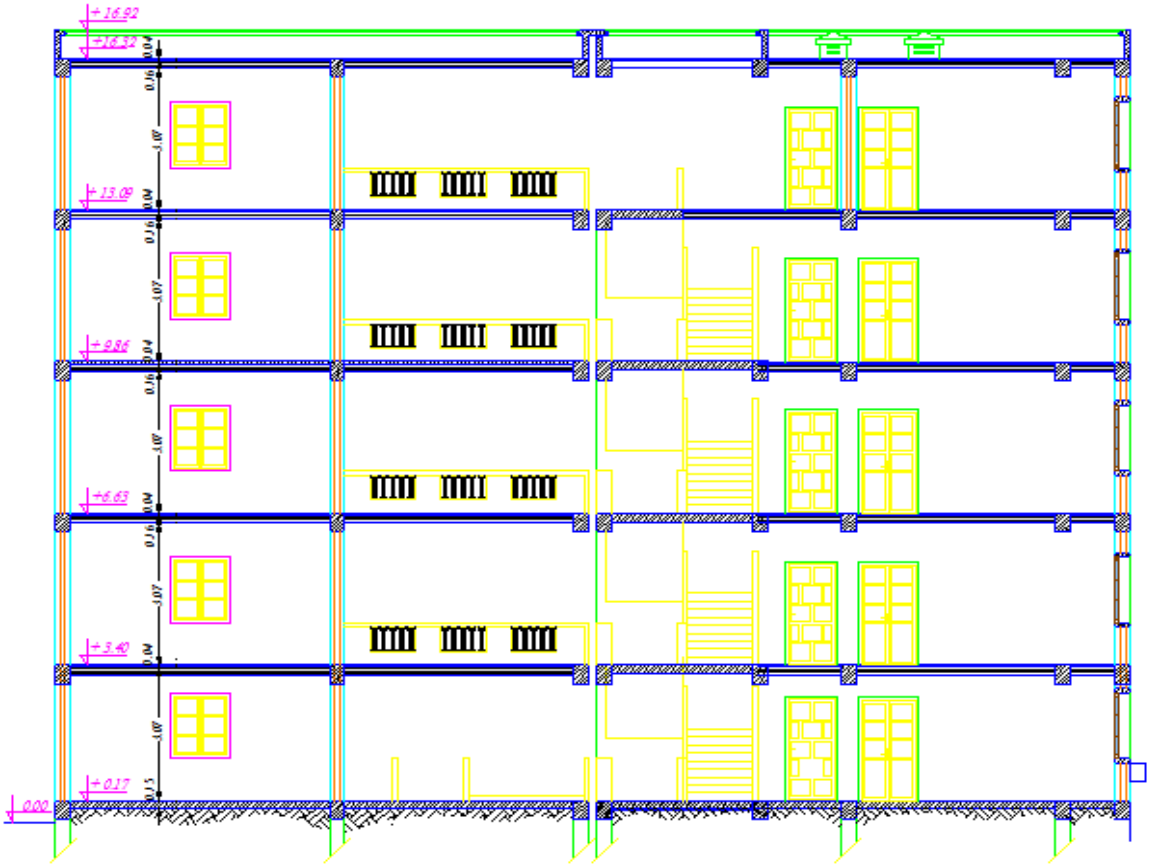


Figure 1-6 : Coupe A-A



Figure 1-7 : VUE 3D

I.2.f. Escalier :

Il existe un type d'escalier dans notre bâtiment :

- escalier à deux volées à partir du RDC jusqu'à la terrasse.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA93).

I.3.1. Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier, avec du ciment) et de l'eau.

I.3.1.a. Caractéristiques du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- bonne résistance aux actions climatiques.
- bonne résistance à la compression.
- faible résistance à la traction.

I.3.1.b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (**CPJ32.5)**

I.3.1.c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieure à **25mm (8/15** et **15/25)**

I.3.1.d. Eau de gâchage :

L'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton :

La variation de la teneur en eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité. Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour **1 m^3** de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.3.2. Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction". Et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.3.2.a. Résistance du béton :

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

I.3.2.b. Résistance caractéristique à la compression

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

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

[3]

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

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.3.2.c. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fendage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cJ} \qquad \text{avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en MPa}$$

I.3.2.d. Coefficient de poisson (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

le coefficient de poisson est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU). [1]

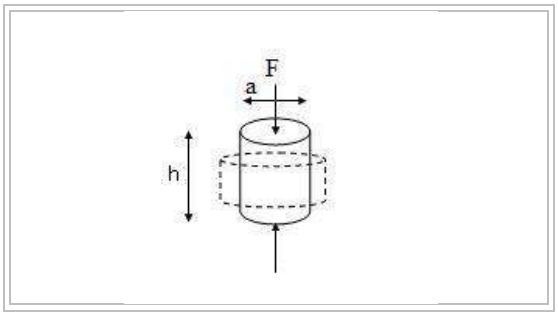


Figure 1-8 : Eprouvette (16×32)

I.3.2.e. Module de déformation longitudinale:

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

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3} \quad [1]$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

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

$$E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3} \qquad \text{soit : } E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3}\,MPa \quad [1]$$

I.3.3. Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.3 A. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	FeE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau 1-3 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

I.3.3. B. Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5$ MPa]. Art.2.2.1 [1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
  - Equilibre statique
  - L'ouverture des fissures
  - La stabilité de forme
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
  - La compression du béton
  - L'ouverture des fissures
  - La déformation.

I.4.1. E.L.U de résistance :

I.4.1.1. Contrainte du béton en compression :

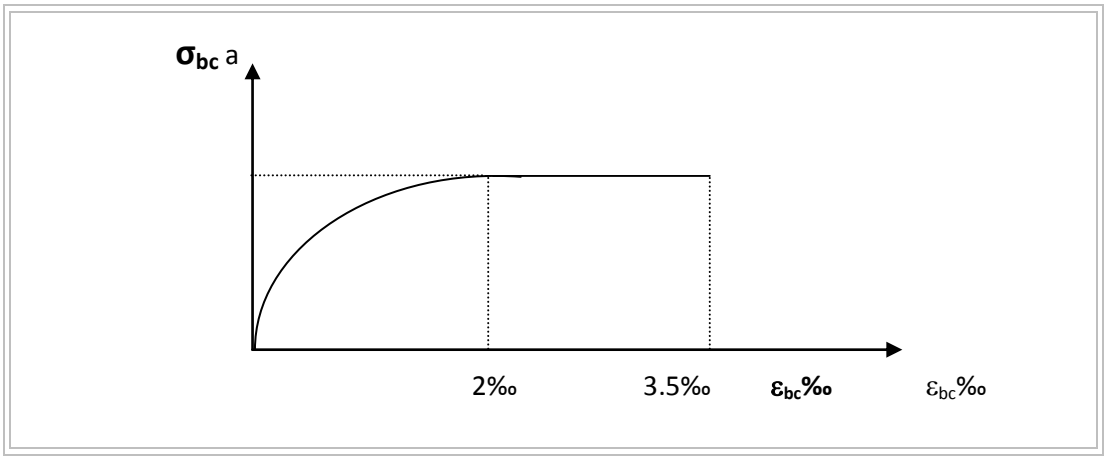


Figure 1-9 : Diagramme contrainte déformation du béton [1]

La contrainte ultime du béton en compression

σ_{bc} est donnée par la formule : $\overline{\sigma_{bc}} = \dfrac{0{,}85\, f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$ [1]

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est Supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

I.4.1.2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\dfrac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

I.4.1.3. Contrainte limite de l'acier

A L'E.L.U, la contrainte limite de l'acier est :

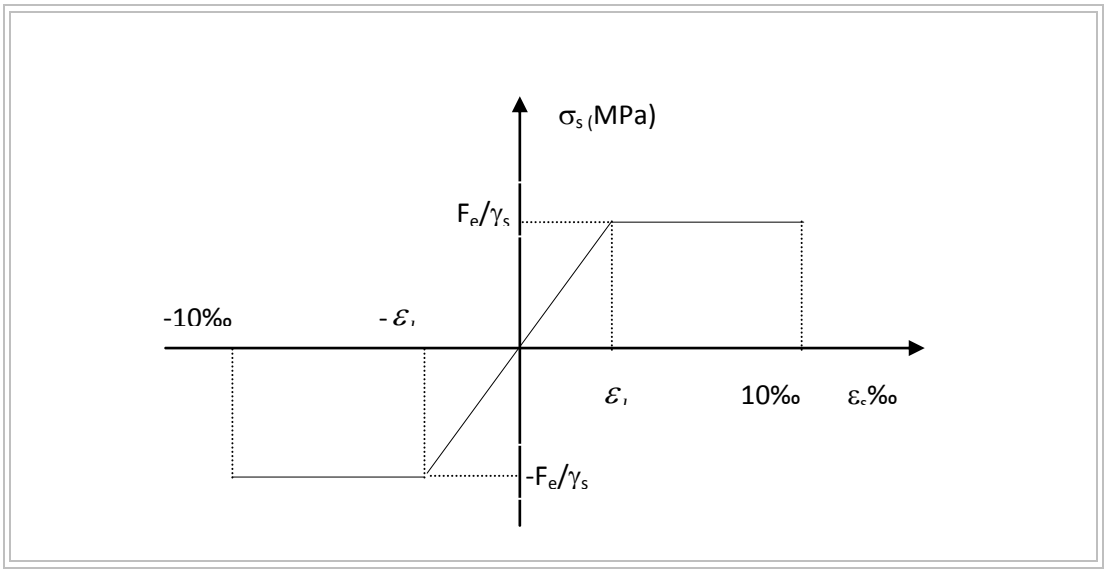


Figure1-10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier [1]

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

Avec :

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de l'acier ;

F_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier ;

γ_s : Coefficient de sécurité $\quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

I.4.2. A l'E.L.S :

I.4.2.1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1] A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

I.4.2.2. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

I.4.3. Contrainte limite de l'acier :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer [1]
- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[2 f_e / 3; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e / 2; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right]$ [MPa] [1]

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les treillis soudés} \\ 1.6 & \text{pour les armatures à haute adhérance} \end{cases}$$

I.5. Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2MPa & : situation\ durable \\ 18.48MPa & : situation\ accidentelle \end{cases}$

$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa & \text{Fissuration peu nuisible} \\ 2.5MPa & \text{Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :} \end{cases}$

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

$FeE400, fe = 400MPa$: Pour les armatures longitudinales

$\overline{\sigma_s} = 202MPa$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Le prédimensionnement est un calcul préliminaire ; il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts

II.1-LES PLANCHERS :

Un plancher est une aire plane horizontale qui sert à limiter les étages ; sa fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.1.a- Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

(L/25) ≤ h_t ≤ (L/20)

Avec : L: longueur max de poutrelle d'axe en axe.

L =4.00m d'où alors 16cm ≤ h_t ≤ 20 cm

On adoptera **h_t = 20 cm** telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

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

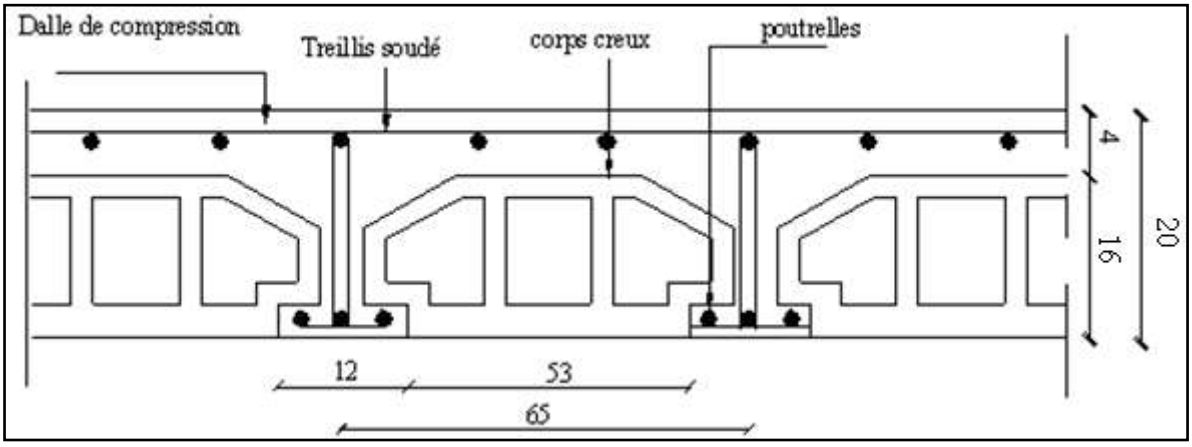


Figure 2-1 : Plancher à corps creux

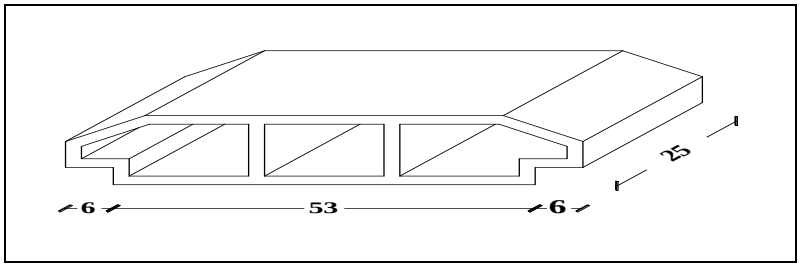


Figure 2-2 : Dimensions du corps creux

II.2- Evaluation des charges et surcharges :

II.2-1 MAÇONNERIE :

II.2.1.a-Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau 2-1 : charges permanentes du mur simple cloison

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique(kN/
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
Charge permanente G				**1.62**

II.2.1.b-Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau 2-2 : charges permanentes du mur double cloison

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique(kN/
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				**2.52**

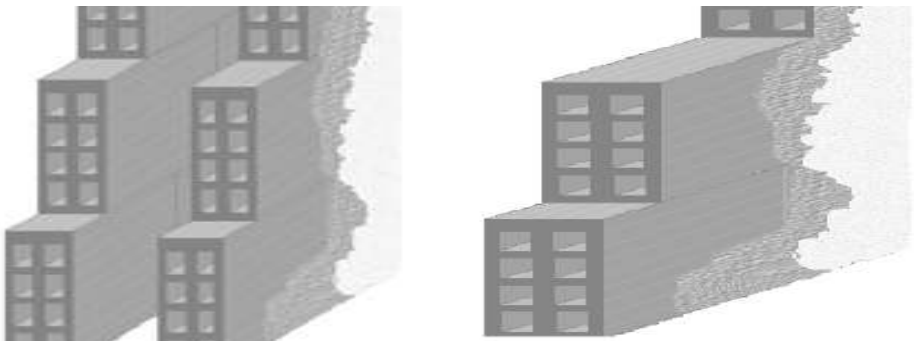


Figure 2-3 : Simple et double cloisons

II.2.2Plancher terrasse :

II.2.2. a Charge permanentes :

Tableau 2-3 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique(kN
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16 +0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.60**

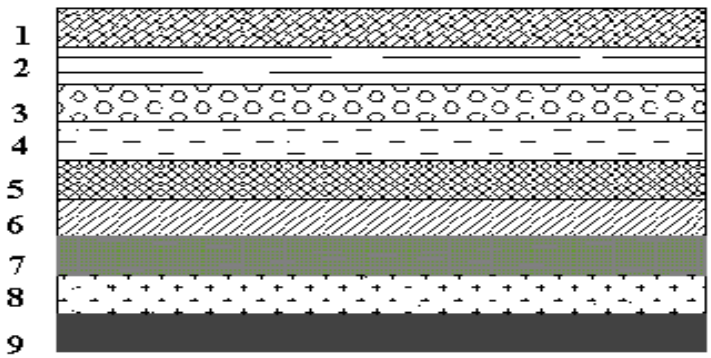


Figure 2-4 : Composants d'un plancher terrasse

II.2.2.b-surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m^2**

II.2.3 Plancher courant

II.2.3.a-Charges permanentes

Tableau 2-4 : charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique(kN
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Corps creux	0.16+0.04	-	2.8
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur simple cloison	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

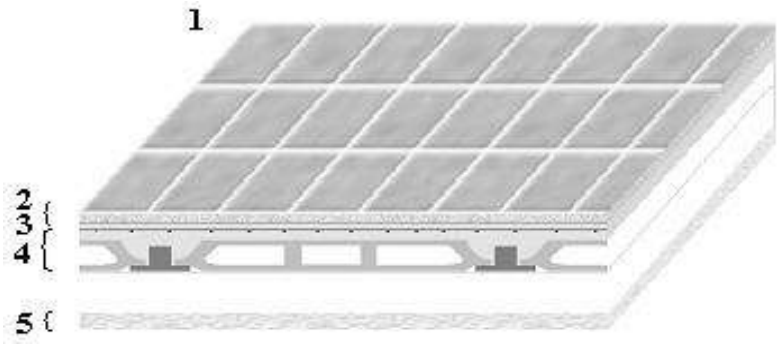


Figure 2-5 : composants d'un plancher courant

II.2.3.b. Charges d'exploitation : [3]

Q = 1.5 KN /m^2 (usage d'habitation)

II.3. Prédimensionnement 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).

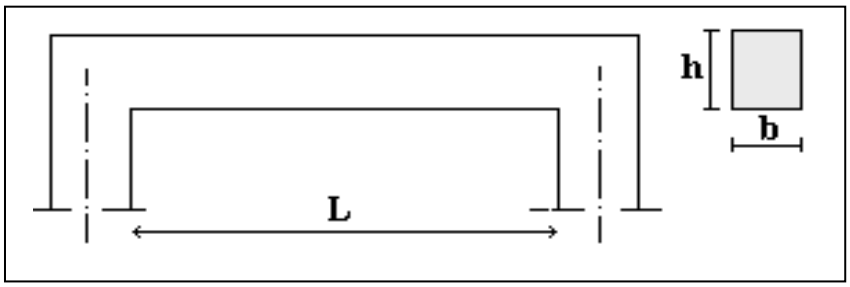


Figure 2-6 : Dimensionnement de la poutre

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

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$L/15 \leq h \leq L/10$ [1]

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

II.3.1-Vérification vis-à-vis du (RPA99 version 2003):

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

$b \geq 20cm$

$h \geq 30cm$

$h/b \leq 4.0$

II.3.2- Vérification de la flèche :

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

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

II.3.3-Poutres principales:

On a $\mathbf{L_{max}= 5.15\ m}$

Alors : $34.33 \leq h \leq 51.5$ On prend $h = 45$ cm

Et $13.5 \leq b \leq 31.5$ On prend $b = 30$ cm

II.3.3.a-Vérification selon le(R .P.A 99 version 2003) : [art 7.5.1]

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

$b = 30 > 20$ cm (C.V)

$h = 45 > 30$ cm (C.V)

$h/b = 1.5 \leq 4.0$ (C.V)

$b_{max}=30\ cm \leq 1.5h+b_1= 97.5cm$ (C.V)

II.3.3.b Calcul de la flèche

L=5.15m> 5m $\Rightarrow$ $f_{\lim its} \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

la fléche de la poutre est calculée comme suit :

$$f_{\lim ite} = \frac{5.15}{1000} + 0.05 = 0.565$$

$$f = \frac{5 * P * L^4}{384 * E * I} \quad \text{avec :} \Rightarrow I = \frac{bh}{12}$$

- poids propre de la poutre : G_P= 0.45x0.3x25=3.38KN/ml
- poids propre de plancher : $G_{plancher}$ =6.00x3.65=21.9 KN/ml

  $Q_{plancher}$ =1.5x3.95=5.93 KN/ml

Poids total : P_{tot}= (G_{P+}+$G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$) =31.21KN/ml

$$f = \frac{5 * 31.21 * 5.15^4 * 12}{384 * 10819 * 0.3 * 0.45^3 * 10^3} = 0.012m < 0.565m$$

Conclusion :

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(bxh) = (30x45) cm, et toutes les vérifications de RPA 99 sont satisfaisantes

II.3.4-Poutres secondaires :

On a **:** $\mathbf{L_{max}}$ = 3.70m

Alors : 24.66 cm ≤ h ≤ 37.00 cm On prend h = 35 cm

Et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 25 cm

II.3.4.a-Vérification selon le (R .P.A 99 version 2003) :

b = 25 > 20 cm (CV)

h = 35> 30 cm (CV)

h/b = 1.66≤ 4 (CV)

- **II.3.4.b Calcul de la flèche**

L=3.70m< 5m $\Rightarrow$ $f_{\lim its} \leq \frac{L}{500}$

$f_{\lim ite} = \frac{370}{500} = 0.74m$ La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$f = \frac{5 * P * L^4}{384 * E * I}$ Avec : $\Rightarrow I = \frac{bh}{12}$

- poids propre de la poutre : G_P= 0.35x0.25x25=2.18KN/ml
- poids propre de plancher : $G_{plancher}$ =6.00x (0.65-0.25)=2.4 KN/ml

$Q_{plancher}$ =1.5x0.65=0.98 KN/ml

Poids total : P_{tot}= (G_{P+}+$G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$) =5.56 KN/ml

$f = \frac{5x5.71x3.70^4 x12}{384x10819x0.25x0.35^3 x10^3} = 0.0013m < 0.74m$

Conclusion :

Pour les poutres secondaires (non porteuses) on, adoptera la section suivante (**30x35),** et toutes les vérifications de (RPA 99 version 2003) sont satisfaisantes

II.4-LES POTEAUX :

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation ; donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.4.1-Etapes de prédimensionnement :

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

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime}} \le \left(\frac{\mathbf{B_r}\, f_{c28}}{\mathbf{0.9}\gamma_b} + \mathbf{A}\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha \quad [1]$$

✓ **A** : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{1000}}$

✓ $\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

✓ α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les Valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0.85}{1 + 0.2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0.6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$

Avec : $\lambda = \dfrac{\mathbf{L}_f}{\mathbf{i}}$

: C'est l'élancement mécanique **Fig.**

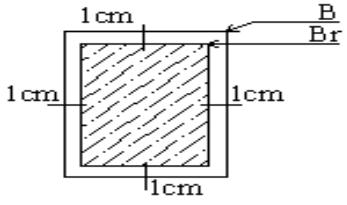


Figure 2-7 : Section réduite des poteaux

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement

(Avec : $\mathbf{L_0}$ C'est la hauteur d'étage**)**

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration ; où :

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

II.4.2- Détermination des charges et surcharges

Surface du plancher revenant au poteau:

- S_p=(4.55-0.25)x(3.65-0.30)=**14.40m²**

  ⇒ **S_p=14.40 m²**

- St = 3.65x4.55=**16.425m²**

  ⇒ **St= 16.425m²**

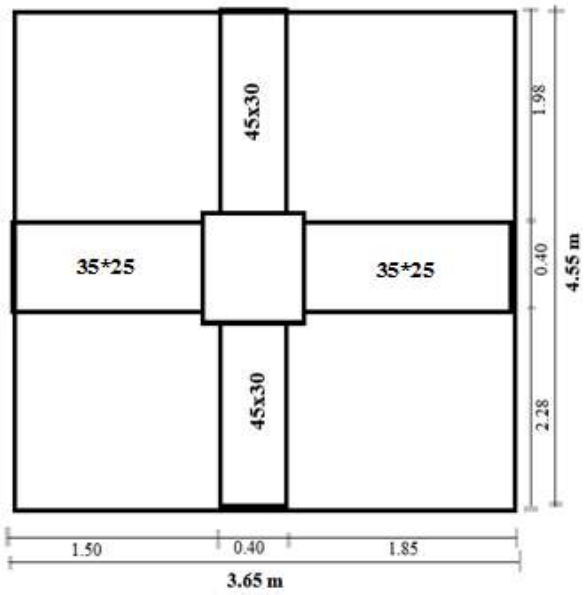


Figure 2-8 : représentation du poteau le plus Sollicité

- **Niveau (4éme étage)**

$G_{palncher}$ = 6.60 x 14.40= 93.92 kN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.23x 25 = 7.26 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.35x0.35x0.25) + (4.25x0.45x0.30)] = 25.44 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} 99.47+25.44+7.26= **126.62 kN**

- **Niveau (3eme étage)**

$G_{palncher}$ = 6.00 x 14.40= 85.38 kN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.23x 25 = 7.26 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.35x0.35x0.25) + (4.25x0.45x0.30)] = 25.44 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} 85.38+25.44+7.26= **118.08 kN**

- **Niveau (2eme ,1er étages):**

$G_{palncher}$ = 6.00 x 14.40 = 85.38 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.23 x 25 =9.89 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.30x0.35x0.25) + (4.20x0.45x0.30)] =22.83 KN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre} + G_{poteau} = 85.38+9..89+22.83 = **118.10 Kn**

- **Niveau (RDC) :**

$G_{palncher}$ = 6.00 x 14.40 = 85.83 kN

G_{poteau} = 0.40*0.40 x 3.68 x 25 =14.72 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.25x0.35x0.25) + (4.15x0.45x0.30)]=22.53 KN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 85.86+14.72+22.53= **123.08kN**

- **Loi de dégression:** **[3]**

- Plancher terrasse : Q_0
- Plancher 3eme étage : Q_0+Q_1
- Plancher 2eme étage : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$
- Plancher 1er étage : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$
- Plancher du RDC : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1N_u \end{cases}$$

Tableau 2-5 : Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	$Q_{etage}xSt$ (du niv)	$Q_{cumulée}$		
4	126.62	126.62	16.425	16.425	195.57	215.13
3	118.08	244.70	24.637	41.062	391.93	431.12
2	118.10	362.80	24.637	63.235	584.63	643.09
1	118.10	480.90	24.637	82.944	772.41	849.65
RDC	123.08	603.98	24.637	100.190	965.65	1062.21

II.4.3-Prédimensionnement des poteaux:

Tableau 2-6 : Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u \leq \overline{N}_u$
	(mm²)	(mm²)	(mm)			(mm²)	(kN)	(kN)	
4	30x30	90	2261	26.07	0.765	78400	215.13	1134.144	**C.V**
3	30x30	90	2261	26.072	0.765	78400	431.12	1134.144	**C.V**
2	35x35	122.5	2261	2.35	0.785	108900	643.09	1615.531	**C.V**
1	35x35	122.5	2261	22.35	0.785	108900	849.65	1615.531	**C.V**
RDC	40x40	160	2576	22.28	0.786	144400	1062.21	2142.835	**C.V**

II.4.3.vérification selon le (RPA99 version 2003): [art 7.4.1]

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

Tableau 2-7 : vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25 cm	Min (b, h) 30cm ≥ 25 cm	**CV**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) 30cm≥ (he/20) = (3.23)/20=16.15cm	**CV**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	**CV**

Conclusion :

Toutes les conditions de RPA99 VERSION 2003 sont vérifiées

II-5- LES 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.

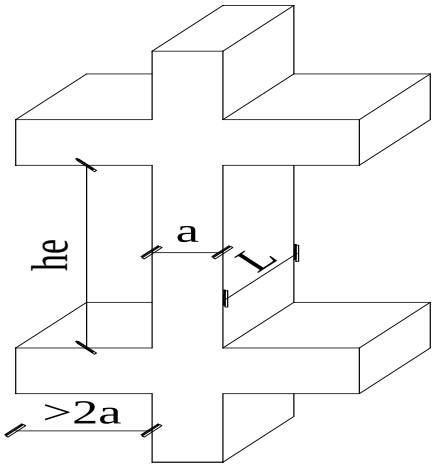


Figure 2-9 : Coupe de voile en élévation

Leur épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour notre structure : **a ≥** MAX **(he / 22**, 15 **cm). [Art 7.7.1]**

En revanche h_e=3.23-0.4= 2.83 m (POUR LES ETAGES COURANTS)

On trouve : h_e/22 = 12.86 cm alors ; **a** ≥ max (12.86cm ; 15cm)= **15 cm.**

h_e=3.68-0.40= 3.28 m (POUR LE RDC)

On trouve : h_e/22 = 14.90 cm alors ; **a** ≥ max (14.90cm ; 15cm)= **15 cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes

Etage	R.D.C	1	2	3	4
L'épaisseur (cm)	15	15	15	15	15

Tableau 2-8 : Détermination des sections des voiles.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

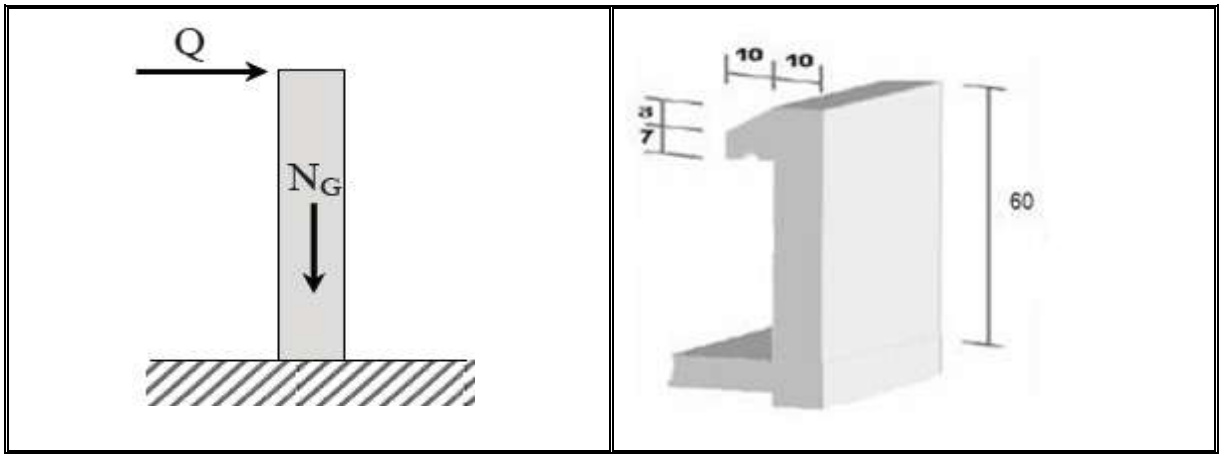


Figure 3-1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau 3-1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.1)+(0.03*(0.1/2))]*25*1 = **1.712**
charge d'exploitation Q [KN/ml]	**1**

III.1.2. Calcul des efforts :

Tableau 3-2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.311	G = 1.712
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : Mu(kN.m)	1,5 * Q * h =0.9	Q * h = 0.6

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}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.3.a. À E L U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.311} \Rightarrow$ e0 = 38.94 cm

On a : e_0= 38.94 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.

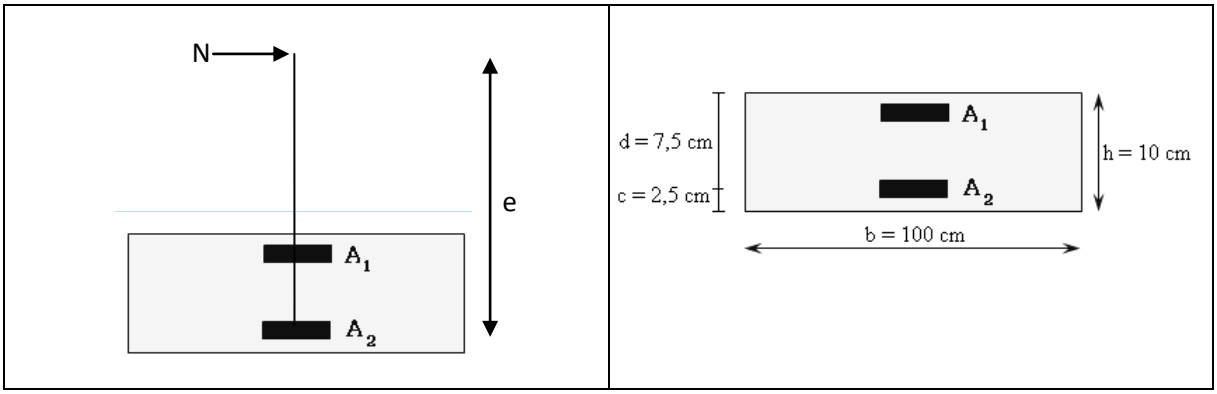


Figure 3-2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.414$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.958$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \begin{cases} A'_1 = 0 \\ ß = 0.994 \end{cases}$

$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.303$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc: $\begin{cases} A = 0.303 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- **Condition de non fragilité :** **[1]**

Amin $= \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1$ cm²

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

- **Armatures de répartition :** **[1]**

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

Donc, on prendra : Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²

- **Espacement :** **[1]**

St=25 cm $\leq$ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm $\leq$ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S : **[1]**

Données: N_{ser} = 1.712 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

- **Calcul de l'excentricité:**

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.712} = 35.05cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 35.05cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\, 2 = 4{,}927$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8516.25\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 35{,}05cm > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (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.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

- **<u>Application numérique :</u>**

$$\begin{cases} p = -2641.08 cm^2 \\ q = +51719.75 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2641.08y_2 + 51719.75 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.990 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 32.06\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 27.21cm \end{cases}$

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.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 32.06cm \\ y_1 = y_2 + C = 2.01cm \end{cases}$$

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

$$S_{xx'} = 36.48cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1712}{36481} = 0.0469\ N/mm^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0469 \times 20.1 = 0.942\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0469 \times (75 - 20.1) = 38.62\ MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ MPa\right] = 201.633\ MPa$$

$$\sigma_s = 38.62\ MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\ MPa$$

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

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant : [1]

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

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

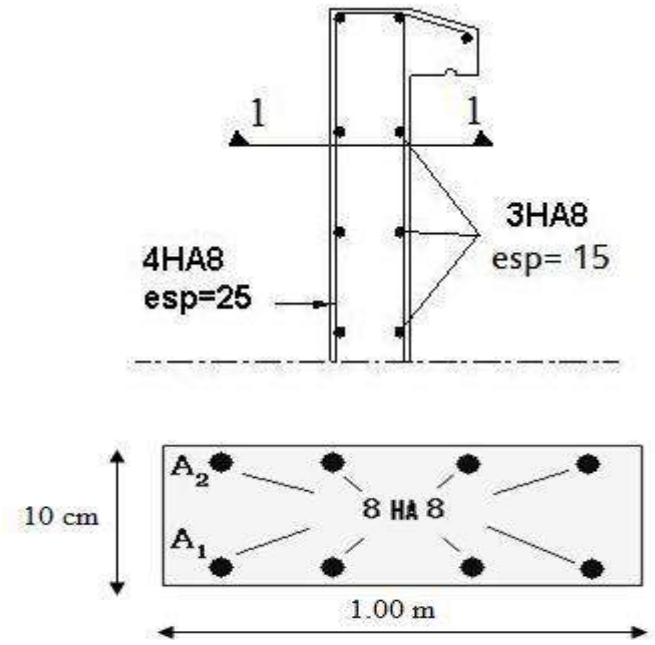
- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone III)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 1.712 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.712 = 1.369\,KN$$

$$F_p = 1.369\,KN < T = 1.5\,KN \quad \ldots\ldots\ldots \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.



Coupe 1-1

Figure 3-3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

III.2.1. La dalle de compression : [1] [Art B 6.8.4.2.3.]

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 à une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 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 :

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

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.

$50cm \leq (L=65cm) \leq 80\ cm \Rightarrow At \geq 0.5cm^2/ml$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

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 ϕ5.et un espacement 20cm x 20 cm.

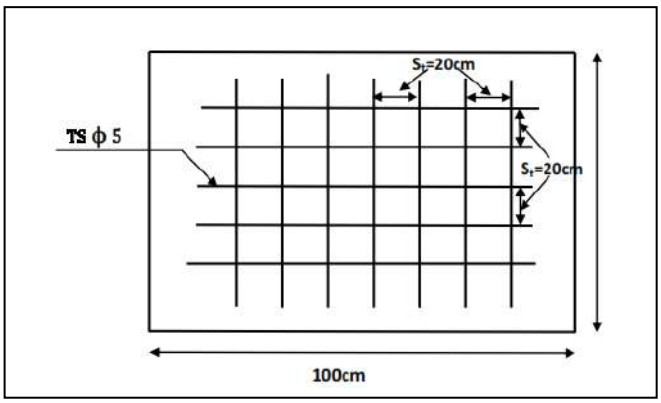


Figure 3-4 : Disposition constructive de treuillé soudé de la table de compression

III.2.2. Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

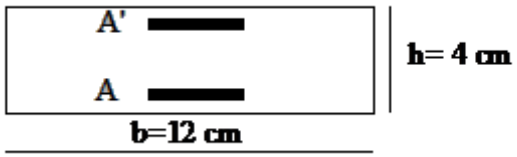


Figure 3-5 : Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes :

- **Première étape :**

III.2.2.1. Avant le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500N/m\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

a) Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :

0.04×0.12×25 = 0.12 kN/ml

- Poids du corps creux :

0.65×1 = 0.65 kN/ml

⇒ **G** = 0.65 + 0.12 = 0.77 kN/ml.

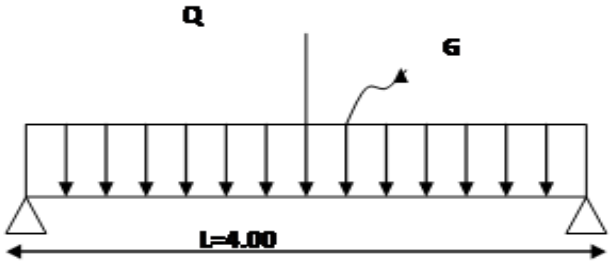


Figure 3-6 : poutrelle avant coulage

-Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500\times 4.00 = 2kN\end{cases}$

⇒ Q = 2 kN

b) Ferraillage :

ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G\cdot L^2/8 = 0.77\times(4.00)^2/8 = 1.54$ kN.m

$M_Q = Q\cdot L/4 = 2\times(4.00)/4 = 2$ kN.m

⇒ M_u =5.08 kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 3.31 > \quad \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' \neq 0$$

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.

- **Calcul des étaiements:**

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

Pour un seul étai au milieu :

G = 0.77 KN/ ml

Surcharge d'exploitation : $Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 500 \times 2.00 = 1kN \end{cases}$

$\Rightarrow$ Q=1KN

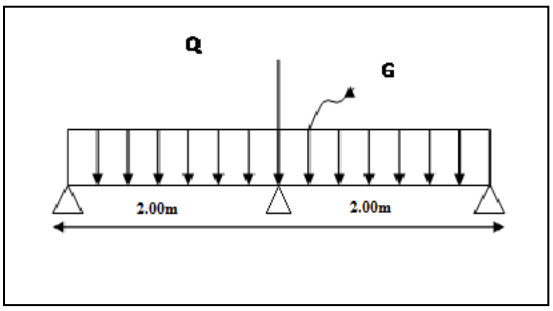


Figure 3-7 : Un seul étai au milieu

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (2.00)^2/8 = 0.385$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 1 \times (2.00)/4 = 0.5$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 1.26$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.82 > \quad \mu_1 = 0.392$$

Pour deux étais

G =0.77 KN/ ml

$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 500 \times 4 = 2kN \end{cases}$

$\Rightarrow$ Q=2KN

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (1.33)^2/8 = 0.39$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2 \times (1.33)/4 = 0.665$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 1.52$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.523 \succ \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

Pour trois étais :

G =0.77 KN/ ml

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1kN \\ 500 \times 4 = 0.5kN \end{cases}$$

$\Rightarrow$ Q=2KN

$M_u = 1.35\, M_G + 1.5\, M_Q$

$M_G = G \cdot L^2/8 = 0.77 \times (1.00)^2/8 = 0.17$ kN.m

$M_Q = Q \cdot L/4 = 2 \times (1.00)/4 = 0.5$ kN.m

$\Rightarrow M_u = 0.90$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.323 \prec \mu_1 = 0.392 \Rightarrow c.v$$

Alors il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 1.00 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

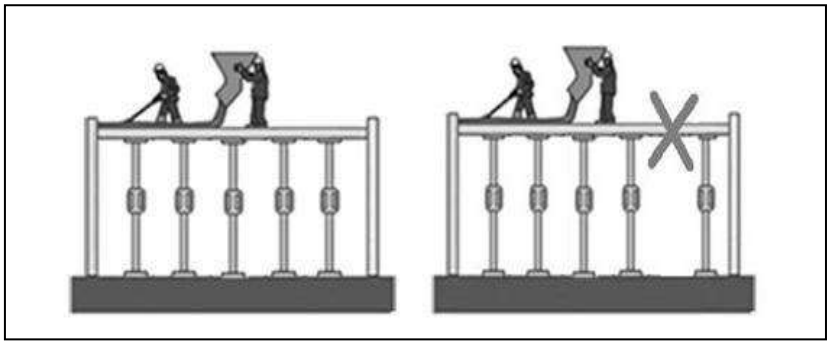


Figure 3-8 : Choix de disposition des étaiements

- **Deuxième étape :**

III.2.2.2.Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.2.2.1.Méthodes de calcul :

III.2.2.2.1. a. La méthode forfaitaire :

Utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :
La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\,N/mm^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

❖ **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$1)M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max}\begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

$$2)M_t \geq M_{Max}\begin{cases} \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2}M_0 \text{ Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2}M_0 \text{ Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{Appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique$= \frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 - \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} - \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot

- **Exposé de la méthode :**

III.2.2.2.1. b Méthode de Caquot : (pour les poutres):

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive:

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée ; on a :

- **Le coefficient de rigidité:**

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

- **Le moment aux appuis:**

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

- **Le moment en travée:**

La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée $M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$

III.2.2.2.1.c méthode RDM :

$(M0)_{AB} = q_u.l^2_{AB}/8$

$M_t = 0,85.\ (M_0)_{AB}$

$M_a = 0,5.\ (M_0)_{AB}$

III.2.2.2.1.d. *Evaluation des charges*

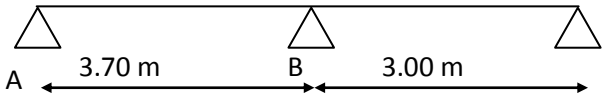
Tableau 3-4 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

	G kN/m	Q kN/m	q_u kN/m	q_{ser} kN/m
Terrasse	6.60*065=4.293	1*0.65=0.650	6.766	4.945
courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.727	4.875

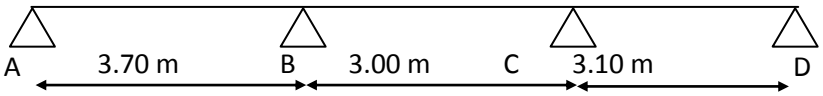
III.2.2.3.Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a trois types de poutrelles à calculer :

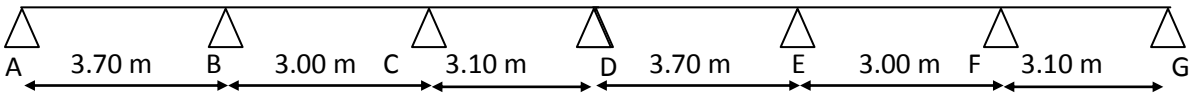
- **Poutrelles à deux travées :**



- **Poutrelles à trois travées :**



- **poutrelles à six travées :**



- **1er Type : Poutrelles à deux travées de terrasse :**

G = 6.60 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.766 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 4.945 kN/ml

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.2 \quad kN/m^2 \\ 5000 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.12 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

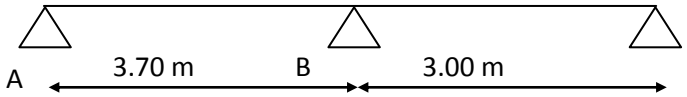


Tableau 3-5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	11.57	7.16	2.31	**6.94**	12.51	11.25	**13.76**
B-C	7.61	**9.67**	6.94	1.52	10.14	11.94	8.33

Tableau 3-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS) Représentation des sollicitations

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w(kN)	T_e (kN)
A-B	8.46	5.24	1.62	**5.08**	9.15	8.00	10.30
B-C	5.59	3.07	5.08	1.12	7.45	8.77	6.13

- **T(KN)**

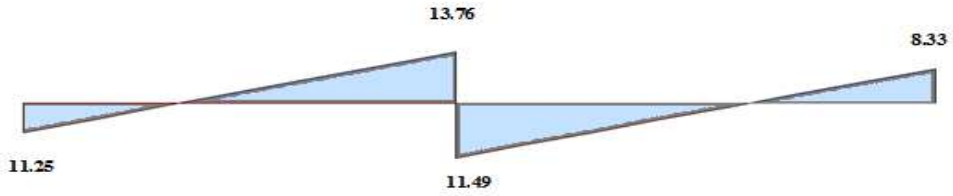


Figure 3-9 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime.

- **M(KN.m)**

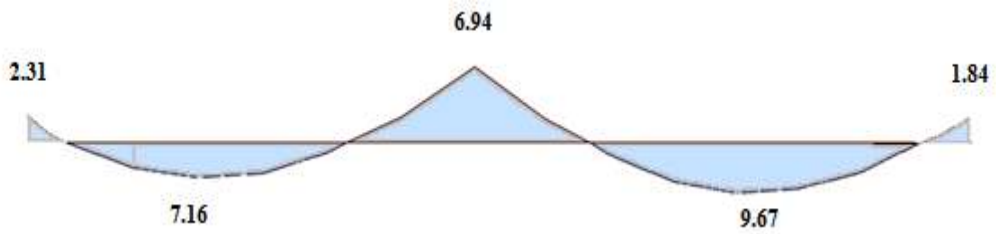


Figure 3-10 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)

- **M(KN.m)**

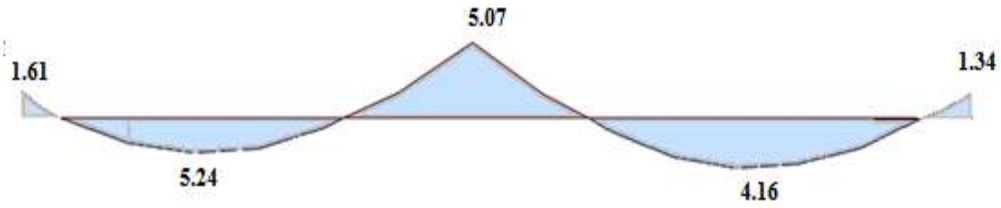


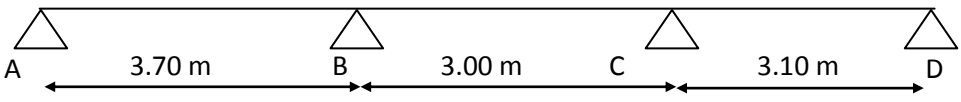
Figure 3-11 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)

- **2eme Type : Poutrelles à trois travées :**

G = 6.60 kN/m^2, Q = 1 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.766 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 4.945 kN/ml



a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.20 \quad kN/m^2 \\ 5000 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées :

- $0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 0.967 > 1.25$ **(C. V)**

Tableau 3-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	11.57	8.10	2.31	5.79	12.51	11.56	13.45
B-C	7.61	3.95	5.79	4.06	10.14	10.72	9.57
C-D	8.12	5.86	4.06	1.62	10.48	11.13	9.82

Tableau 3-8 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	8.51	**5.96**	1.70	4.25	9.20	8.37	10.02
B-C	5.59	3.07	4.25	2.98	7.46	7.88	7.03
C-D	5.97	3.70	2.98	1.19	7.71	8.19	7.22

- **T(kN)**

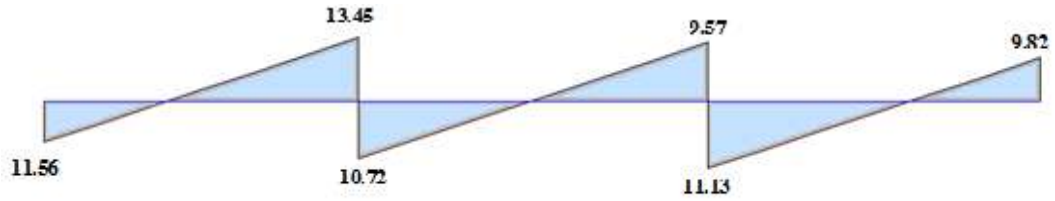


Figure 3-12 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime.

- **M(kN.m)**

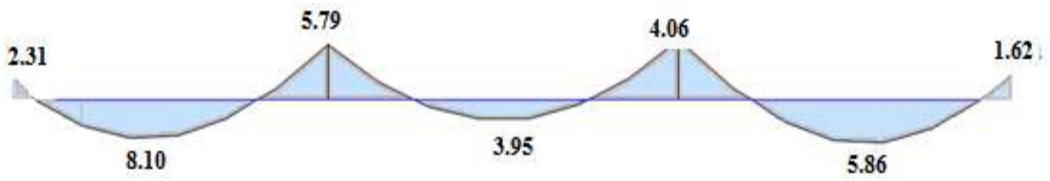


Figure 3-13 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELU)

- **M(kN.m)**

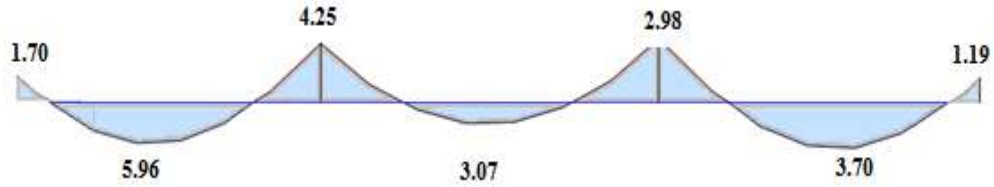


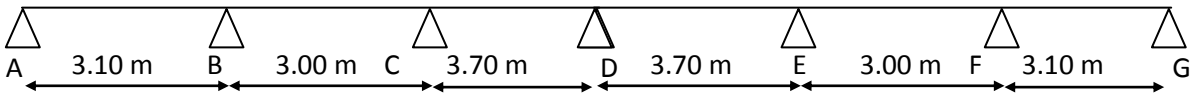
Figure 3-14 : Différents efforts dans la poutrelle à trois travées (ELS)

- **3eme Type : Poutrelles à six travées de terrasse**

G = 6.60 kN/m^2 , Q = 1 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 6.766 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 4.945 kN/ml



a) Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 1 kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 13.20 \quad kN/m^2 \\ 5000 \quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées :

$0.8 < L_{BC} / L_{CD} = 0.818 > 1.25$ **(C. V)**

Donc la méthode forfaitaire est applicable **α = Q / (G+Q) =0.13**

Tableau 3-9 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (kN)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	8.12	5.69	1.62	4.06	10.48	7.33	8.90
B-C	7.61	3.95	4.06	4.62	10.14	7.42	7.79
C-D	11.57	7.79	4.62	4.62	12.51	12.51	12.51
D-E	11.57	7.79	4.62	4.62	12.51	12.51	12.51
E-F	7.61	3.95	4.62	4.06	10.14	7.42	7.79
F-G	8.12	5.69	4.06	1.62	10.48	7.33	8.90

Tableau 3-10 : Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_0 (Kn)	T_w (kN)	T_e (kN)
A-B	5.97	3.70	1.19	2.98	7.71	7.13	8.28
B-C	5.59	2.90	2.98	3.40	7.46	7.32	7.60
C-D	8.51	5.53	3.40	3.40	9.20	9.20	9.20
D-E	8.51	5.53	3.40	3.40	9.20	9.20	9.20
E-F	5.59	2.90	3.40	2.98	7.46	7.32	7.60
F-G	5.97	3.70	2.98	1.19	7.71	7.13	8.28

❖ **Représentation des sollicitations :**

- **T(KN)**

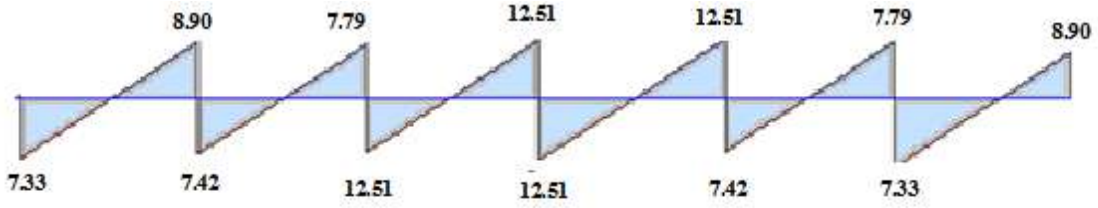


Figure 3-15 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles à l'état limite ultime.

M(kN.m)

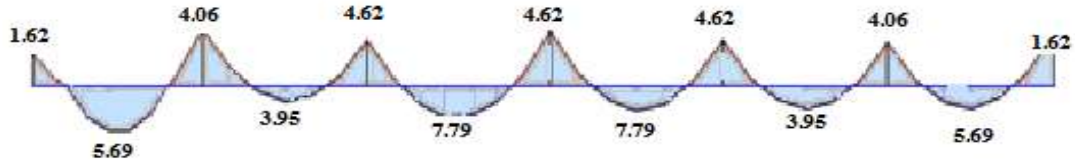


Figure 3-16 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELU)

- **M(kN.m)**

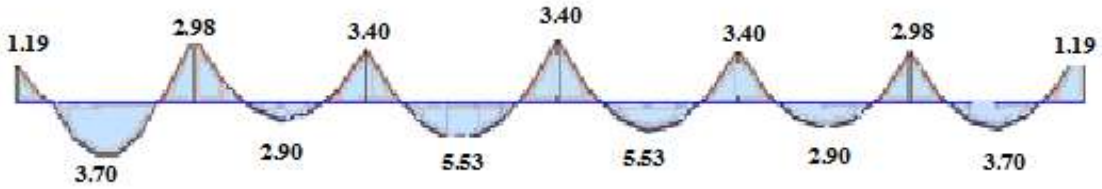


Figure 3-17 : Différents efforts dans la poutrelle à cinq travées (ELS)

❖ III.2.2.4. Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le **3eme type** des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

- **M_{tmax}= 9.67 kN.m**
- **M_{amax}= 6.94 kN.m**
- **T_{max}= 13.76 kN.m**

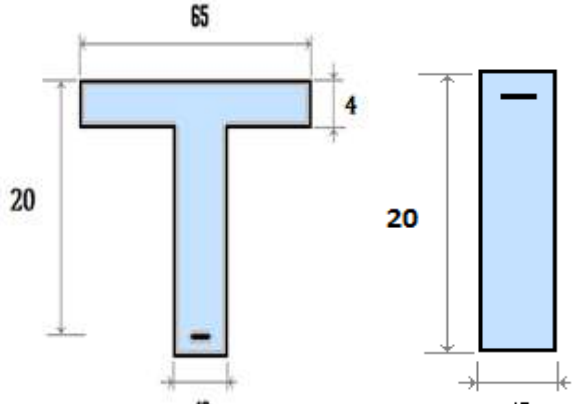


Figure 3-18 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages
En travée (à gauche) ; En appui (à droite)

- **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.67 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.032 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' \neq 0$$

Tableau : ß=0.984 $\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.56 cm².

On adopte : **A=3HA10=2.35 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 3.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{20.65}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_t = 2.35 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 2.35 cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur ;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=6.94 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

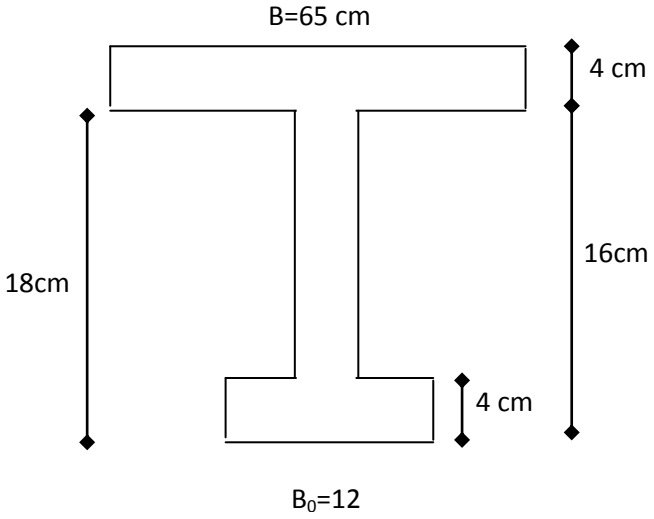
$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.94 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.125 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Schéma statique de poutrelle

Tableau : ß=0.932$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.94.10^6}{0.932.180.348}$

A= 1.18cm² on adopte: **A = 1HA14 = 1.54 cm**



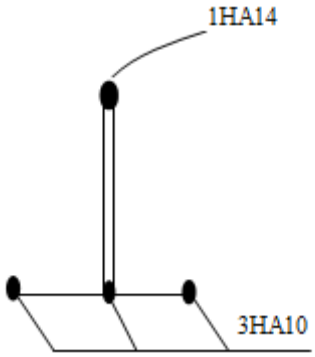


Figure 3-19 : Ferraillage des poutrelles

❖ **Condition de non fragilité**

$A=1.54\ cm^2 > A_{min}=\frac{B}{1000}=\frac{12.20}{1000}=0.24\ cm$

Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}=13.76\ kN$ (Effort tranchant max)

$$\tau_u=\frac{V_{u\max}}{b_0\cdot d}=\frac{13.76x10^3}{120\times180}=0.637\ \text{MPa}\ ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u=\text{Min}\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5\text{MPa}\right]=3.33\ \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u=0.637$ MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t:**

$$S_t\le \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases}=(16.2;40\ \text{cm})$$

Donc: St=15 cm;

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t\le\text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{5.7;14;12\}\ (\text{mm})$$

On adopte $\phi_t\le 5.71$, on prend : $\phi_t=5$ mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}=19.63\ mm^2$

a_t : section d'une barre ;

n_t: nombre des barres

$a_t=0.50\ cm^2$ et $n_t=2 \Rightarrow A_t=a_t n_t=0.3926\ cm^2$.

Tableau 3-11 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	15cm

- **Vérification au cisaillement :[1]**

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.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{13.76*10^3}{120*200}=0.573\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 200}=0.93\,\text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa} \qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow \frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.0023>0.0003\ \textbf{(C.V)}$$

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

α=90° Pour les armatures transversales

Au voisinage de l'appui :

- **Appui de rive:**

M_{tmax}= 9.67 kN.m ≥ 0.9 Vu x d =2.23 KN.m

Aucun prolongement a faire

$$\Rightarrow Vu\leq b_0\cdot a\cdot 0.4\cdot\frac{f_{c28}}{\gamma_b}=129.60\text{kN} \qquad \textbf{[1]}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (b-e-2)] =Min[16.2 ; 26] ⇒ a=16.2 cm

Avec b= 30 cm , e=2 cm, d=18 cm

⇒ V_u=13.76 kN < 129.60 kN **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle du béton vérifiée.

- **Appui intermédiaire:**

$\Sigma bmoy=2V_u/ab \leq \overline{\sigma} =1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec : Vu=13.76 KN

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=2x13.76x1000/120x162=1.28MPa <1.3x25/1.5=21.66

alors σ_{bmoy} 1.28MPa< $\overline{\sigma}$ 21.66MPa **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée

2°/ Vérification à l'ELS :

Mt_{ser}=5.96 kN.m, Ma_{ser}=5.08 kN.m

- **En travée :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa$, Mt_{ser}=5.96 kN.m

- **Calcul de y :**

Au = 2.35cm2 ; d=18cm.

$by_1^2 + 30y_1 (A+A') - 30 (A' \times c' + A \times d) = 0$, (As' = 0)

$65y_1^2 + 70.5\, y_1 - 1269 = 0$

y_1=3.85 avec $0 < y_1 < d$

$I_{xx} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_s(d - y_1)^2 = 8293.90cm^2$

$K = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{5{,}96 * 10^6}{8293.90 * 10^4} = 0.07\ N/mm^3$

σ_b= K x y_1=0.07 x 38.5=2.77 MPa $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (CV)

- **Aux appuis:**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \ ,$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa$, Ma_{ser}=5.08 kN.m

- **Calcul de y :**

Au = 1.54 cm2 ; d=18cm.

$by_1^2 + 30y_1 (A+A') - 30 (A' \times c' + A \times d) = 0$, $(As' = 0)$

$12y_1^2 + 23.4\, y_1 - 394.2 = 0$

y_1=4.84 avec $0 < y_1 < d$

$I_{xx} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15A_s (d - y_1)^2 = 4454.10\ cm^2$

$K = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{5{,}08 * 10^6}{4454.10 * 10^4} = 0.11\ N/mm^3$

σ_b= K x y_1=0.11 x 48.4= 5.80 MPa $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (CV)

- **Vérifications préliminaires de la flèche : [1]**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites.

Tableau 3-12 : Vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 4.00 = 0.05 Mt/(15Mo)=9.67/(15*11.57)=0.056	ρ=A/(bo*d)=1.57/(12*18)=0.00727 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
c.nv	c.n.v

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

L=4.00 m

4.00 m <5 m ⇒ $\bar{f}$ = L/500= 4.00/500=0.8cm

$$I = \frac{b*h}{12} = \left(\frac{\beta + (1-\beta)*[\ \alpha^4 - \beta*(1-\alpha)^4\ ]}{\beta + \alpha*(1-\beta)} \right)$$

Tel que :

- ***β***=bo/b=12/65=0.184
- ***α***=ho/h= 4/20=0.2

$$f = \frac{5*q*l^4}{384*E*I} = \left(\frac{5*4.875*10^3*4.00^4}{384*32164.2*15426*10^{-8}} \right) = 0.003m\, f = 0.1cm < \bar{f} =$$

$0.87cm$ ⇒ F= 0.003 <$\bar{f}$ =0.8 ⇒ Condition vérifiée **:** La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.3. les escaliers :

III.3.1. 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.3.2. 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 volées 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.

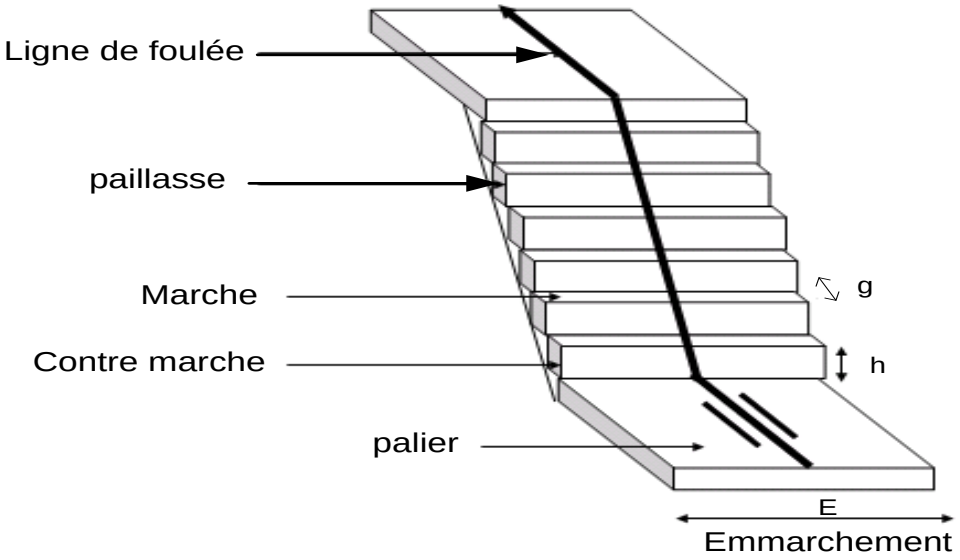


Figure 3-20 : Représentation d'un escalier

➢ h : Hauteur de la marche.

➢ g : Largeur de la marche.

➢ L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse

III.3.3. Escalier à deux volées

III. 3.3.1. Prédimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : 59cm< g+2h<66cm

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

❖ Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.70m

❖ largeur de la marche : g = 30cm

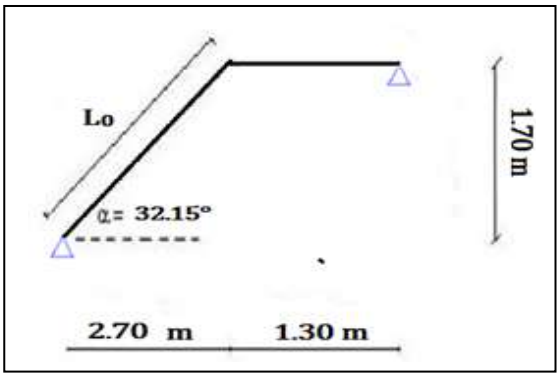
❖ hauteur de la contre marche : h = 17cm des beaux

Nombre de marches: n - 1 = 9

Nombre de contres marches: n = 10

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{323}{19} = 17cm$

Le giron: $g = \frac{L}{n-1} = 270/9 = 30cm$



Vérification de la formule de blondel

:59cm< g+2h<66cm ⇒ 59cm<30+(2*17)=64cm<66cm

Vérification d'inclinaison α :

$\alpha = \frac{H}{L} = 170/270 = 0.63$ ⇒ **α= 32.15°**

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

$L_0 = \sqrt{2.70^2 + 1.70^2} = 3.19m$

L_{total}=3.19+1.3=4.50m

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a

$L_{TOT}/30 \leq e_p \leq L_{TOT}/20$ $15 \leq e_p \leq 22.05$ cm

On adoptera: e_p =15 cm

III.3.3.2Evaluation des charges et surcharges :

III.3.3.2.A charges permanentes:

Tableau 3-13 : Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.17	25	4.25
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**5.99**

Tableau 3-14 : Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.17/ cos α	25	4.25
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	**8.115**

III.3.3.2.B. Surcharge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m^2

III.3.3.3. Détermination des efforts :

A l'E.L.U : Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S : Pser = G + Q

Tableau 3-15 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.99	2.5	11.83	8.49
Paillasse	8.115	2.5	14.72	10.62

a- A l'E.L.U:

- Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

Ra+Rb- (11.83 x 1.30) – (14.72 x 2.7) = 0

Ra+Rb = 55.12

$\sum M/A$=Rb x 4 – 11.83 x (1.3) x (3.35) – 14.72 x (2. 7^2) /2 = 0

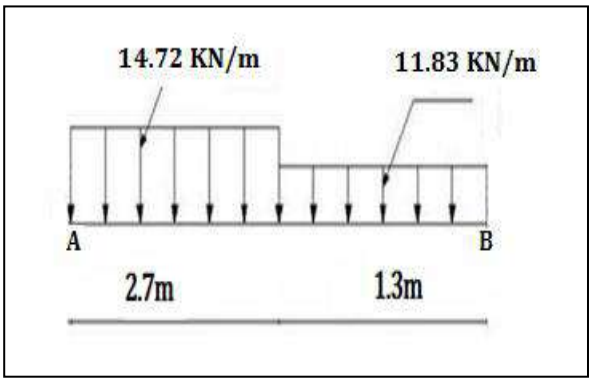
Rb = 26.29 KN et Ra = 28.83KN

(0 ≤ x ≤ 2.7)

Moment fléchissant : M(x) =-14.72x^2/2+30.58x

Effort tranchant **:** T(x) = 28.83-14.72x

M(0) = 0 ; T(0) = 28.83KN



(0 ≤ x ≤ 1.3)

Moment fléchissant : M(x) = -11.83x^2/2+26.29x

Effort tranchant **: T**(x) = 26.29-11.83x

M(0) = 0 ; T(0) = 26.29 KN T(x) = 0 alors x=1.94 et M (1.94)= 31.62KN

Donc **:**

- *Mt = 0.85 x 31.62=26.88 KN.m*
- *Ma = 0.50 x 31.62= 15.81 KN.m*
- T = 26.29 KN

b-A l'E.L.S :

- Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

Ra+Rb- (8.49 x 1.30) – (10.62 x 2.7) = 0

Ra+Rb = 39.71 KN

$\sum M/A$=Rb x 4 – 8.49x (1.3) x (3.35) – 10.62 x (2. 7^2) /2 = 0

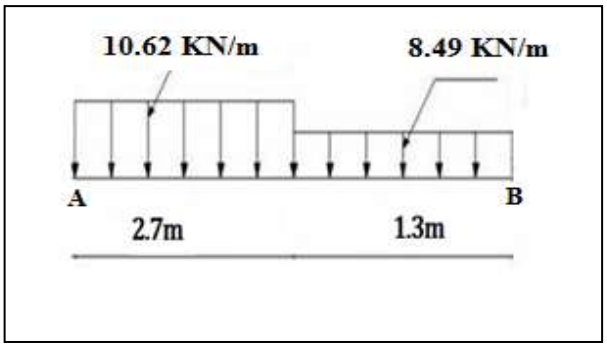
Rb = 18.92 KN et Ra = 20.79KN

- **(0 ≤ x ≤ 2.7)**

Moment fléchissant : M(x) =-10.62x^2/2+20.79x

Effort tranchant**:** T(x) = 20.79-10.62x

M(0) = 0 ; T(0) = 20.79 KN



- **(0 ≤ x ≤ 1.3)**

Moment fléchissant : M(x) =-8.49x^2/2+18.92x

Effort tranchant **:** T(x) = 18.92-8.49x

M(0) = 0 ; T(0) = 18.92 KN

T(x) = 0 alors x=1.95 et M (1.95)= 20.70KN

Donc :

- *Mt = 0.85 x 20.70=18.21 KN.m*
- *Ma = 0.50 x 20.70= 10.75 KN.m*
- T = 20.79KN

III.3.3.4 Calcul du ferraillage :

Tableau 3-16 : Les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15cm	d=12.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-17 : calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u(KN. m)	μ	β	A (cm²)	**Achoisit (cm²)**	**Ar=A/4**	**Ar**
En travée	***26.88***	0.100	0.995	5.58	6HA12=6.78	1.70	3HA10=2.35
En appui	***15.81***	0.061	0.997	3.27	4HA12=4.52	1.13	3HA10=2.35

$$\mu = \frac{M_u}{b*d^2\sigma_{bc}} \qquad A = \frac{M_u}{\beta*d\ \sigma_s}$$

Tableau 3-18 : vérification à l'ELS

	M_{ser}(KN. m)	μ	B	A (cm²)	**Achoisit (cm²)**	**Ar=A/4**	**Ar**
En travée	***17.59***	0.08	0.996	4.04	4HA12=4.52	1.13	3HA10=2.35
En appui	***10.35***	0.04	0.998	2.38	5HA10=3.92	0.98	2HA10=1.00

$$\mu = \frac{Mser}{b*d^2\sigma_{bc}} \qquad A = \frac{Mser}{\beta*d\ \sigma_s}$$

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = \frac{B}{1000} = 16cm^2$$

- **Le choix :**
- **En travée :** A=6.79 cm^2 $A > A_{min} = \frac{15*100}{1000} = 1.5cm^2 (CV)$
- **En appuis :** A=4.52 cm^2 $A > A_{min} = \frac{15*100}{1000} = 1.5cm^2 (CV)$
- **III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :[1]**

Tableau 3-19 : Les armatures de répartition

	A_x (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.70$	3 HA 10 = 2.35 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$	3 HA 10 = 2.35 cm^2

III.3.3.4.C. Condition d'espacement :

Tableau 3-20 : Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm
En appuis	St=33.33cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=30cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{30.58 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.24 MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\,;\,5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0..24MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa\ (CV)$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ =0.6 f_{c28}=0.6*25=15MPa

- **En travées:**

A =4.52 cm^2

M_{ser}=18.21KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.25cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10345{,}26cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{27.15*10^6*42.5}{10345.26*10^4} = 11.15 \leq 15MPa(CV)$$

- **En appuis:**

A =3.92 cm^2

M_{ser}=10.45KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.6cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7546{,}008cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{10.45*10^6*36}{7546{,}008*10^4} = 4.98 \leq 15MPa(CV)$$

III.3.3.4.F. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0.033 \geq \frac{25.11}{20 \times 29.54} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{130 \times 13} = 0.00267 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

❖ Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Fleche admissible : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$

$$\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$$

❖ Les flèches dues aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

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

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

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right]$$

$$\sigma_s = \frac{Mser}{As * d}$$

❖ Les flèches dues aux charges de longue durée:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

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

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

❖ Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 8.00\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 48999{,}9cm^4$$

III.3.4. Calcul de la poutre palière :

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

III.3.4.1Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur ***L=2.7m***

- b : largeur de la base de la poutre.
- h : hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

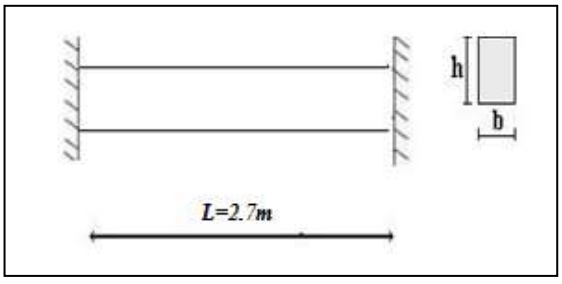


Figure 3-21 : Dimensionnement de la poutre

Le prédimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes :

$(L_{max})/15 \leq h \leq (L_{max})/10$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

Donc, on trouve : 18 cm$\leq$ h $\leq$27cm On prend h = 30 cm

Et 9 cm $\leq$ b $\leq$ 21 cm On prend b = 20 cm

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone IIa(zone de sismicité moyenne) sont:

- h $\geq$ 30cm on adopte h=30cm (CV)
- b $\geq$ 20 cm on adopte b=20cm (CV)
- h/b $\leq$ 4 on adopte30/20=1.5$\leq$4 (CV)

III.3.4.2. Evaluation des charges :

Charges revenants à la poutre:

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

Ru = 30.58 KN Rser = 22.09 KN

Poids propre de la poutre : 0.30×0.20× 25 = 1.5 KN/ml.

Donc : Pu = 1.35× (1.5) +30.58 =32.60 KN/ml

Pser = 1x(1.5) +22.09 = 23.59 KN/ml.

III.3.4.3. Calcul des efforts :

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

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

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

$$M_{ap} = M_A = M_B = \frac{PL^2}{12}$$

$$M_{travé} = \frac{PL^2}{24}$$

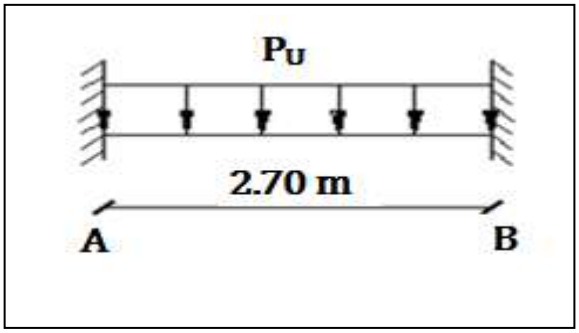


Figure 3-22 : Schéma statique de la poutre

Tableau 3-21 : donne les efforts de la poutre palière aux états limites ultime et de service

Niveau	T (KN)	Ma (kNm)	Mt (kNm)
ELU	44.01	19.80	9.90
ELS	31.84	14.33	7.16

III.3.4.4 Ferraillage de la poutre palière :

III.3.4.4 .a. Armatures longitudinales:

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

Tableau 3-22 : 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 =30cm	h= 30cm	d=27.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau 3-23 : Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	9.90	0.032	0.984	1.07	0.00	3HA12=3.39
En appuis	19.80	0.064	0.967	2.17	0.00	3HA12=3.39

III.3.4.4. b. Condition de non fragilité : [1]

On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$

En travées : $A = 3.39 cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*20}{1000} = 0.6\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30*20}{1000} = 0.6\,cm^2$ (c.v)

III.3.4.4. c. Condition de l'espacement :

- Les armatures longitudinales

En travée : $S_t = 12.5\ cm \leq \overline{S_t} = Min[3h\ ; 33cm] = 33cm$..... Condition vérifié

En appuis : $S_t = 12.5cm \leq \overline{S_t} = Min[3h\ ; 33cm] = 33cm$..... Condition vérifié

III.3.4.4 .d. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{44.01\times10^3}{200*270} = 0.81\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa\ ; 5MPa\right] = 3.33\,MPa$$

$$\tau_u = 0.81MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa(cv)$$

III.3.4.4 .e. Vérification de contrainte de compression dans la bielle de béton:

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min\left[b - c - 2\ ; 0.9d\right] = Min\left[35.5cm; 24.3cm\right] = 24.3\,cm$$

$$V_u = 44.01KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right)\times200\times243 = 324\,KN$$

III.3.4.4 .f. Vérification au voisinage de l'appui:

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times44.01\times10^3}{200\times243} = 1.811 < 0.8\times\frac{25}{1.15} = 17.39$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15\times44.01\times10^3}{235} = 1.26\,cm^2$$

III.3.4.4 .g. Armatures transversales:

$$\varphi_t = \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 0.86\,cm;\ \varphi_l = 16\,mm;\frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 0.86cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera : $A_t = 4\ T\ 8 = 2.01\ cm^2$.

III.3.4.4. h. Vérification du R.P.A 99:

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm; 12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S}_t = 7.5\,cm & \text{(zone nodale)}\\ \overline{S}_t = 15\,cm & \text{(zone courante)}\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes : $\begin{cases}S_t = 7\,cm & \text{(zone nodale)}\\ S_t = 15cm & \text{(zone courante)}\end{cases}$

At = at.nt = 2.01 cm2 nt = 4.

$$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 2.01cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.63\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 2.01\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S}_t$$

Pour la zone courante $A < A_{min}$, donc on retiendra $A_t = 4T\ 8 = 2.01\ cm^2$.et on procédera à la vérification des paramètres suivants :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

avec k = 1 (flexion simple)

$\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{2.51\times10^2}{300\times70} = 0.011 \ge \frac{1.15(0.54 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -0.000287$ … (cv)

Zone courante: $\frac{2.51\times10^{2}}{300\times150}=0.0055\geq\frac{1.15(0.54-0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)}=-0.000287$ … (cv)

$$A_t \geq A_{\min}=\frac{0.4.b_0\cdot S_t}{f_e}$$

Zone nodale: $A_t = 2.51\,cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times70}{400}=0.21cm^2$ …(c.v)

Zone courante: $A_t = 2.51\,cm^2 \geq A_{min}=\frac{0.4\times300\times150}{400}=0.45\,cm^2$ ….(c.v)

	En travées	**En appuis**
A (cm^2)	3.39	3.39
M_{ser} (kN.m)	7.16	14.33
Y (cm)	8.64	8.64
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=25515.78$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2\Rightarrow I=25515,78$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b (mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=2.42$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=4.85$
$\sigma_b\leq\overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

III.3.4.4 .i. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau 3-24 : Vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ 1/16	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 0.3 / 2.7= 0.11 ≥ (1/16)=0.0625	ρ =A/(bo*d)=3.39/(30*27)=0.0041≤ 4.2/ fe = 4.2 / 400 = 0.01
Cv	cv

III.3.4.4. j .*RPA 99 Version 2003*:

A_{min} = 0,5% bh

A_{max} = 4% bh zone courante

A_{max} = 6% bh zone de recouvrement

Alors ; $A_{min} = 3.00cm^2 \leq A = 3,39 + 3.39 = 6.78cm^2 \leq A_{max} = 36,00cm^2$ (cv)

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 :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quelque 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 (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

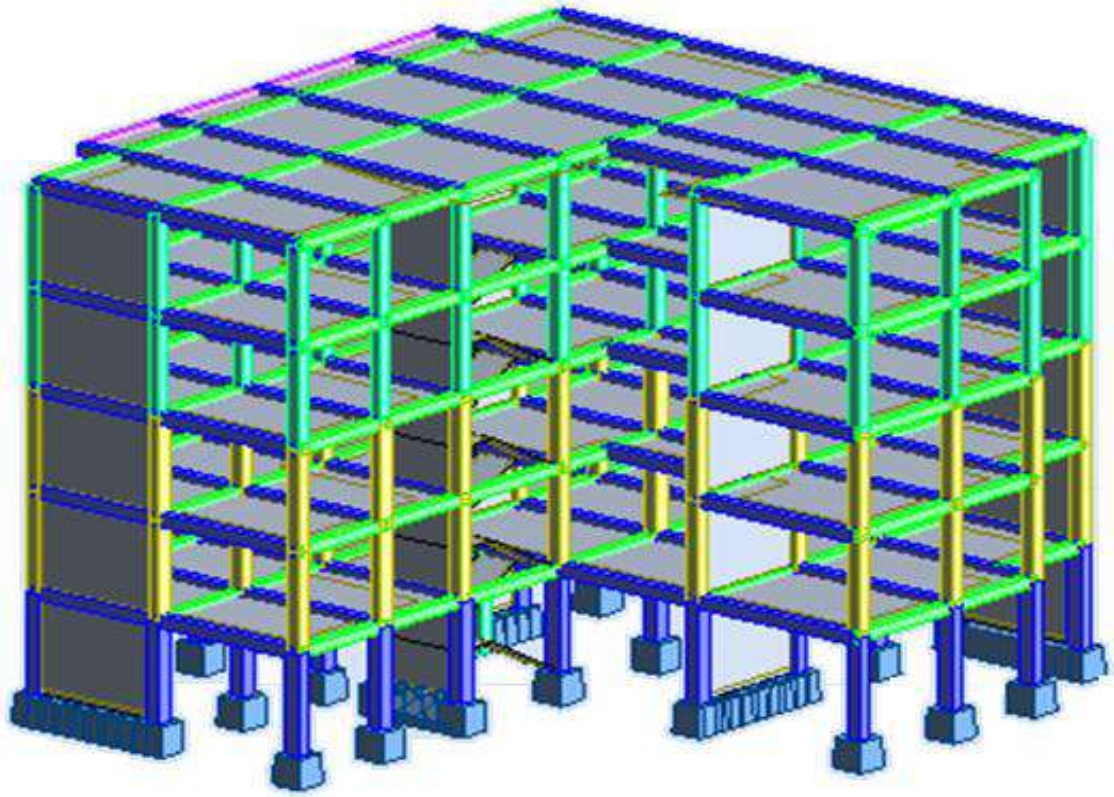


Figure 4-1 : Vue de la Structure en 3D :

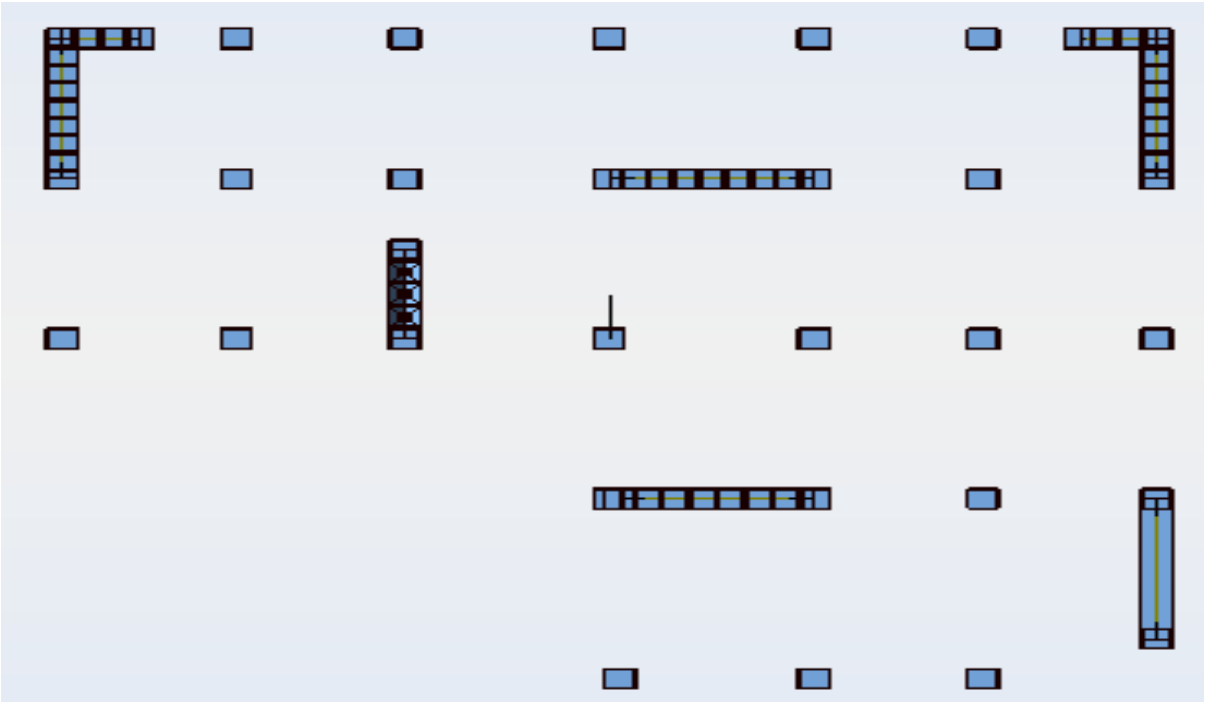


Figure 4-2 : Disposition des voiles bloc angle

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 21.40 m

Largeur du bâtiment = 20.60 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.21 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.09 m

Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau 4-1 : Calcul du centre de Masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
16.15	5322,09	67537,32	64344,07	12,69	12,09
12.92	5050,05	62317,62	61156,11	12,34	12,11
9.69	5050,05	63428,63	61156,11	12,56	12,11
6.46	4874,32	61221,46	59028,02	12,56	12,11
3.23	4951,38	61100,03	59862,18	12,34	12,09
Σ	Σ Wi (kN)	Σ Wi*Xi	Σ Wi*Yi	XG(m)	YG (m)
	25247,89	307363,46	297533,67	12.50	12.10

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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.

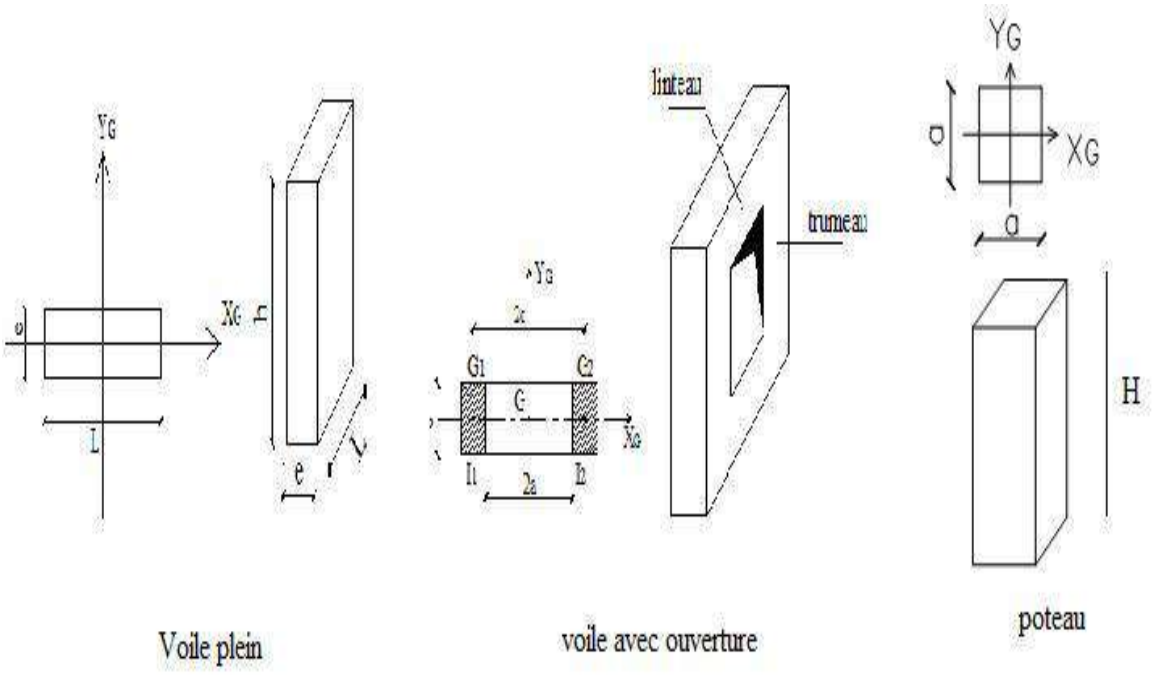


Figure 4-3 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau 4-2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi}*X_i$	$\sum I_{Xi}*Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
16.15	0,7231	1,0833	8,1132	12,6204	11,65	11,22
12.92	0,7496	1,1098	8,3505	12,5629	11,32	11,14
9.69	0,7496	1,1098	8,3505	12,8182	11,55	11,14
6.46	0,7902	1,1504	8,7870	13,2871	11,55	11,12
3.23	0,7902	1,1504	8,7633	13,1376	11,42	11,09
$\sum$	3,8027	5.6037	64,4263	42,3646	12,34	11,21

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. 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 : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau (m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
16.15	12,69	11,65	1,04	12,09	11,22	0,87
12.92	12,34	11,32	1,02	12,11	11,14	0,97
9.69	12,56	11,55	1,01	12,11	11,14	0,97
6.46	12,56	11,55	1,01	12,11	11,12	0,99
3.23	12,34	11,42	0,92	12,09	11,09	1

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : RPA version 2003 [Art 4.2.7] :

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 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
16.15	22.40	20.35	1.12	1.02
12.92	21.40	20.35	1.12	1.02
9.69	21.40	20.35	1.12	1.02
6.46	21.40	20.35	1.12	1.02
3.23	21.40	20.35	1.12	1.02

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle RPA 99 version 2003 [Art 4.3.7] :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L,(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 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo} \pm E_{x\ ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo} \pm E_{y\ ACC}$
16.15	1,04	1.12	2,16	0,87	1.02	1,89
12.92	1,02	1.12	2,14	0,97	1.02	1.99
9.69	1,01	1.12	2,13	0,97	1.02	1.99
6.46	1,01	1.12	2,13	0,99	1.02	2,01
3.23	0,92	1.12	2.04	1	1.02	2,02

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 bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**ROBOT 2010'**.

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 **ROBOT 2010** est le nœud maître, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître. Suite à 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. **Coefficient d'accélération A RPA 99 version 2003 [Tab.4.1] :**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIa, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,15***

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 RPA 99 version 2003 [Tab.4.3] :**

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 3.5.

d. facteur de qualité Q RPA 99 version 2003 [Tab.4.4] :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4-6 : détermination du facteur de qualité Q du bloc

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	NON	0.05	Non	0.05
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 :

$$Q_X = 1 + 0.1 = 1.1$$
$$Q_Y = 1 + 0.1 = 1.1$$

e. périodes caractéristiques RPA 99 version 2003 [Tab.4.7] :

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}4\text{s} \end{array}\right\} \text{site S2.}$$

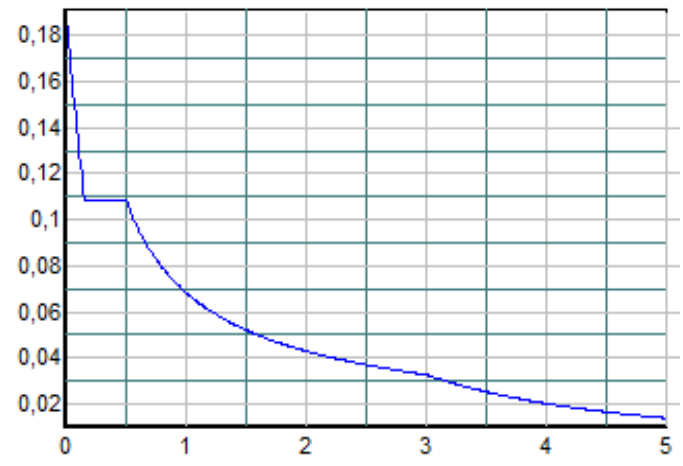


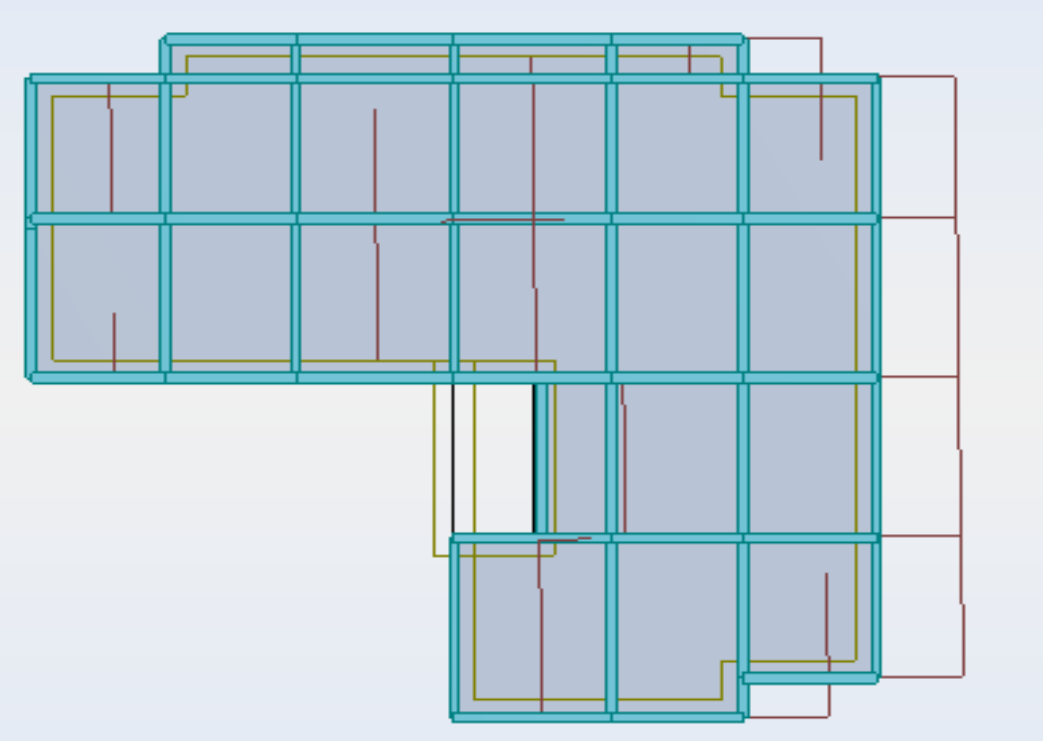
Figure 4-4 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

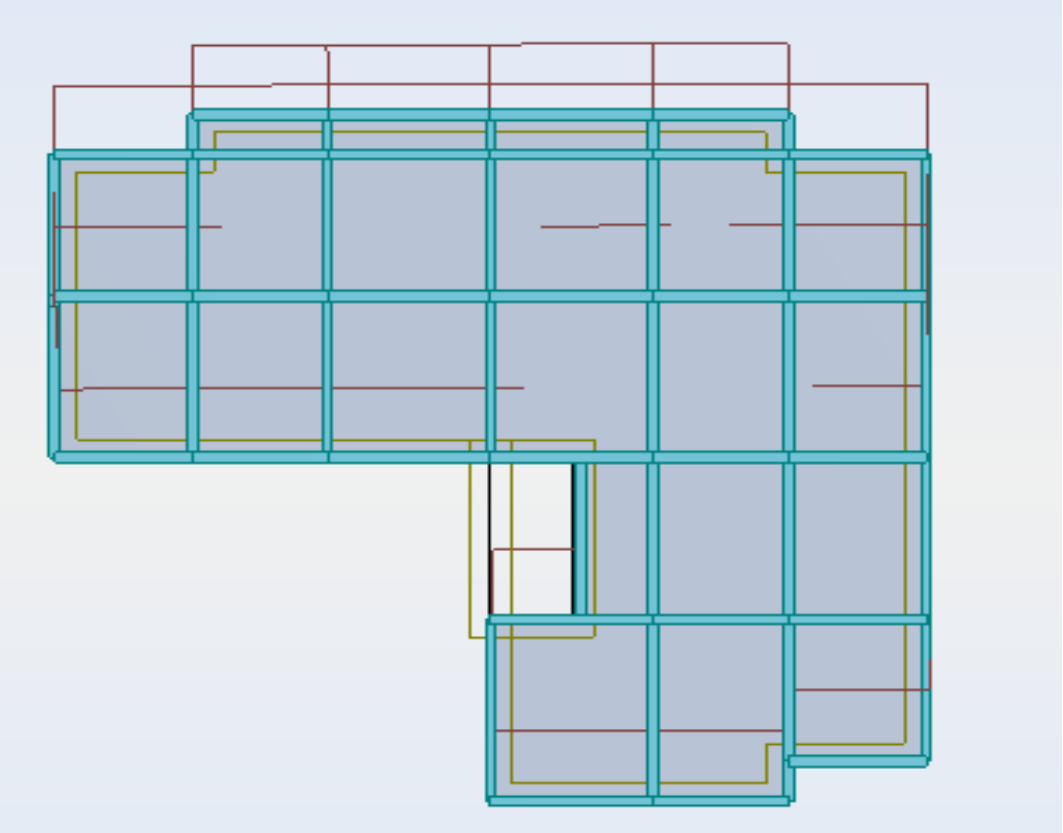
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- 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 (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- Vérification l'effort normal réduit

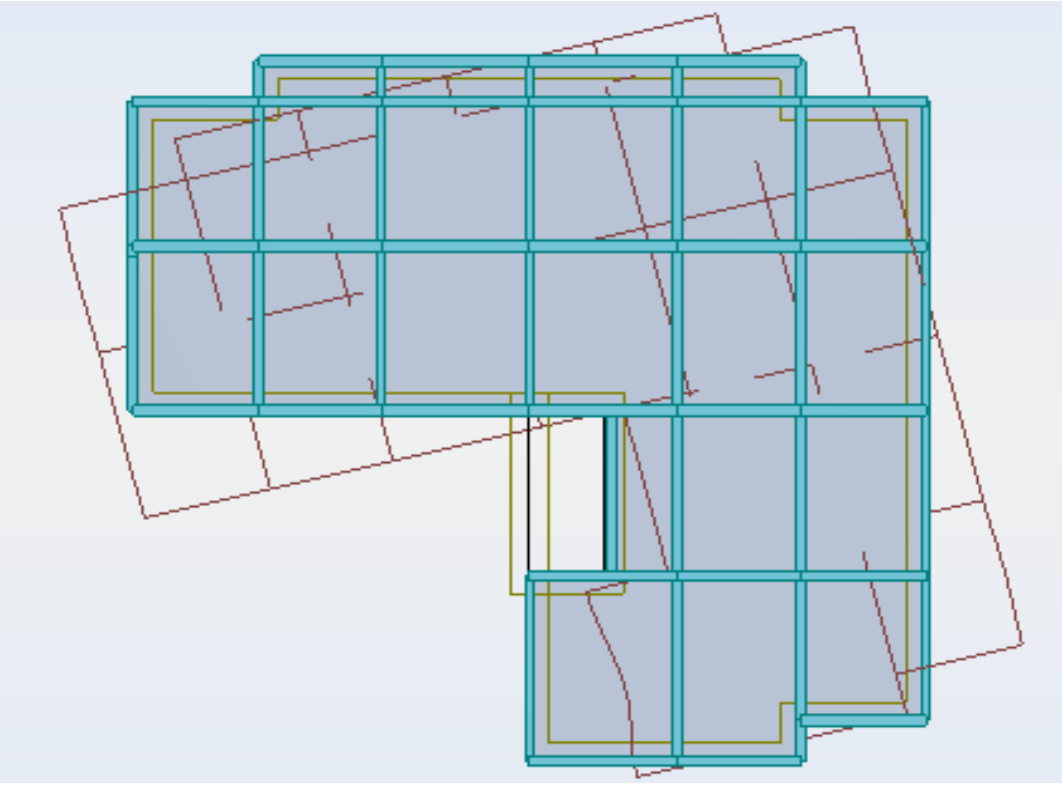
IV.4.1. Vérification de comportement :



Mode 1 : translation sens x



Mode 2 : translation sens y



Mode 3 : rotation sens z

Figure 4-5 : le comportement des trois premiers modes

Tableau 4-7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axe x 68.49 ٪	translation suivant l'axe y 68.58 ٪	rotation autour de l'axe z sens-x 68.40 ٪ et sens-y 68.85 ٪

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]

Tableau 4-8 : Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)		
		Sens- x	Sens-y
1	0.45	68.49	0.12
2	0.38	68.40	68.70
3	0.30	69.05	68.85
4	0.12	88.33	68.86
5	0.11	88.33	68.86
6	0.10	88.33	89.24
7	0.08	88.45	89.26
8	0.08	88.49	88.26
9	0.08	88.79	89.26
10	0.07	89.59	89.26
11	0.07	89.71	89.26
12	0.07	89.80	89.26
13	0.06	89.87	89.26
14	0.06	94.09	89.26
15	0.05	94.14	89.26
16	0.05	94.47	89.27
17	0.05	94.45	94.27

Remarque:

On remarque que la participation massique atteint 90 % dans les deux sens et pour les deux systèmes dans le 17 ème mode.

IV.4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT 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)

Tableau 4-9 : vérification des périodes.

Bloc A	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.31	0.45	0.40	C .V
Y	0.32	0.45	0.41	C .V

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base de la structure 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. 3.6] Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. 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 = 0,15****

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S2)

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= 2.20

Dy= 1.99

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R= 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.10 .$Q_{y=}$1.10

- **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]

Tableau 4-10 : Calcul de la force sismique

A	D_X	D_Y	R	Q_X	Q_Y	ΣWi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,15	2,2	1,99	3,5	1,10	1,10	25247,89	3491,42	3158,15

Tableau 4-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	3491,42	3109,52	2793,14	oui
Y	3158,15	2784,36	2526,52	oui

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 =Y_G.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

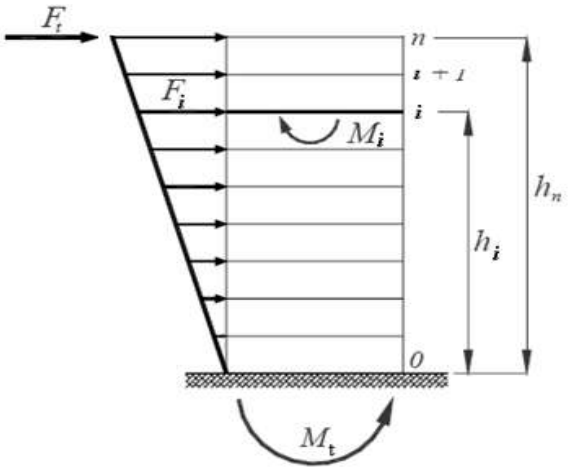


Figure 4-6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 4.5.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur RPA 99 version 2003 [Art 4.2.5] :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

Donc:

Ft=0

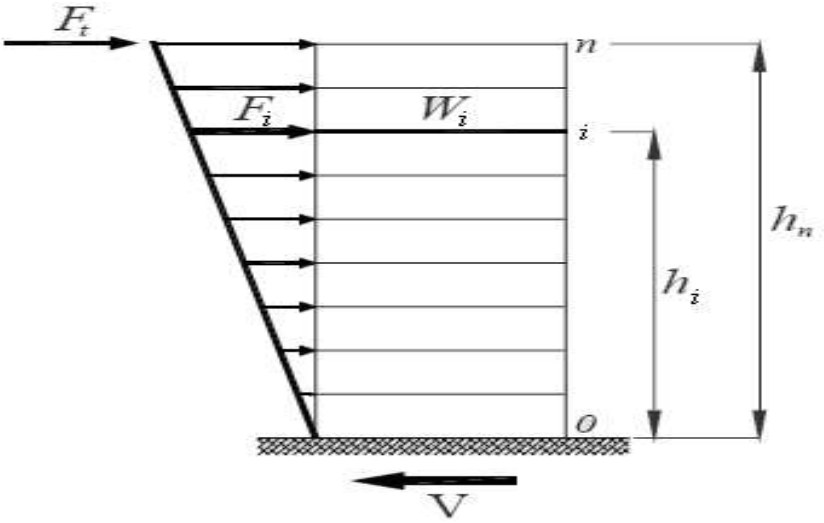


Figure 4-7 : Distribution des forces sismiques

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	a_x	F_{ix} (kN)
16.15	5322,09	85951,75	0,35	1079,37
12.92	5050,05	65246,65	0,26	819,36
9.69	5050,05	48934,98	0,20	614,52
6.46	4874,32	31488,11	0,13	395,42
3.23	4951,38	15992,96	0,06	200,84
SOMME		247614,45	1,00	3109,52

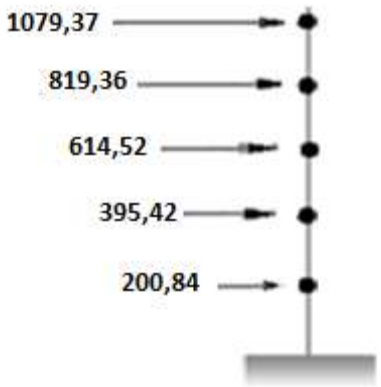


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tableau 4-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	a_y	F_{iy} (kN)
16.15	5322,09	85951,75	0,35	966,51
12.92	5050,05	65246,65	0,26	733,68
9.69	5050,05	48934,98	0,20	550,26
6.46	4874,32	31488,11	0,13	354,08
3.23	4951,38	15992,96	0,06	179,84
SOMME		247614,45	1,00	2784,36

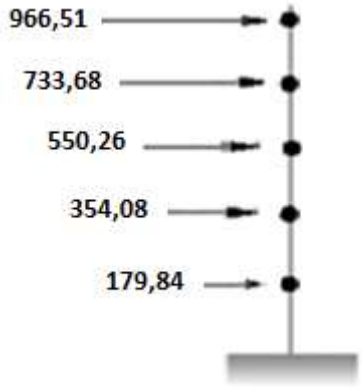


Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-14 : calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
16.15	1079,37	966,51	17431,90	15609,06
12.92	819,36	733,68	10586,15	9479,17
9.69	614,52	550,26	5954,71	5332,03
6.46	395,42	354,08	2554,44	2287,33
3.23	200,84	179,84	648,71	580,87
∑Mo			37175,91	33288,45

IV. 4.5.3. Moment stabilisant :

Tableau 4-15 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
16.15	5322,09	12,69	12,09	67537,32	64344,07
12.92	5050,05	12,34	12,11	62317,62	61156,11
9.69	5050,05	12,56	12,11	63428,63	61156,11
6.46	4874,32	12,56	12,11	61221,46	59028,02
3.23	4951,38	12,34	12,09	61100,03	59862,18
∑Mt				307363,46	297533,67

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-16 : Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
315605	305546	37175,90	33288,45	8,48	9,17	oui

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù 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 adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	0.7	2.45			
			0.73	3.23	c.v
+12.92	0.49	1.72			
			0.7	3.23	c.v
+9.69	0.29	1.02			
			0.60	3.23	c.v
+6.46	0.12	0.42			
			0.39	3.23	c.v
+3.23	0.01	0.035			
			0	3.23	c.v

Tableau 4-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
+16.15	0.64	2.24			
			0.59	3.23	**c.v**
+12.92	0.47	1.65			
			0.63	3.23	**c.v**
+9.69	0.29	1.02			
			0.53	3.23	**c.v**
+6.46	0.14	0.49			
			0.38	3.23	**c.v**
+3.23	0.03	0.11			
			0.11	3.23	**c.v**
+0.00	0	0			
			0	3.23	**c.v**

-Vérification du déplacement en tête :

Les déplacements théoriques

X=0.7 cm ; Y= 0.64 cm

Les déplacements réels :

X=0.7*3.5=2.45 cm

Y= 0.65*3.5 =2.275 cm

Le déplacement admissible :

$$X=\frac{H}{250}=\frac{1615}{250}=6.46\ cm$$

Donc les déplacements en tête sont vérifiés

IV. 4.7. 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 :

$\theta = P_k \ \Delta_k \ / \ V_k * h_k \ \leq \ 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-19 :Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k (m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
16.15	5322,09	1079,4	0.73	0.003	c.v
12.92	5050,05	819,4	0.7	0.005	c.v
9.69	5050,05	614,5	0.60	0.007	c.v
6.46	4874,32	395,4	0.39	0.01	c.v
3.23	4951,38	200,8	0	0.008	c.v

Tableau 4-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
16.15	5322,09	966,51	0.59	0.002	**c.v**
12.92	5050,05	733,68	0.63	0.003	**c.v**
9.69	5050,05	550,26	0.53	0.004	**c.v**
6.46	4874,32	354,08	0.38	0.007	**c.v**
3.23	4951,38	179,84	0.11	0.009	**c.v**

IV. 4.8. Vérification de cisaillement des éléments :

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$

8-a poutre principal : sous combinaison 1.35G+1.5Q

Section des poutres b*h=30*40 cm x cm

L'effort tranchant max = 74.21kN

$$\tau = \frac{74.21 * 10\text{^}3}{300x350} = 0.70 < 3.33\ CV$$

8-b poutre secondaire: sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm

L'effort tranchant max = 65.72 kN

$$\tau = \frac{65.72 * 10\text{^}3}{300x350} = 0.62 < 3.33\ CV$$

8-c poutre palière : sous combinaison G+Q+E

Section des poutres b*h=20*30 cm x cm

L'effort tranchant max = 16.32 kN

$$\tau = \frac{16.32 * 10\text{^}3}{200 * 300} = 0.30 < 3.33\ CV$$

IV. 4.8. Vérification de l effort normal réduit :

Section des poteaux a la base 40x40

L'effort normal max a la base = 1508.82 kN

$$\tau = \frac{1508.82 * 10\text{^}3}{40^2 * 25} = 0.37 < 0.3 \quad CNV$$

La section des poteaux du RDC n'est pas vérifiée alors an adoptera

$$B_c \geq \frac{N*1000}{0.3*fc28}$$

$$B_c \geq \frac{1508.82*1000}{0.3*25} \rightarrow B_C \geq 201176\ mm^2 \rightarrow 202500 = (450*450)\ mm^2$$

- **RDC**

Section des poteaux à la base 45x45

L'effort normal max à la base = 1534.82 kN

$$\tau = \frac{1534.82 * 10\text{^}3}{40^2 * 25} = 0.28 < 0.3 \quad CV$$

- **1er étage**

Section des poteaux à la base 40x40

L'effort normal max à la base = 1058.95 kN

$$\tau = \frac{1058.95 * 10\text{^}3}{40^2 * 25} = 0.26 < 0.3 \quad C$$

- **2eme étage**

Section des poteaux à la base 40x40

L'effort normal max à la base = 792.64 kN

$$\tau = \frac{792.64 * 10\text{^}3}{40^2 * 25} = 0.19 < 0.3 \quad CV$$

- **3eme étage**

Section des poteaux à la base 35x35

L'effort normal max à la base = 792.64 kN

$$\tau = \frac{792.64 * 10\text{^}3}{35^2 * 25} = 0.25 < 0.3 \quad CV$$

- **4eme étage**

Section des poteaux à la base 35x35

L'effort normal max à la base = 267.60 kN

$$\tau = \frac{267.60 * 10\text{^}3}{35^2 * 25} = 0.08 < 0.3 \quad CV$$

Remarque :

Les dimensions définitives sont :

-Poutre principale : 30x40 cm2

-Poutre secondaire : 30x35 cm^2

-Epaisseur voile : a=15 cm

Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5] :

- **Suivant X :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
16.15	100 %	77.418 %	22.582 %	100 %	00.00 %	100 %
12.92	100 %	75.128 %	24.872 %	100 %	00.00 %	100 %
9.69	100 %	76.513 %	23.487 %	100 %	00.00 %	100 %
6.46	100 %	76.642 %	23.358 %	100 %	00.00 %	100 %
3.23	100 %	78.704 %	21.296 %	100 %	00.00 %	100 %

- **Suivant Y :**

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
16.15	100 %	72.360 %	27.640 %	100 %	00.00 %	100 %
12.92	100 %	73.831 %	26.169 %	100 %	00.00 %	100 %
9.69	100 %	74.745 %	25.255 %	100 %	00.00 %	100 %
6.46	100 %	76.907 %	23.093 %	100 %	00.00 %	100 %
3.23	100 %	78.034 %	21.966 %	100 %	00.00 %	100 %

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 et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q

- 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.2.1. Introduction :

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
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

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 IIa.

VI.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 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissants 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' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	63.01	1.35G+1.5 Q	0.00	5.1	6	**5 * HA 14**	7.70
		Appui	-88.01	1.35G+1.5 Q	0.00	6.2	6	**5 * HA 14**	7.70
	Etages	Travée	65.99	1.35G+1.5 Q	0.00	5.4	6	**5 * HA 14**	7.70
		Appui	-71.90	1.35G+1.5 Q	0.00	5.0	6	**5 * HA 14**	7.70
rive	Terrasse	Travée	57.93	1.35G+1.5 Q	0.00	4.7	6	**3* HA 14+ 2*HA12**	6.88
		Appui	-70.73	G+Q+EY	0.00	4.9	6	**3* HA 14+ 2*HA12**	6.88
	Etages	Travée	33.76	1.35G+1.5 Q	0.00	2.7	6	**3* HA 14+ + 2*HA12**	6.88
		Appui	-66.17	G+Q+EY	0.00	4.6	6	**3* HA 14+ 2*HA12**	6.88

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} RPA	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	24.35	G+Q+Edy	0.00	2.2	5.25	**5HA12**	**5.65**
		Appui	-58.94	G+Q+Edy	0.00	4.8	5.25	**5HA12**	**5.65**
	Etages	Travée	22.31	G+Q+Edy	0.00	2.0	5.25	**5HA12**	**5.65**
		Appui	-68.40	G+Q+Edy	0.00	5.6	5.25	**5HA12**	**5.65**
rive	Terrasse	Travée	24.35	G+Q+Edy	0.00	2.2	5.25	**5HA12**	**5.65**
		Appui	-57.34	G+Q+EdX	0.00	4.7	5.25	**5HA12**	**5.65**
	Etages	Travée	20.86	G+Q+EdX	0.00	1.9	5.25	**5HA12**	**5.65**
		Appui	-39.85	G+Q+Edy	0.00	3.2	5.25	**5HA12**	**5.65**

V.2.3. 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} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=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 5-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s ($\overline{M}$Pa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	24.09	1.7	9.1	15	-	202	c.v
		Appui	-51.19	3.7			101.4		
	Etages	Travée	22.59	1.6	9.8	15	-	202	c.v
		Appui	-56.86	4.2			110.6		
Rive	Terrasse	Travée	23.56	3.4	5	15	-	202	c.v
		Appui	-32.36	4.7			56.1		
	Etages	Travée	22.51	3.2	4.5	15	-	202	c.v
		Appui	-27.49	4			49.6		

Tableau 5-5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	17.67	1.4	6.1	15	-	202	c.v
		Appui	-19.15	1.6			53.5		
	Etages	Travée	15.91	1.3	7.3	15	-	202	c.v
		Appui	-25.85	2.2			70.3		
Rive	Terrasse	Travée	17.67	2.9	4.9	15	-	202	c.v
		Appui	-23.30	3.9			52.1		
	Etages	Travée	18.36	3.0	5.0	15	-	202	c.v
		Appui	-24.35	4.1			53.6		

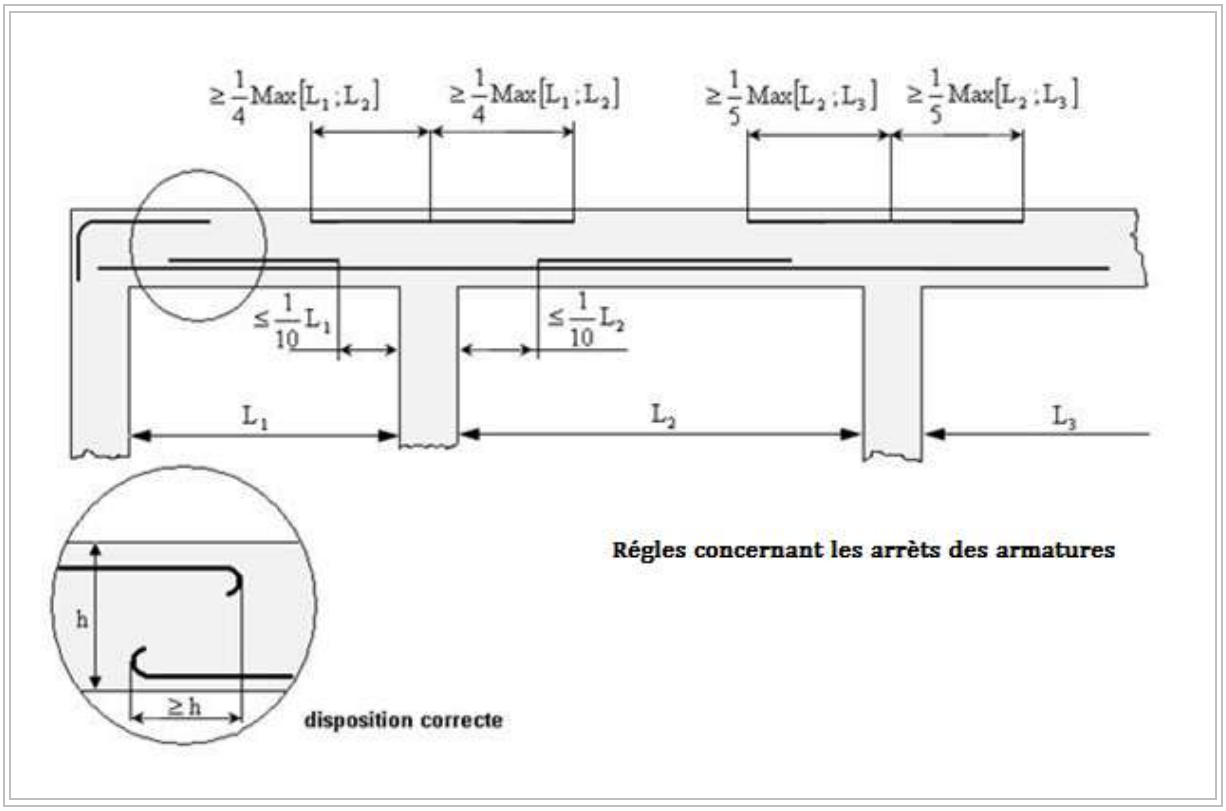


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau 5-6 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.70	1.2	c.v
		appui	7.70	1.2	c.v
	Etages	Travée	7.70	1.2	c.v
		appui	7.70	1.2	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.88	1.2	c.v
		appui	6.88	1.2	c.v
	Etages	Travée	6.88	1.2	c.v
		appui	6.88	1.2	c.v

Tableau 5-7 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.70	6.0	48.00	c.v
		appui	7.70		72.00	c.v
	Etages	Travée	7.70	6.0	48.00	c.v
		appui	7.70		72.00	c.v
Rive	Terrasse	Travée	6.88	6.0	48.00	c.v
		appui	6.88		72.00	c.v
	Etages	Travée	6.88	6.0	48.00	c.v
		appui	6.88		72.00	c.v

Tableau 5-8 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	5.65	1.05	c.v
		appui	5.65	1.05	c.v
	Etages	Travée	5.65	1.05	c.v
		appui	5.65	1.05	c.v
Rive	Terrasse	Travée	5.65	1.05	c.v
		appui	5.65	1.05	c.v
	Etages	Travée	5.65	1.05	c.v
		appui	5.65	1.05	c.v

Tableau 5-9 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA(cm^2)	A_{max} RPA(cm^2)	Condition vérifiée
Terrasse	Travée	5.65	5.25	42.00	cv
	appui	5.65		63.00	cv
Etage	Travée	5.65	5.25	42.00	cv
	appui	5.65		63.00	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 : Calcul 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

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	65.16	1.35G+1.5Q	0.60	3.3	c.v
	Etage	70.69	1.35G+1.5Q	0.64	3.3	c.v
Rive	Terrasse	45.36	1.35G+1.5Q	0.41	2.5	c.v
	Etage	62.33	1.35G+1.5Q	0.57	2.5	c.v

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

	Niveau	Vu (KN)	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	τu≤ $\overline{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	23.48	G+Q+EX	0.25	4.34	c.v
	Etage	31.00	G+Q+EX	0.33	4.34	c.v
Rive	Terrasse	21.40	G+Q+EX	0.23	3.26	c.v
	Etage	38.01	G+Q+EX	0.40	3.26	c.v

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \text{Zone courante} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & : \text{Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'aprèsCBA93 :

$$\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d; 40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K = 1 : Pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2}; 0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-13 : Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			$S_{t\ adopté}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30×40	0.64	33.3	2.01	10	20	0.9	10	20	**2.01=4Φ8**
30×35	0.40	31.5	2.01	8.75	17.5	0.79	10	17.5	**2.01=4Φ8**

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 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80

Tableau 5-14 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.073	0.063	c.v	0.073	0.08	c.v	0.0070	0.0105	c.v
PS	0.09	0.063	c.v	0.09	0.08	c.v	0.0070	0.0105	c.v

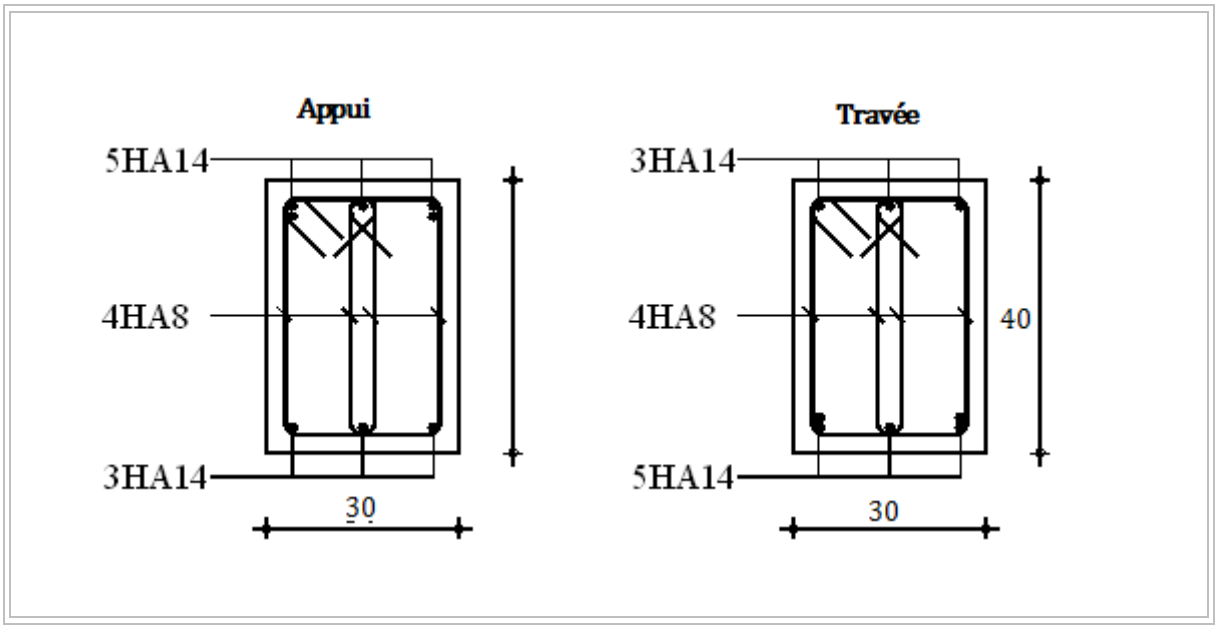


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire

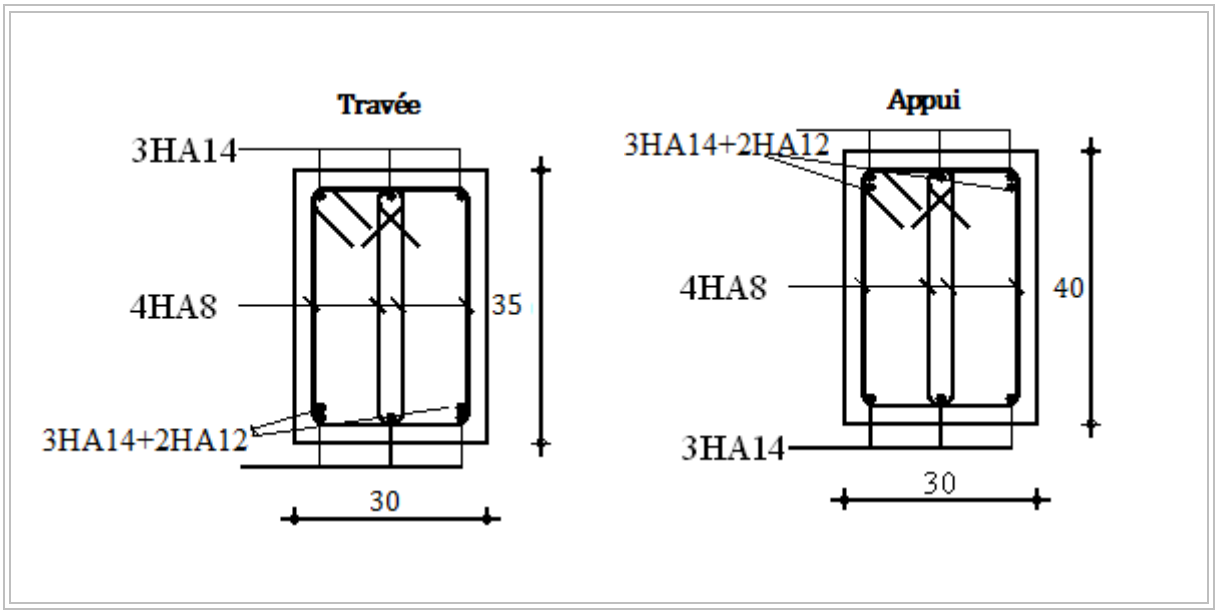


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales rive

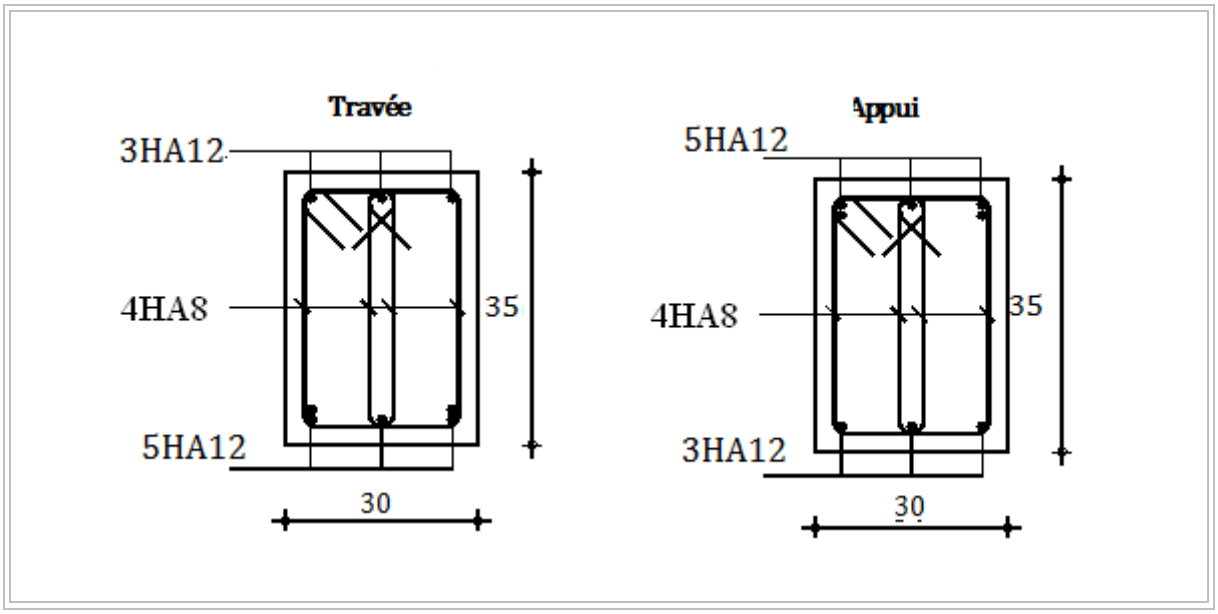


Figure 5-4 : Ferraillages des poutres secondaires

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, Dans notre système R=3.5 alors an vas utilise la compression simple.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.2.2.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ un\ métre\ \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad \text{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

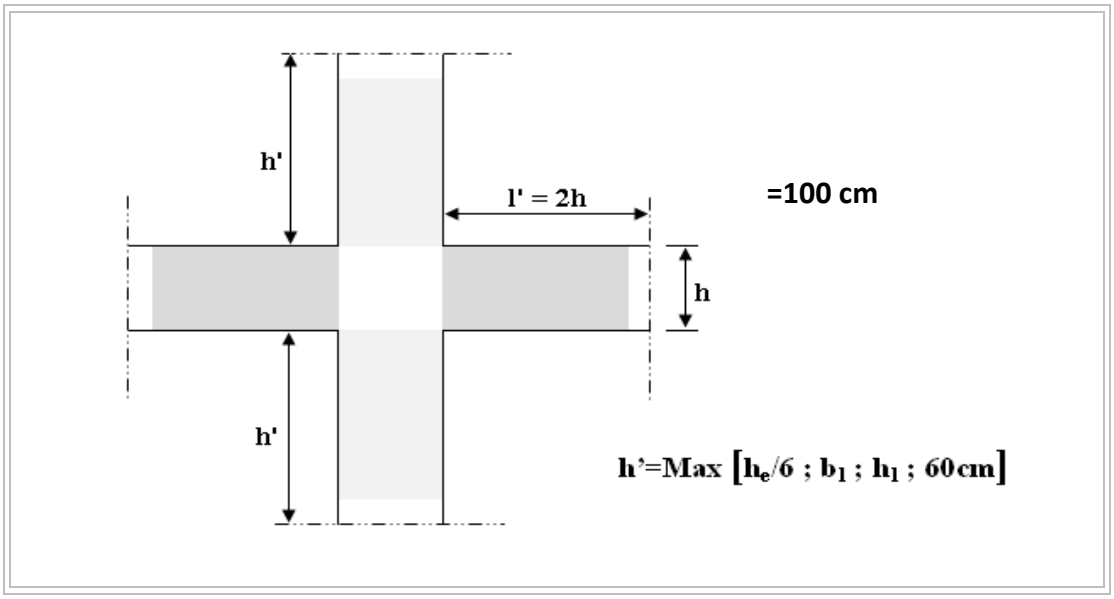


Figure 5-5 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- 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 : 40 Φ en zone IIa
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIIa
- 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.2.2.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivants :

- **1er cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé se fera avec N_{max} et son M_{corres}.

- **2eme cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé se fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion composé se fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.2.2.1.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 :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, du 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 ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

V.2.2.1.d. Détermination des armatures 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 : $d \cong 0.9h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-15 : corrections des moments dans les poteaux

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	A_{min} (RPA)	A_{chiosi} (cm^2)	A_{final} (cm^2)
RDC (45x45) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1447.36	0	0	1.35G+1.5Q	2.25	1.35	16.2	16.2	**4*HA16+8 HA12= 17.09cm²**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1447.36	0	0	G+Q+EdX	2.25	1.35			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-431.66	0	0	0,8.G+EdX	3.57	3.57			
RDC (45x45) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1316.31	0	0	1.35G+1.5Q	2.25	1.35			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	395.98	0	0	0,8.G+EdX	2.25	1.35			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	506.80	0	0	0,8.G+EdX	2.25	1.35			
1er étage (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	590.34	0	0	1,35.G+1,5.Q	2.00	1.20	12.8	12.8	**4HA16+4 HA14= 14.2cm²**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	576.42	0	0	G+Q+EdX	2.00	1.20			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-115.54	0	0	0,8.G+EdY	1.60	1.60			
1er étage (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1032.06	0	0	1,35.G+1,5.Q	2	1.2			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	695.60	0	0	G+Q+EdX	2	1.2			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	392.74	0	0	0,8.G+EdX	2	1.2			
2eme étage (40x40) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	-427.36	0	0	1,35.G+1,5.Q	4.56	4.56	12.8	12.8	**4HA16+4 HA14= 14.2cm²**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-427.36	0	0	G+Q+EdX	4.56	4.56			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-53.86	0	0	1.35G+1.5Q	1.93	1.27			
2 eme étage (40x40) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	765.76	0	0	1,35.G+1,5.Q	2	1.2			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	-339.08	0	0	0.8G+EdX	3.87	3.87			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	163.26	0	0	G+Q+EdX	2.13	2.38			
3 eme étage (35x35) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	226.64	0	0	1,35.G+1,5.Q	1.38	1.42	9.8	9.8	**4HA116+4 HA12= 12.56cm²**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	279.04	0	0	G+Q+EdX	1.75	1.05			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-31.76	0	0	0,8.G+EdY	1.40	1.40			
3 eme étage (35x35) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	504.88	0	0	1,35.G+1,5.Q	1.75	1.05			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	328.25	0	0	G+Q+EdX	1.75	1.05			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	197.38	0	0	0,8.G+EdX	1.75	1.05			
4 eme étage (35x35) R	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	134.95	0	0	1,35.G+1,5.Q	0.91	2.26	9.8	9.8	**4HA116+4 HA12= 12.56cm²**
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	121.86	0	0	G+Q+EdX	1.35	-3.53			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-4.40	0	0	0,8.G+EdX	1.62	1.18			
4 eme étage (35x35) I	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	253.71	0	0	1,35.G+1,5.Q	1.75	1.05			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	94.31	0	0	G+Q+EdY	2.75	0.25			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	94.31	0	0	0,8.G+EdX	2.75	0.25			

V.2.2.1.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 admissibles suivantes :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-16 : vérification des armatures à ELS des poteaux

Niveaux	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	ver
RDC (45x45) R	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	749.76	0	0	G+Q	3.6	3.6	4.1	60.3	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	149.61	0	0	G+Q	3.6	3.6	0.8	11.3	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	222.15	0	0	G+Q	3.6	3.6	1.3	18.1	OUI
RDC (45x45) I	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	981.6	0	0	G+Q	3.6	3.6	4.6	69.1	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	470.97	0	0	G+Q	3.6	3.6	3.7	50.6	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	470.97	0	0	G+Q	3.6	3.6	3.7	50.6	OUI
1er étage (40x40) R	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	533.06	0	0	G+Q	3.2	3.2	5.2	70.9	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	520.38	0	0	G+Q	3.2	3.2	6.3	82.3	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	102.07	0	0	G+Q	3.2	3.2	0.8	11.5	OUI
1er étage (40x40) I	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	674.11	0	0	G+Q	3.2	3.2	3.2	46.5	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	484.45	0	0	G+Q	3.2	3.2	4	60.1	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	286.72	0	0	G+Q	3.2	3.2	2	28.9	OUI
2eme étage (40x40) R	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	408.22	0	0	G+Q	3.2	3.2	4	57.0	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	310.19	0	0	G+Q	3.2	3.2	5	69.5	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	66.27	0	0	G+Q	3.2	3.2	0.5	7.0	OUI
2 eme étage (40x40) I	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	552.60	0	0	G+Q	3.2	3.2	3.9	57.2	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	357.10	0	0	G+Q	3.2	3.2	4.4	61.4	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	184.64	0	0	G+Q	3.2	3.2	1.8	25.7	OUI
3 eme étage (35x35) R	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	265.40	0	0	G+Q	2.8	2.8	3.4	48.3	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	260.13	0	0	G+Q	2.8	2.8	5.6	76.1	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	27.46	0	0	G+Q	2.8	2.8	1.0	13.7	OUI
3 eme étage (35x35) I	$N_{max} \rightarrow M_{c}$	379.77	0	0	G+Q	2.8	2.8	3	45	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{c}$	94.35	0	0	G+Q	2.8	2.8	7.7	87.6	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{c}$	1.75	0	0	G+Q	2.8	2.8	0.1	1.4	OUI
4 eme étage (35x35) R	$N_{max} \rightarrow M_{c}$	128.71	0	0	G+Q	2.8	2.8	10.0	114.4	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{c}$	207.74	0	0	G+Q	2.8	2.8	2.9	40.5	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{c}$	89.28	0	0	G+Q	2.8	2.8	0.7	10.7	OUI
4 eme étage (35x35) I	$N_{max} \rightarrow M_{c}$	169.12	0	0	G+Q	2.8	2.8	1.8	25.4	OUI
	$M_{max} \rightarrow N_{c}$	100.72	0	0	G+Q	2.8	2.8	2.6	35.0	OUI
	$N_{mim} \rightarrow M_{c}$	15.44	0	0	G+Q	2.8	2.8	1.7	21.6	OUI

Préj : fissuration préjudiciable ; peu : fissuration peu nuisible

V.2.2.2. Détermination des armatures transversales :

V.2.2.2.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.2.2.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentelle}\end{cases}$$

❖ **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.2.2.2.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 5-17 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MP	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
45x45	G+Q+EY	68.22	0.49	19.58	0.075	1.875	4.34	c.v
40x40	G+Q+EY	60.14	0.56	17.39	0.075	1.875	4.34	c.v
35x35	G+Q+EX	47.74	0.57	15.66	0.075	1.875	4..34	c.v

V.2.2.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont pour rôles :

- 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, leur $\emptyset_t$ est donné par la relation

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$$

➢ Φ_ℓ : 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 :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

$S_t \leq \text{Min}\,[0.9d, 40cm]$

et : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ MPa

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

D'après l'article 7.4.2.2, On a :

Avec : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \Rightarrow St = \frac{h .fe .At}{\rho .Vu}$

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda g = \ell_f / a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale $St \leq Min(10\emptyset_l, 15cm)$ en zone I et II
- Dans la zone courante : $St \leq 15\ \emptyset_l$ en zone I et II.

La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t * b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135^o 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 conditions précédentes sont : (f_e =400MPa)

Tableau 5-18 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (mm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (Cm)	Zone	St RPA	St CBA	St_{finale}	Choix
45x45	68.22	314	5.02	2.5	10.98	courante	16	37.8	15	4Ø10
						nodale	10	37.8	10	4Ø10
40x40	60.1	314	5.65	2.5	12.07	courante	16	33.3	15	4Ø10
						nodale	10	33.3	10	4Ø10
35x35	47.74	314	6.46	2.5	13.45	courante	15	28.8	15	4Ø10
						nodale	10	28.8	10	4Ø10

V.2.2.2.e. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau 5-19 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteaux	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
40x40	courante	0.46	OUI
	nodale	0.50	OUI
35x35	courante	0.52	OUI
	nodale	0.79	OUI
30x30	courante	0.59	OUI
	nodale	0.90	OUI

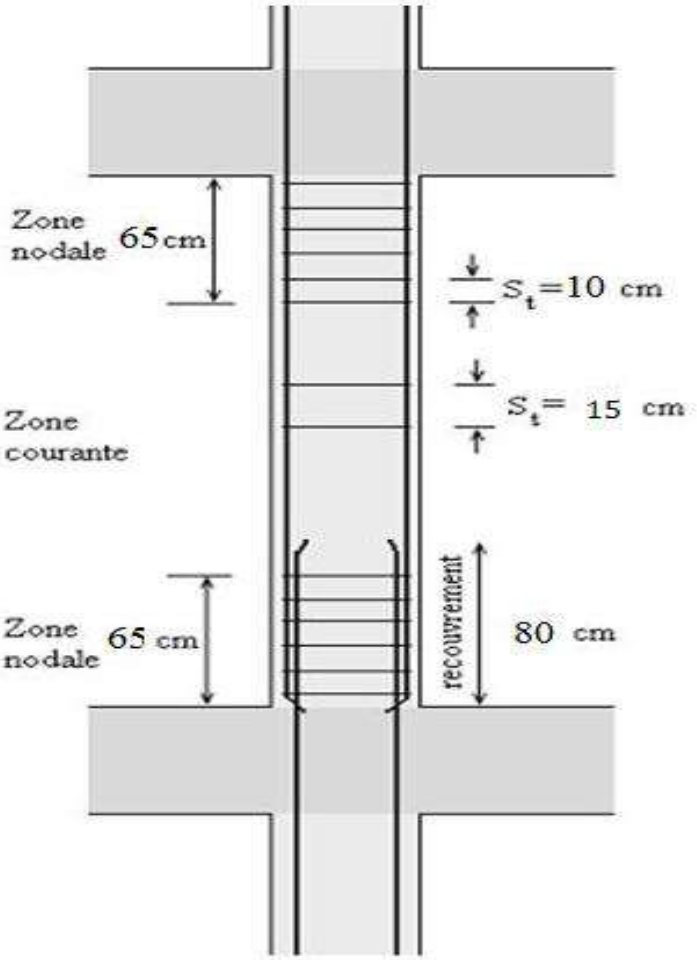


Figure 5-6 : Disposition des armatures dans les poteaux

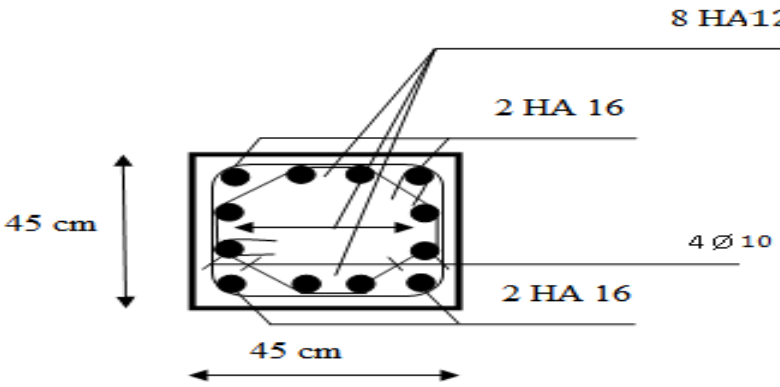


Figure 5-7 : Ferraillage des poteaux (45×45)

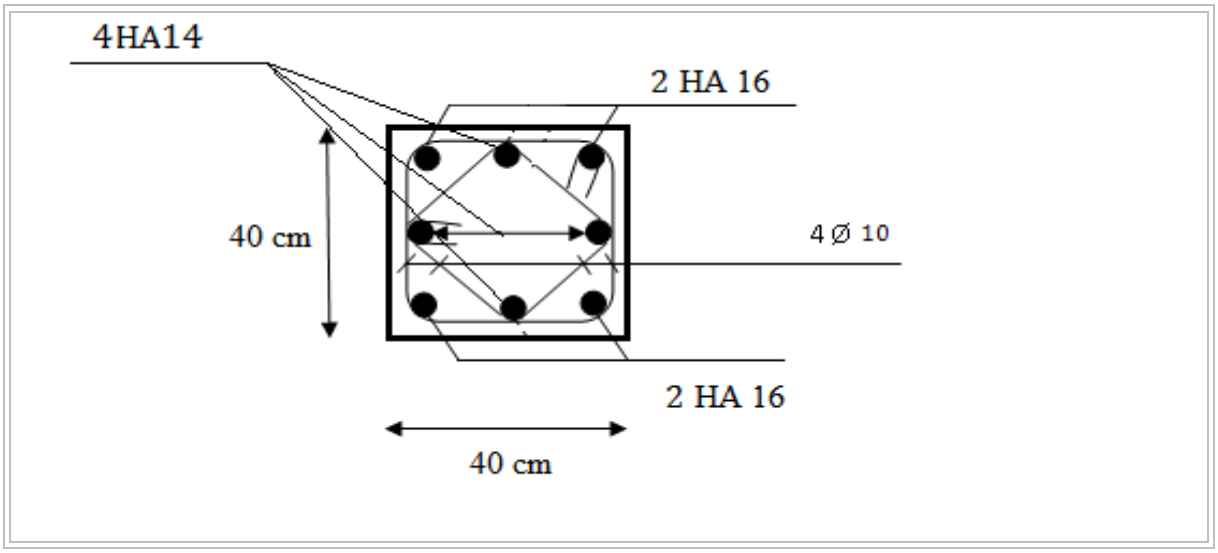


Figure 5-8 : Ferraillage des poteaux (40×40)

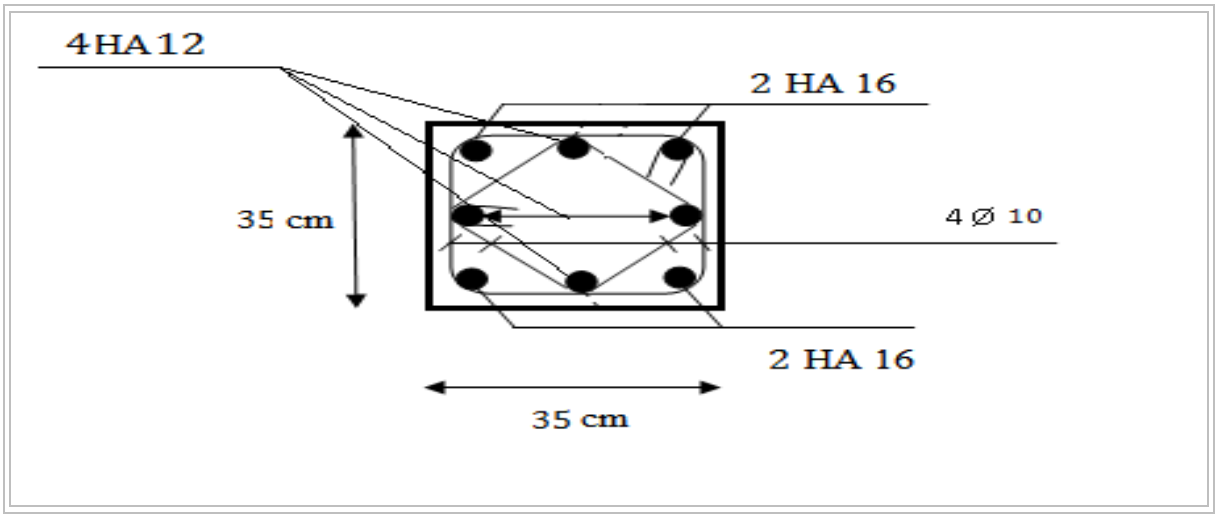


Figure 5-9 : Ferraillage des poteaux (35×35)

V.3.3. Ferraillage des voiles :

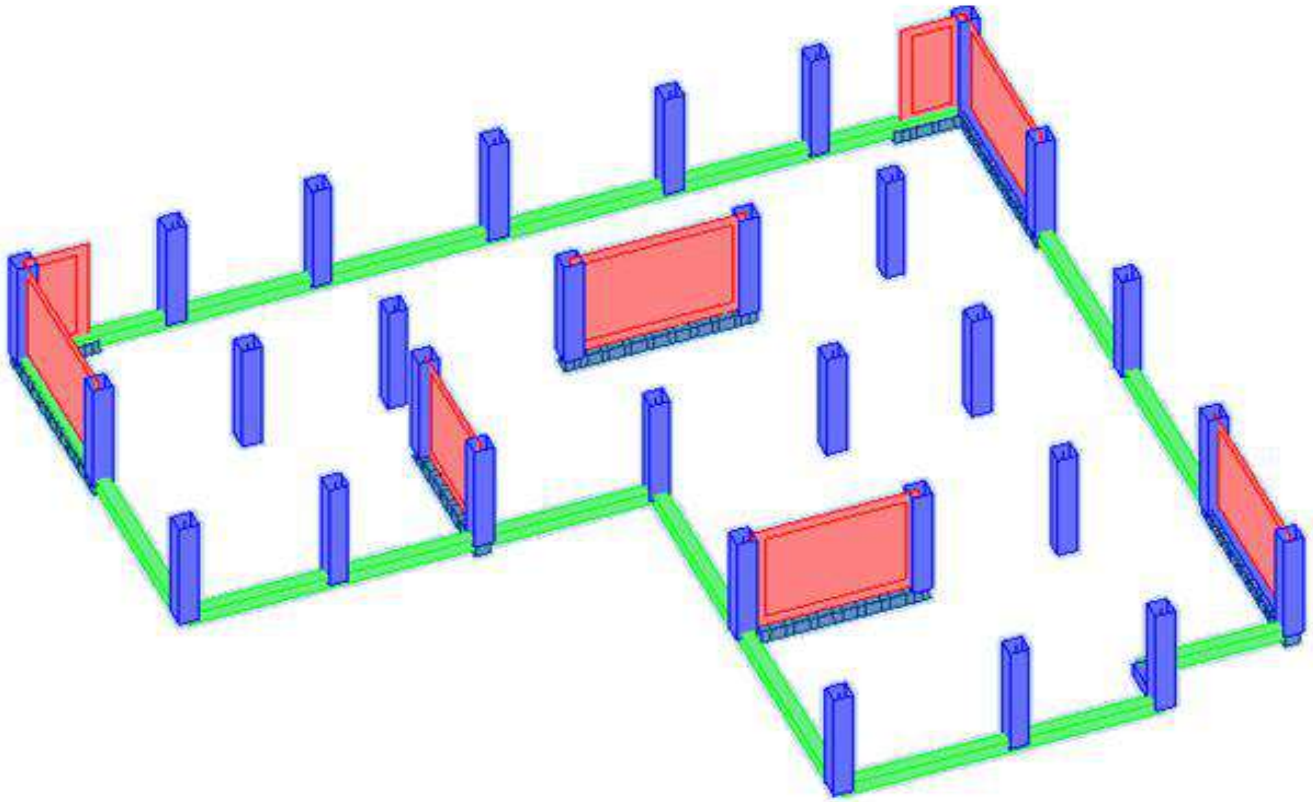


Figure 5-10 : Disposition des voiles

V.3.1. 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.3.2.Voiles avec files d'ouvertures:

V.3.2.a. Les trumeaux:

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin 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.10

V.3.2.b. 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 en partie courante (aciers de peau).

V.3.3. Méthode de calcul: [6]

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M , N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \qquad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}v$$

S: section transversale du voile: S = a .L

I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$

L: la largeur du voile.

a: épaisseur du voile.

v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

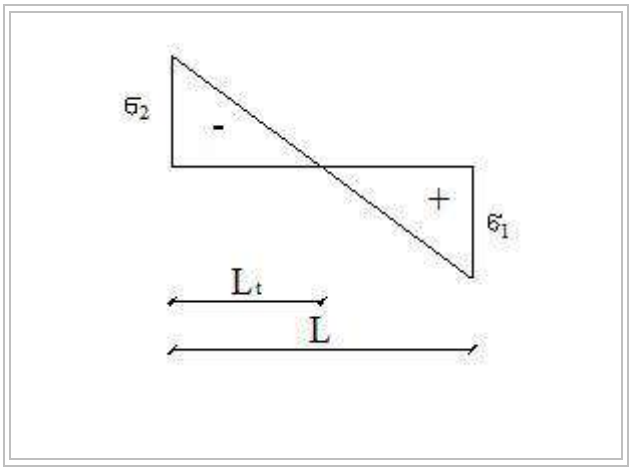


Figure 5-11 : Diagramme des contraintes

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule:

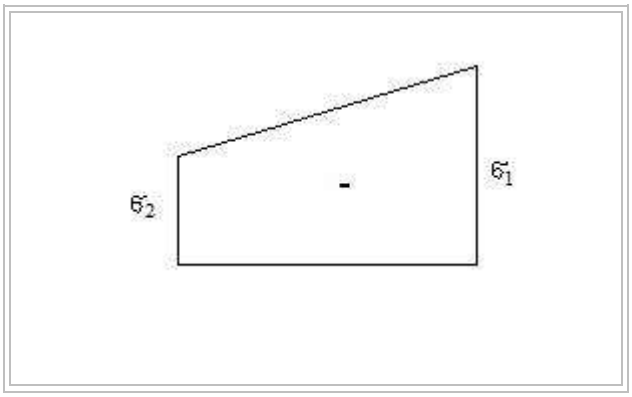


Figure 5-12 : Diagramme des contraintes (SET)

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

c . Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement : [3]

$A_{min} = 0.15\%.a.L$

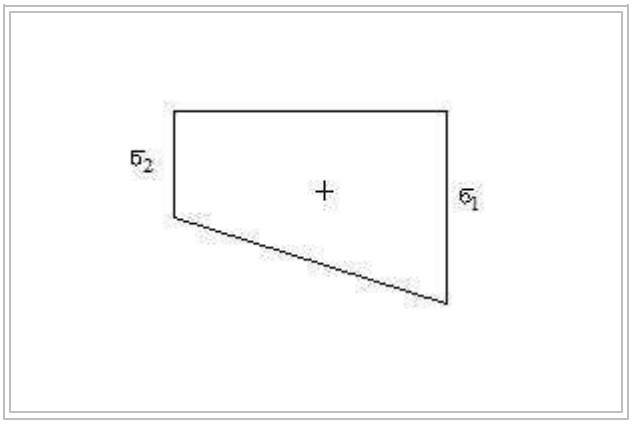


Figure 5-13 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.3.3.1. Recommandations réglementaires:

V.3.3.1.a. Armatures verticales:

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

❖ **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \frac{A_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99(V2003):**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

V.3.3.1.b. 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 ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]$: 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.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\,;30cm\right]$$

V.3.3.1.c. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.3.3.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où 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.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.8a\,;30cm\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \dfrac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité)} \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

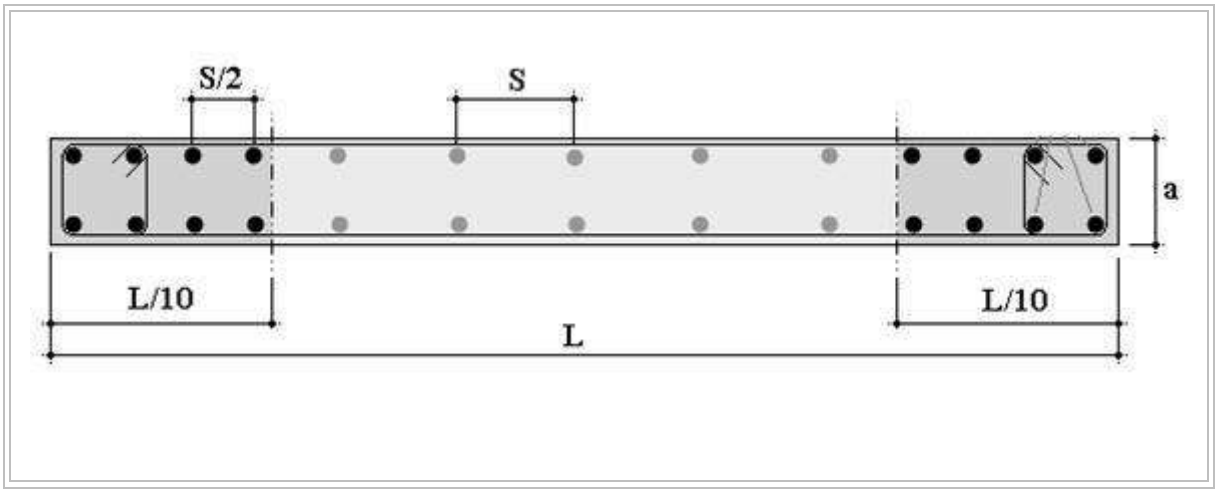


Figure 5-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.3.4. Armatures verticales :

V.3.4.a. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

Tableau 5-20 : 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	$\overline{\sigma_s} = 348Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400Mpa$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

VI.3.4.b. Les voiles pleins (sens longitudinal) :

Tableau 5-21 : Armatures verticales dans les voiles plein (y)

SENS	niveau	voile	S cm^2	N KN	M kN.m	T KN	site	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	type	A_{cal} cm^2	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v cm	choix
(y)	**RDC**	V1	380*15	294.97	1932.13	372.88	ACC	-4.70	3.82	SPC	17.60	7.6	5.7	28	**2(19HA12)= 2(21.49)**
		V2	265*15	551.67	808.47	220.81	ACC	-4.58	2.8	SPC	13.00	5.3	4.0	28	**2(12HA12)= 2(13.57)**
	1er	V1	380*15	268.36	1641.44	532.56	ACC	-4.06	3.2	SPC	17.60	7.6	5.7	28	**2(19HA12)= 2(21.49)**
		V2	265*15	499.58	637.6	213.98	ACC	-3.73	1.58	SPC	13.00	5.3	4.0	28	**2(12HA12)= 2(13.57)**
	2eme	V1	380*15	253.69	1070.50	454.53	ACC	-2.77	1.97	SPC	17.60	7.6	5.7	28	**2(19HA12)= 2(21.49)**
		V2	265*15	377.75	366.13	147.54	ACC	-2.43	0.7	SPC	13.00	5.3	4.0	28	**2(12HA12)= 2(13.57)**
	3eme	V1	380*15	220.97	642.23	353.49	ACC	-1.77	1.08	SPC	17.60	7.6	5.7	28	**2(19HA12)= 2(21.49)**
		V2	265*15	194.29	113.92	113.92	ACC	-1.33	0.28	SPC	13.00	5.3	4.0	28	**2(12HA12)= 2(13.57)**
	4eme	V1	380*15	159.43	241.61	198.61	ACC	-0.79	0.28	SPC	17.60	7.6	5.7	28	**2(19HA12)= 2(21.49)**
		V2	265*15	160.53	106.08	96.20	ACC	-0.79	0.10	SPC	13.00	5.3	4.0	28	**2(12HA12)= 2(13.57)**

Tableau 5-22 : Armatures verticales dans les voiles plein (x)

SENS	niveau	voile	S cm^2	N KN	M kN .m	T KN	site	σ_1 Mpa	σ_2 Mpa	type	A_{cal} cm^2	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v cm	choix
(X)	**RDC**	V_1	355*15	1403.18	2412.15	486.43	ACC	-8.37	3.65	SPC	16.6	7.10	5.33	28	**2(18HA12) = 2(20.36)**
		V_2	1.30*15	215.07	214.72	61.41	ACC	-2.86	4.77	SPC	5.8	2.60	2.00	20	**2(6HA12+ 2HA14)= 2(9.68)**
	1er	V_1	355*15	-1274.47	1922.55	631.03	ACC	-6.93	2.68	SPC	16.6	7.10	5.33	28	**2(18HA12) = 2(20.36)**
		V_2	130*15	-85.63	116.79	67.36	ACC	-20.9	2.06	SPC	5.8	2.60	2.00	20	**2(6HA12+ 2HA14)= 2(9.68)**
	2eme	V_1	355*15	-1016.00	1097.82	488.52	ACC	-4.44	1.05	SPC	16.6	7.10	5.33	28	**2(18HA12) = 2(20.36)**
		V_2	130*15	-50.60	79.33	57.02	ACC	-1.64	1.19	SPC	5.8	2.60	2.00	20	**2(6HA12+ 2HA14)= 2(9.68)**
	3eme	V_1	355*15	-743.22	550.76	344.42	ACC	-2.62	0.14	SPC	16.60	7.10	5.33	28	**2(18HA12) = 2(20.36)**
		V_2	130*15	-52.76	50.19	58.60	ACC	-1.13	0.66	SPC	5.8	2.60	2.00	20	**2(6HA12+ 2HA14)= 2(9.68)**
	4eme	V_1	355*15	-431.15	157.40	135.86	ACC	-1.11	-0.33	SPC	16.60	7.10	5.33	28	**2(18HA12) = 2(20.36)**
		V_2	130*15	-1.98	129.46	132.19	ACC	-0.50	0.49	SPC	5.8	2.60	2.00	20	**2(6HA12+ 2HA14)= 2(9.68)**

V.3.4.c.Vérification des armatures a ELS des voiles :

Tableau 5-23 : Verification à l'ELS

SENS	niveau	voile	S cm^2	N KN	M kN .m	site	A_{cal} cm^2	σ_b	σ_s	choix
(y)	**RDC**	V_1	425*15	714.42	124.01	G+Q	17.60	1.3	18.8	**CV**
		V_2	310*15	667.60	39.89	G+Q	13.00	1.5	21.8	**CV**
	1er	V_1	425*15	630.32	136.50	G+Q	17.60	1.2	17.3	**CV**
		V_2	310*15	560.06	39.65	G+Q	13.00	1.6	23.4	**CV**
	2em e	V_1	425*15	494.45	114.38	G+Q	17.60	0.9	13.8	**CV**
		V_2	310*15	400.59	39.70	G+Q	13.00	0.9	13.9	**CV**
	3eme	V1	425*15	315.71	69.94	G+Q	17.60	0.6	8.7	**CV**
		V2	310*15	214 .31	50.13	G+Q	13.00	0.6	8.9	**CV**
	4eme	V1	425*15	195.74	61.88	G+Q	17.60	0.4	5.9	**CV**
		V2	310*15	179.01	52.12	G+Q	13.00	0.5	7.9	**CV**

Tableau 5-24 : Vérification à l'ELS

SENS	niveau	voile	S cm^2	N KN	M kN.m	site	A_{cal} cm^2	σ_b	σ_s	choix
(x)	**RDC**	V_1	400*15	1328.19	71.07	G+Q	16.60	2.2	32.8	**CV**
		V_2	130*15	239.57	5.97	G+Q	5.80	1.2	18.60	**CV**
	1er	V_1	400*15	1115.19	71.94	G+Q	16.60	1.9	27.9	**CV**
		V_2	130*15	206.17	9.07	G+Q	5.80	1.1	17.00	**CV**
	2eme	V_1	400*15	820.10	60.77	G+Q	16.60	1.4	20.7	**CV**
		V_2	130*15	154.42	13.99	G+Q	5.80	1.0	14.6	**CV**
	3eme	V1	400*15	536.39	40.03	G+Q	16.60	0.9	13.60	**CV**
		V2	130*15	101.59	16.33	G+Q	5.80	0.8	11.60	**CV**
	4eme	V1	400*15	133.26	18.99	G+Q	16.60	0.2	3.6	**CV**
		V2	130*15	36.62	31.79	G+Q	5.80	0.8	11.2	**CV**

VI.4.3.3.d. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement admissible :

Pour a=15 cm

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiqués dans les tableaux précédemment élaborés.

V.3.5. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\, f_{c28} = 5MPa$$

Où: $\tau_b = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_u$

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\dfrac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.\,K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$K = 1 + 3.\dfrac{Nu}{B.fc28}$ (Compression) ; et $K = 1 - 10.\dfrac{Nu}{B.fc28}$ (traction)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-25 : calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles pleins sens(YY)

Sens	niveau	voile	A (cm)	H (cm)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vér	$\square_h$	S_h RPA	S_h CBA	S_h (cm)	A_{min}^{RPA}	Choix (cm^2)
(Y)	**RDC**	V_1	15	323	372.88	1.0	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	220.81	0.64	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
	1ere	V_1	15	323	532.56	1.55	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	213.98	0.63	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
	2eme	V_1	15	323	454.53	1.36	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	147.54	0.59	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
	3eme	V_1	15	323	353.49	1.036	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
		V_1	15	323	113.92	0.34	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2x (8.53)**
	4eme	V_1	15	323	198.61	0.59	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
		V_2	15	323	96.20	0.20	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**

Tableau 5-26 : calcul des armatures horizontales et leur espacement des voiles pleins sens (XX)

Sens	niveau	voile	A (cm)	H (cm)	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vér	$\square_h$	S_h RPA	S_h CBA	S_h (cm)	A_{min}^{RPA}	Choix (cm^2)
(Y)	**RDC**	V_1	15	323	486.43	1.41	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	61.41	0.18	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
	1ere	V_1	15	323	631.03	1.84	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	67.36	020	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
	2eme	V_1	15	323	488.52	1.70	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2 (8.53)**
		V_2	15	323	57.02	0.15	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
	3eme	V_1	15	323	344.42	1.01	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
		V_1	15	323	58.60	0.17	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2x (8.53)**
	4eme	V_1	15	323	135.86	0.40	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**
		V_2	15	323	132.19	0.36	5	CV	10	22.5	40	20	6.46	**2(17HA8) 2(8.53)**

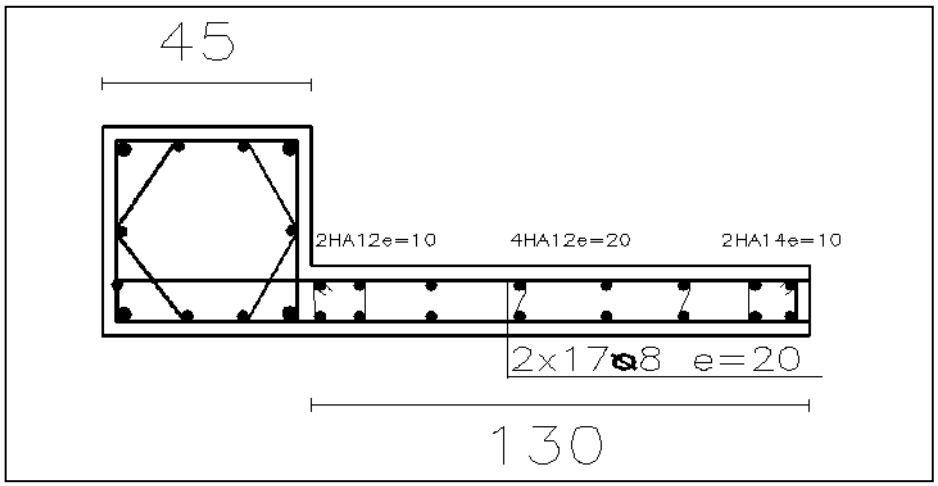


Figure 5-15 : Disposition des armatures dans les voiles 130cm d'épaisseur 15 cm

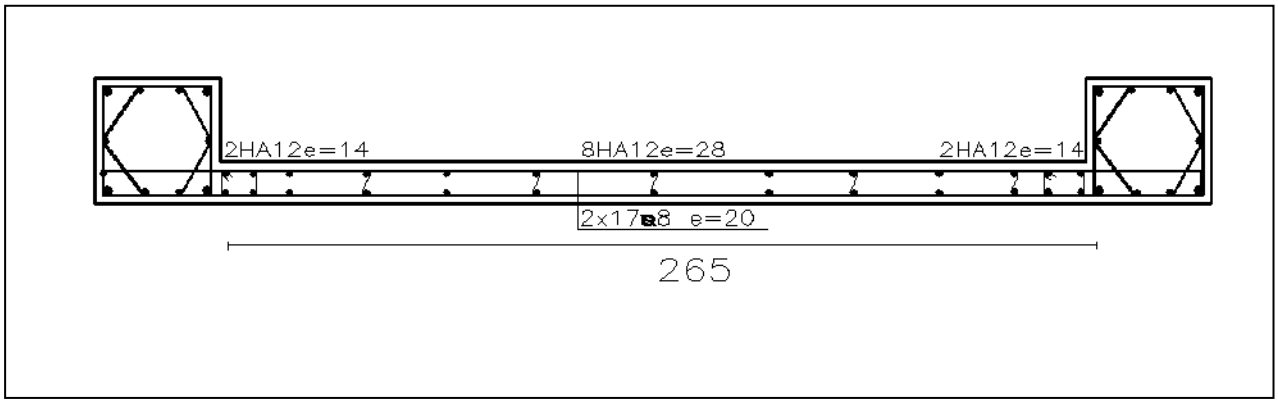


Figure 5-16 : Disposition des armatures dans les voiles 265cm d'épaisseur 15 cm

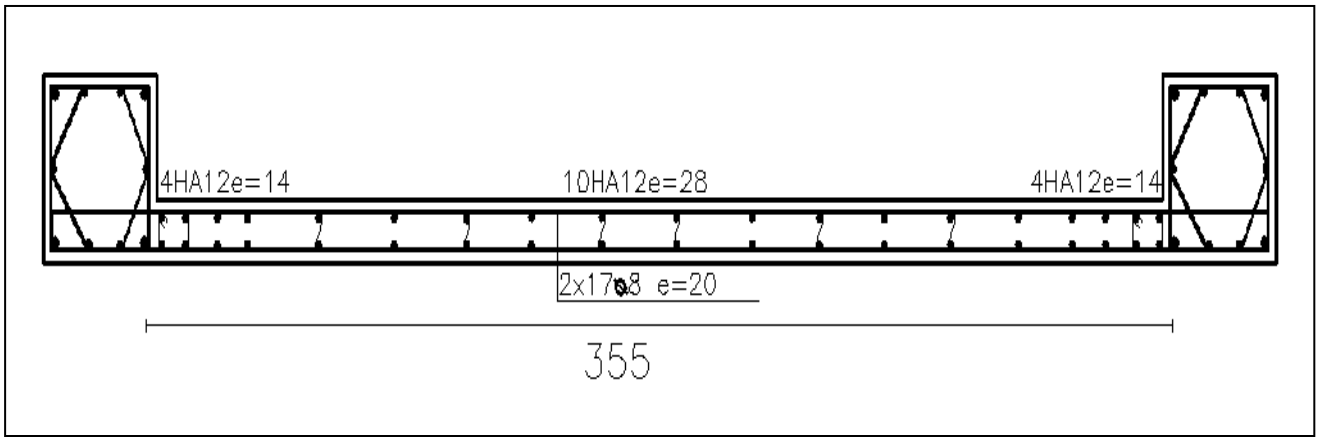


Figure 5-17 : Disposition des armatures dans les voiles 355cm d'épaisseur 15 cm

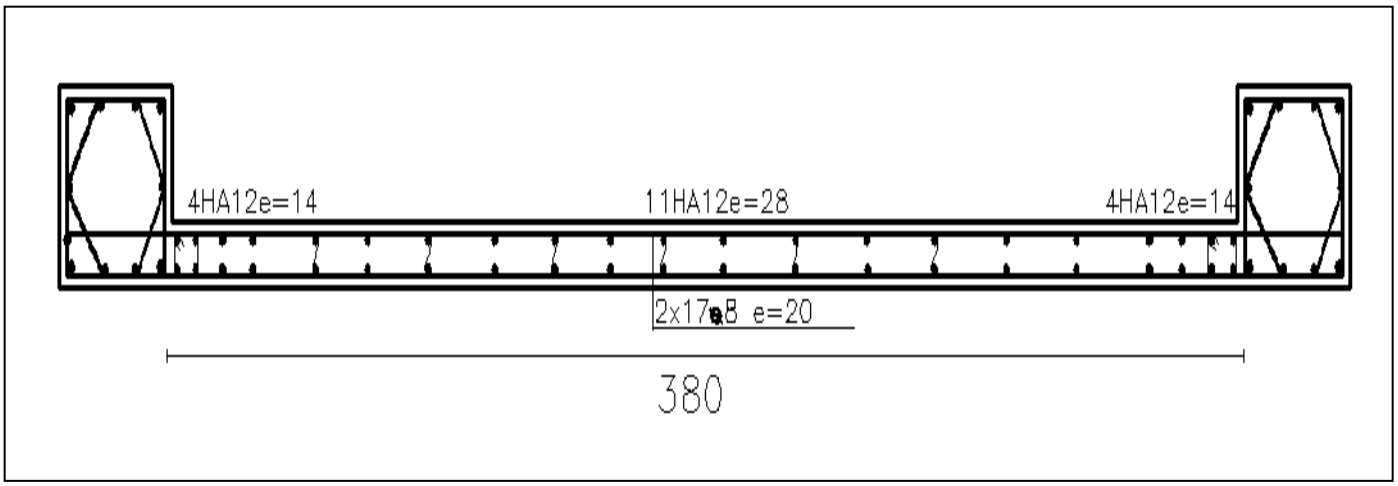


Figure 5-18 : Disposition des armatures dans les voiles 380 d'épaisseur 15 cm

VI.1.Introduction :

Une fondation est un ouvrage de transition entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire). Les principales fonctions que doivent remplir les fondations sont :

- ❖ Reprendre sans subir de dommages les charges et surcharges ou plus exactement la Combinaison de ces dernières amenées par la superstructure.
- ❖ Transmettre ces sollicitations au sol (dit de fondation) dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

- Reconnaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- ✓ Sol de faible humidité et de moyenne à forte compacité. W%=9.96% ;
- ✓ Sol de nature argileux marneuse brunâtre carbonatée ;
- ✓ Sol Peu plastique ;
- ✓ Sol Peu compressible et peu gonflant ;
- ✓ Sol de bonne cohésion c=0.10 bars ;
- ✓ le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle ;

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondant à σ sol = 2.0 bars avec un ancrage de 2.0 m.

- Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

1. Type d'ouvrage construire.
2. La nature et l'homogénéité du bon sol.
3. La capacité portante du terrain de fondation.

4. La raison économique.
5. La facilité de réalisation.
6. La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de 3 Natures :

1. Semelles isolées.
2. Semelles filantes sous voiles.
3. Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

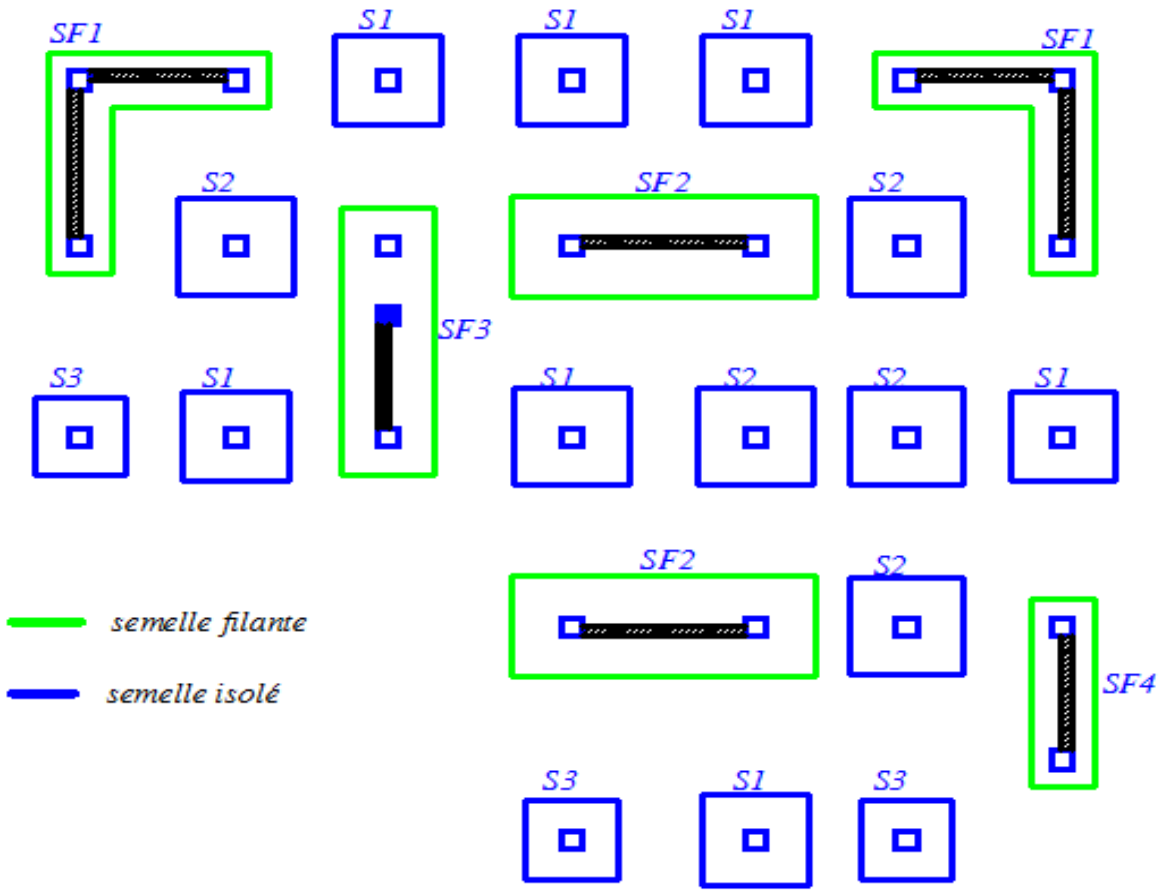


Figure 6-1 : Représentation initiale des semelles

VI.1.1. 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 : A/B=a/b

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

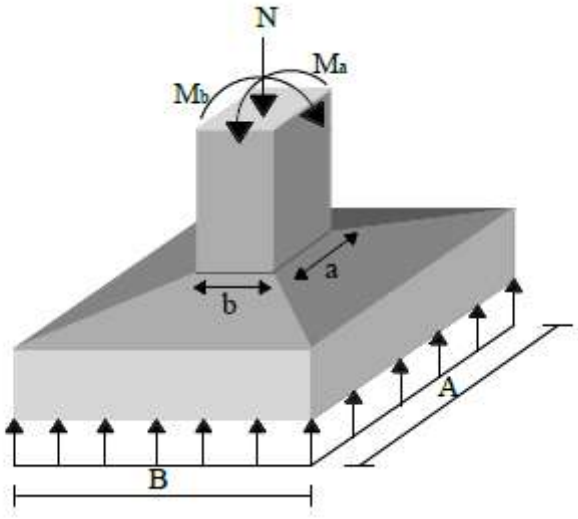


Figure 6-2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Si M=0 :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\,adp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

$\Rightarrow$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

Si M ≠ 0 :

On procède comme suite :

Tableau 6-1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées

<table>
<tr><th colspan="2">Répartition trapézoïdale</th><th colspan="2">Répartition triangulaire</th></tr>
<tr><td colspan="4">Dimensionnement des semelles</td></tr>
<tr><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\leq B/6$</td><td colspan="2">$e_{0b}=\frac{Mb}{N}\leq B/6$</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\frac{a}{b}\sigma s\,.\,B^3$ - N.B - 3. e_{0b}.N ≥ 0</td><td colspan="2">$\frac{1.995a}{b}\sigma s\,.\,B^2 - (3.99.\frac{a}{b}e_{0b}.\,\sigma s\,)\,B - 2.N \geq 0$ 0</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>$\Rightarrow$ B $\Rightarrow$A</td><td rowspan="2">A=$\frac{a}{b}$. B</td><td rowspan="2"></td></tr>
<tr><td>Ma$\neq$ 0</td><td>$\frac{b}{a}\sigma s\,.\,A^3$ - N.A - 3. e_{0a}.N ≥ 0</td></tr>
<tr><td colspan="4">Ferraillage des semelles</td></tr>
<tr><td>$e_{0b} \leq B/18$</td><td>Ab=N(1+(3 e_{0b} /B))$\left(\frac{B-b}{8\,.\,db\,.\,\sigma s}\right)$</td><td colspan="2">$M_{1b}$=A(B/2-0.35b)2.((σ 3b + 2. σ 2b /6)
Ab= M1b/ β. db. σs</td></tr>
<tr><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e_{0b}/B))($\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>Ma=0</td><td>Aa=N(1+(3 e0b/B))($\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td></tr>
<tr><td>Ma $\neq$0 et
$e_{0a} \leq$ A/18</td><td>Aa=N
x(1+(3 e_{0b}/A))($\left(\frac{A-a}{8\,.\,da\,.\,\sigma s}\right)$</td><td>Ma$\neq$ 0</td><td>M_{1b} =B$(A/2-0.35a)^2$
x((σ 3b + 2. σ 2b)/6
Aa= M_{1a}/ β. da. σs</td></tr>
</table>

L'espacement est le suivant : Sa= $\frac{b-2(e+\phi b+\frac{\phi}{2}a)}{(na\,-1)}$; Sb= $\frac{A-2(e+\frac{\phi}{2}b)}{(nb\,-1)}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l ELS.

VI.1.2. Dimensionnement des semelles isolées:

Tableau 6-2 : Dimensionnement et vérifications des contraintes des semelles isolées S1, S2, S3 à l'ELS

	N ELS (kN)	A(m)	B(m)	h (cm)	d_b (cm)	σ	σ_{adm}	A_{ado}	B_{ado}	σ	σ_{adm}	ver
S1 (rive)	863.40	2.10	2.10	55	50	0.2	0.247	2.30	2.30	0.2	0.198	C.V
S2 (intermédiaire)	977.99	2.30	2.30	60	55	0.2	0.230	2.50	2.50	0.2	0.196	C.V
S3 (angle)	528.97	1.70	1.70	45	40	0.2	0.255	2.0	2.0	0.2	0.187	C.V

VI.1.3. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées:

- L: distance entre deux semelles
- C: largeur de la semelle

Tableau 6-3 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	semelle	L	C1	C2	1.5x(C1+C2)/2	L ≥1.5x(C1+C2)/2
Suivant X	S1-S1	4.00	2.30	2.30	3.45	non chevaucher
	S3-S2	3.40	2.00	2.50	3.375	non chevaucher
	S1-S2	4.00	2.30	2.50	3.60	non chevaucher
	S2-S2	3.30	2.50	2.50	3.75	chevaucher
	S3-S1	4.00	2.00	2.30	3.225	non chevaucher
	S1-S3	3.30	2.30	2.00	3.225	non chevaucher

Tableau 6-4 : Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

	semelle	L	C1	C2	1.5 x(C1+C2)/2	L ≥ 1.5x(C1+C2)/2
Suivant Y	S2-S2	4.85	2.50	2.50	3.75	non chevaucher
	S2-S3	5.45	2.00	2.30	3.225	non chevaucher

Remarque:

D'après le tableau 6.3, On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles S2 et S2 Suivant X, alors on réalise une semelle filante sous deux poteaux (SF5).

VI.1.4. Ferraillage des semelles isolées

Tableau 6-5 : Calcul du ferraillage des semelles isolées S1, S2, S5 à l'ELU

	N (kN)	A a.b ELU (cm²)
S1	1177.39	15.64
S2	1354.57	18.31
S3	868.270	12.08

Récapitulation :

Tableau 6-6 : Ferraillage final des semelles isolées S1, S2, S5 et leur espacement

	Aa final (cm^2)	S a , b (cm)
S1	14HA12=15.83	15
S2	17HA12=19.32	15
S3	11HA12=12.44	15

Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à $ls \geq \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1{,}2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2{,}835} = 42.32$ cm

Tableau 6-7 : Vérification des longueurs de scellement des semelles isolées S1, S2, S3

	B(m)	A(m)	A/4 (cm)	Ls (cm)	Ls≥ A /4	A/8 (cm)	A/8≤Ls≤ A/4
S1	2.30	2.30	57.5	45	C.N.V	26.25	C.V
S2	2.50	2.50	62.5	45	C.N.V	26.25	C.V
S3	2.00	2.00	50.0	45	C.N.V	26.25	C.V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

VI.2. 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 ;

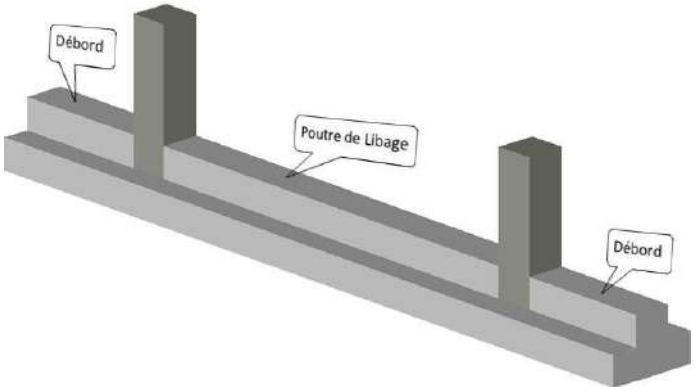


Figure 6-3 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

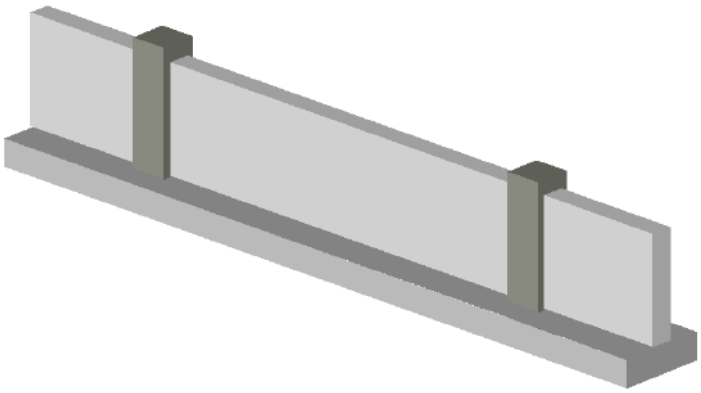


Figure 6-4 : Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.2.1. Semelles filantes sous voile :

VI.2.1.a. 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 :

- ∑N : est la somme des efforts normaux.
- ∑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 :

$$B \geq \frac{N}{1000 \, .\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau 6-8 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles à l'ELS

	NELS/ ml (kN)	A (m)	B (m)	H (cm)	da (cm)	A(m)	σ	σ_{adm}	ver
SF1	270.62	1.20	1.00	40	35	1.50	0.20	0.191	C.V
SF2	400.59	1.60	1.00	60	55	2.00	0.20	0.197	C.V
SF3	368.63	1.40	1.00	50	45	1.80	0.20	0.197	C.V
SF4	294.97	1.30	1.00	40	35	1.50	0.20	0.192	C.V

VI.2.1.b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur 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 :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8\,.\,d\,.\,\sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

❖ Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2)\,.\,B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n\,-1)}$$

Avec :

[σs]= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

Tableau 6-9 : Ferraillage des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles à l'ELU

	∑ N ELU/ml (kN)	L(m)	B (m)	A_b (cm²)	Arep (cm²)
SF1	3886.92	9.05	1.00	4.97	1.28
SF2	4879.35	9.30	1.00	10.68	5.34
SF3	3486.29	6.40	1.00	7.19	3.24
SF4	2749.06	6.25	1.00	5.10	1.90

Tableau 6-10 : Ferraillage des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles l'ELS

	∑ N ELS/ml (kN)	L(m)	B (m)	A_b (cm²)	Arep (cm²)
SF1	2449.17	9.05	1.00	5.24	1.44
SF2	3725.48	9.30	1.00	13.23	6.62
SF3	2473.80	6.40	1.00	7.60	3.42
SF4	1843.37	6.25	1.00	5.90	2.21

Récapitulation:

Tableau 6-11 : Le ferraillage final des filantes SF1, SF2, SF3, SF4 sous voiles

	A a finale (cm²)	Arep finale (cm²)	Sa(cm)	Srep (cm)
SF1	5HA12=5.65	2HA12=2.26	15	15
SF2	12HA12=13.57	7HA12=7.92	15	15
SF3	7HA12=7.92	4HA12=4.52	15	15
SF4	5HA12=5.65	2HA12=2.26	15	15

✓ **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$

Tableau 6-12 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes SF1, SF2, SF3, SF4

	B(m)	A(m)	A/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4	A/8(cm)	A/8≤Ls≤ A/4
SF1	1.00	1.20	27.5	42.85	oui	13.75	oui
SF2	1.00	2.00	50	42.85	non	25.0	oui
SF3	1.00	1.80	45	42.85	non	22.5	oui
SF4	1.00	1.50	37.5	42.85	oui	18.75	oui

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

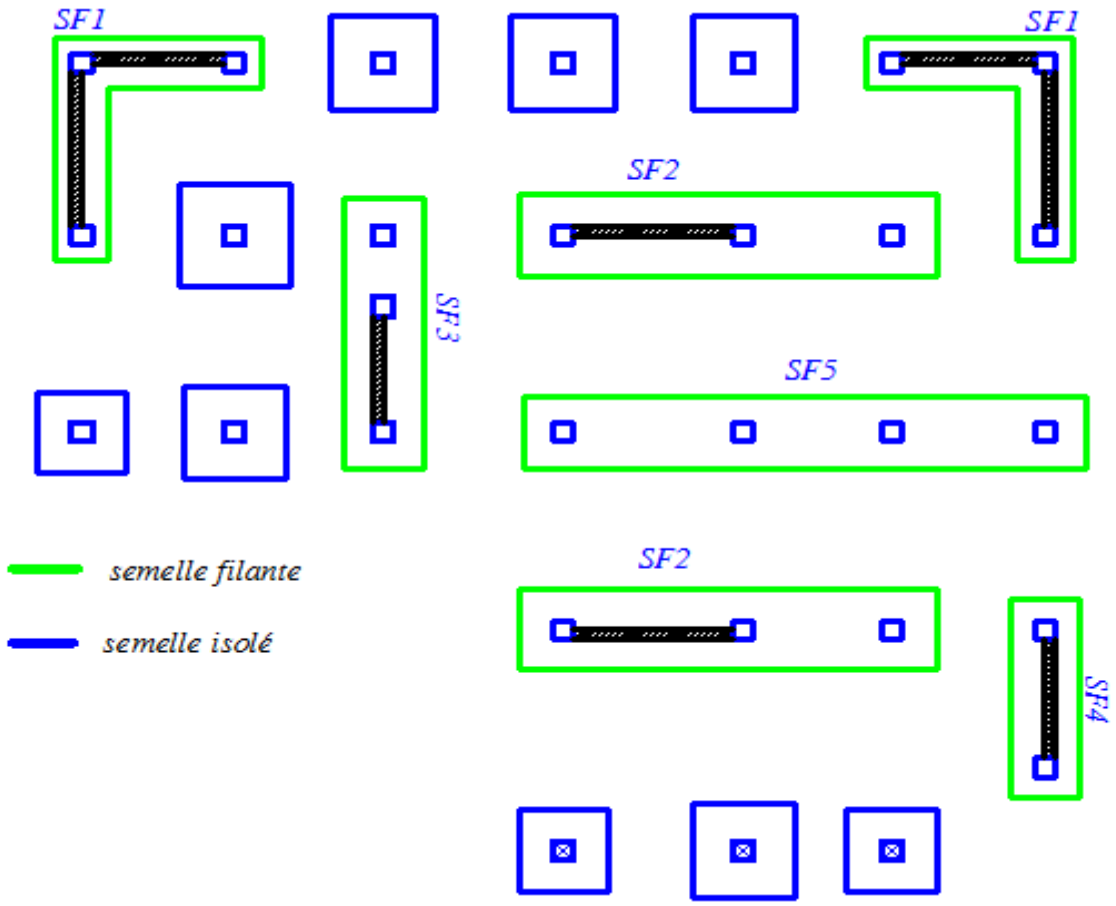


Figure 6-5 : Représentation final des semelles

VI.2.2. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la Poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

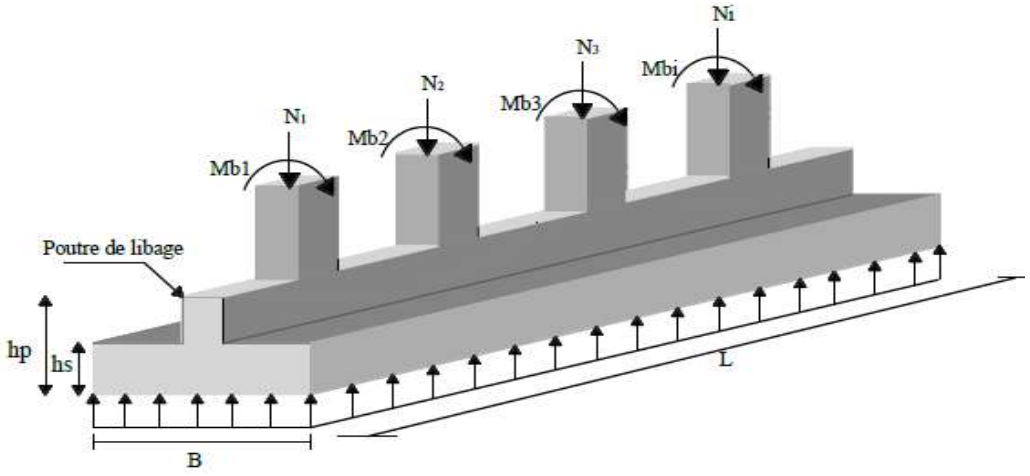


Figure 6-6 : Schémas d'une Semelle filante sous poteaux

- Transversalement :

La dimension transversale A : $A = \frac{li + li+1}{2} + b.$

- longitudinalement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$l\,max \leq \frac{\pi}{2} l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4E.I}{K.b}}$$

E : Module d'élasticité du béton :(E=32164.19 Mpa)

- L max : La plus grande travée dans la fille.
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).

- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.h_p^{\,3}}{12}$
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} \qquad q = \frac{\sum N}{L}$$

- Avec : ∑ Ni la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage

❖ Armatures de peau :

Pour les poutres dépassants une hauteur hp (avec hp ≥ 2(80 –fe/10) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a (ha ≥80 cm fe =400 MPa) , donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins 3cm²/m (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Application numérique :

On a une semelle filante sous quatre poteaux.

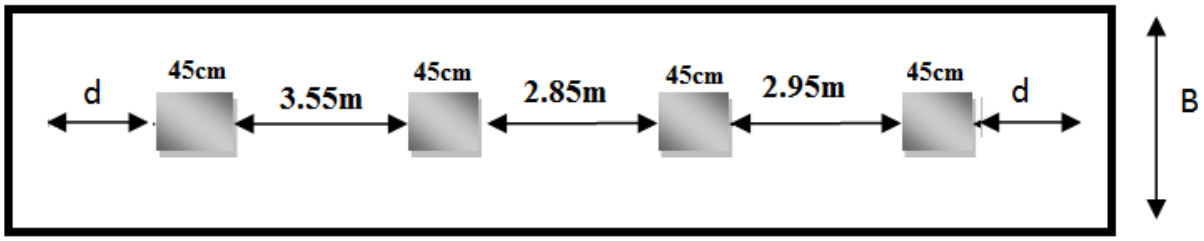


Figure 6-7 : Représentation 2D de la semelle filante sous deux poteaux

A /transversalement :

Tableau 6-13 : Détermination de la longueur des débords pour la semelle sous deux

	Le(m)	π /4. Le(m)	d(m)	d≤ π /4. Le	π /2. Le(m)	L max	L max≤ π /2. Le
SF5	2.20	1.73	0.8	oui	3.46	3.425	C.V

Tableau 6-14 : Dimensionnement et vérification de la semelle filante sous deux poteaux à L'ELS

	N_{max}(kN)	A(m)	B(m)	h(cm)	d_b (cm)	σ	σ_{adm}	ver
SF5	977.99	1.80	3.425	50	55	0.20	0.196	C.V

Tableau 6-15 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement a L'ELS

	N_{ELS}(kN)	A a (cm2)	A a (cm2)	Arep (cm²)	Arep (cm2)	Sb(cm)	Srep (cm)
SF5	1286.91	20.78	19HA12=21.49	11.81	11HA12=12.44	18.02	19.09

Tableau 6-16 : Ferraillage la semelle sous deux poteaux et leur espacement à L'ELU

	N_{ELU}(kN)	A a (cm²)	A $_b$ (cm²)	Arep (cm²)	Arep (cm²)	Sb(cm)	Srep (cm)
SF5	1680.63	15.75	14HA12=15.83	8.70	8HA12=9.05	23.75	26.25

B /longitudinalement :

Détermination des moments l'ELU et l'ELS :

	ELU (kN/m)	**ELS** (kN/m)
PL1	342.72	288.44
PL2	241.77	196.06
PL3	202.36	160.32

VI.2.2. 1.Détermination des armatures longitudinales l'ELU :

- Calcul des moments :

➢ Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}\ ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau 6-17 : Ferraillage la poutre de libage l'ELU

		Mu (kN.m)	H(cm)	d(m)	A(cm²)	A' (cm²)	A_{choisi} (cm²)
PL1	travée	249.0	70	65	13.42	0	8HA14+2HA12=14.58
	appui	359.7	70	65	20.07	0	10HA16=20.10
PL2	travée	185.8	60	55	9.79	0	8HA14=12.32
	appui	258.3	60	55	13.94	0	8HA16=16.08
PL3	travée	102.3	60	55	5.29	0	8HA12=9.05
	appui	175.32	60	55	9.25	0	8HA14=12.32

* Vérification des contraintes l'ELS :

Tableau 6-18 : Vérification des contraintes la poutre de libage

		Mser (kN.m)	A (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
PL1	travée	180.32	8.70	10.0	163.43	c.v	c.v
	appui	302.9	14.98	13.7	210.4	c.v	c.v
PL2	travée	93.25	4.39	6.8	72.2	c.v	c.v
	appui	168.9	8.12	9.6	143.2	c.v	c.v
PL3	travée	75.32	3.52	6	62.5	c.v	c.v
	appui	115.32	5.46	7.6	83.6	c.v	c.v

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte PL1(45*70) ; PL2 et PL3 (45*60) .
- ✓ h_p=70 cm< 80 cm, donc il n'ya pas des armatures de peau.
- ✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.6 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.835} = 56.43\ cm$$

$$ls = 56.43\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion :

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

VI.2.2. 2.Armatures transversales :

- Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=428.56.

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 * d} = \frac{428.56 * 10^3}{450 * 650} = 1.46 Mpa \prec 2.5 Mpa (C.V)$$

Tableau 6-19 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

		CBA 93		RPA 99			At $_{choisi}$ et St $_{choisi}$	
	τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	At $_{choisi}$ (cm^2)	St $_{choisi}$ (cm)
PL1	1.46	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15
PL2	1.28	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15
PL3	1.15	4.71	10	30	3.60	15	**6HA10**=4.71	15

- Vérification de la flèche : **(CBA93)**

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau 6-20 : Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe
PL1	9.35	70	0.0742	0.0625	0.0692	0.0014	0.0105
PL2	2.85	60	0.215	0.0625	0.0719	0.0009	0.0105
PL3	1.30	60	0.461	0.0625	0.0583	0.0006	0.0105
Vérif	Vérif.1	Vérif.2	Vérif.3				
	C.V	C.V	C.V				

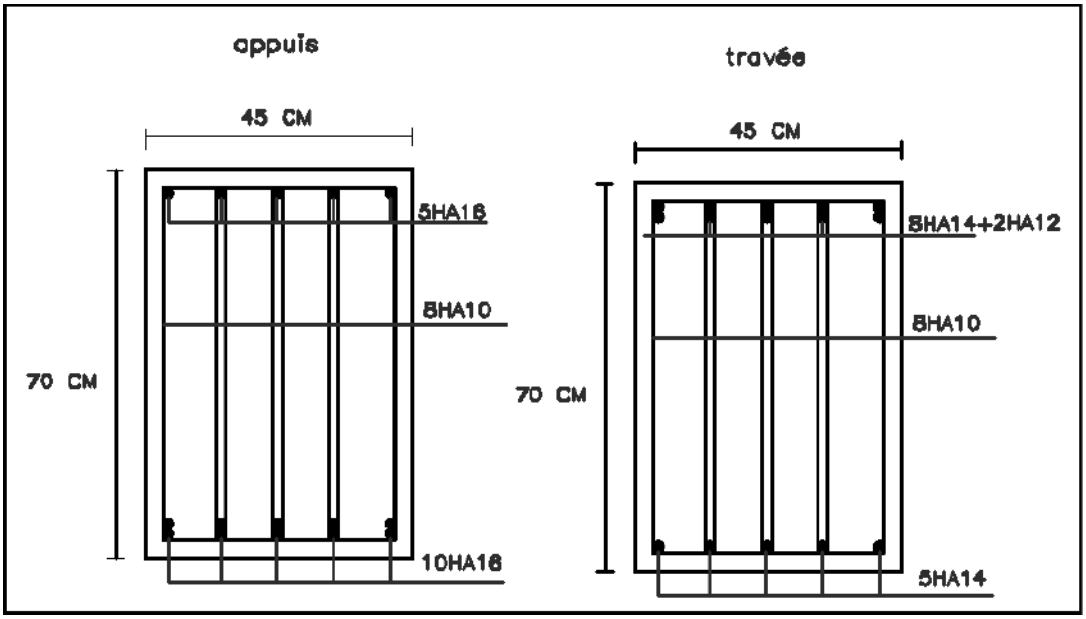


Figure 6-8 : Disposition du ferraillage de la PL1

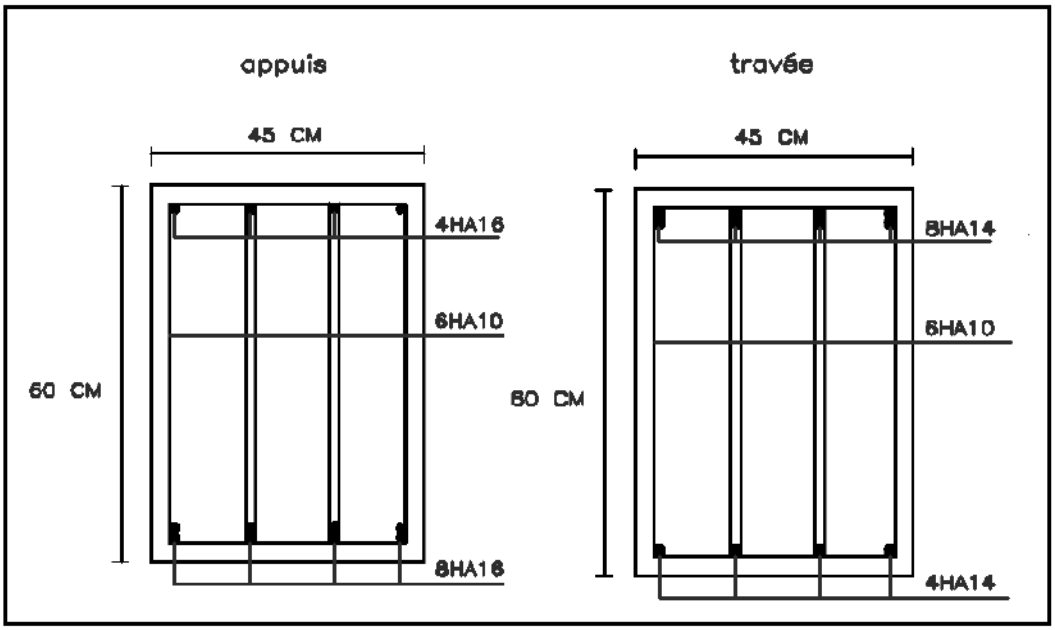


Figure 6-9 : Disposition du ferraillage de la PL2

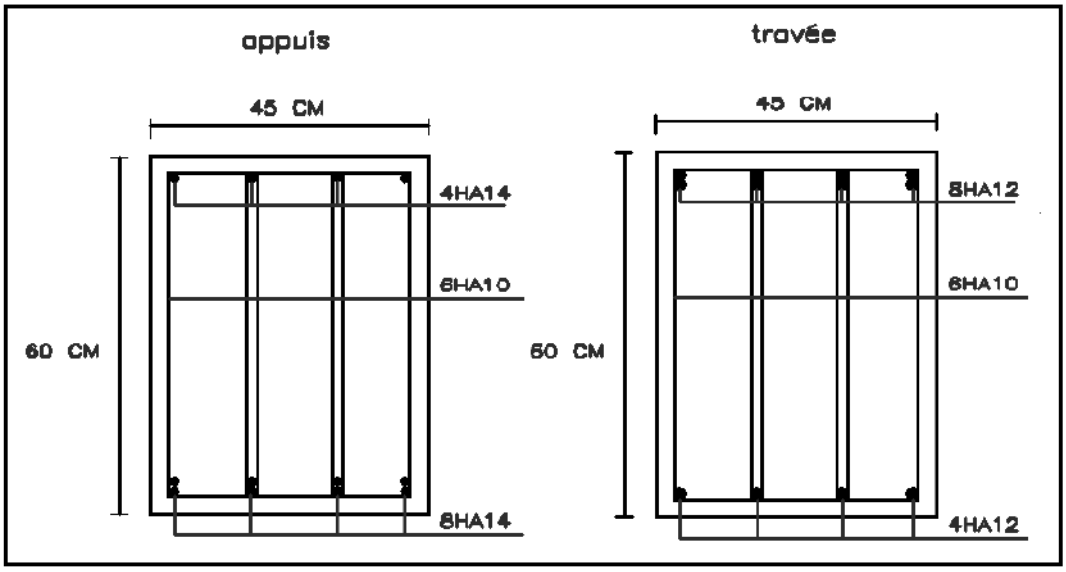


Figure 6-10: Disposition du ferraillage de la PL3

VI.3. Calcul des longrines :

VI.3.1. Introduction :

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis d'un même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plant horizontal. Elles transforment en un effort de traction l'effort normal provenant des charges et des surcharges.

VI.3.2. Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S_1) et (S_2), (S_3) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (25 x 30) cm².

On adopte : (b x h) = (**30** x **30**) **cm²**.

VI.3.3. Sollicitations :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}.$$

- **N** : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.
- **α** : coefficient de site en fonction de la zone sismique.
- Dans notre cas : **α = 15 (**Zone IIA**;** SiteS2).

VI. 3.4. Ferraillage :

- **E.L.U**

$$F_U = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1354.57}{15} = 90.30KN \geq 20KN(C.V)$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{977.99}{15} \Rightarrow F_{ser} = 65.16KN$$

Ferraillage :

A L'ELU :

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{N}{\sigma_s}$

On a : $N_u = 1054.57KN$

Alors : $A_u \geq \frac{90.30 X 10^3}{348} = 259.48mm^2$

Donc : **A = 2.59 cm²**

- **Section minimale donnée par le RPA 99 version 2003**

$A_r \geq 0.6\% B$

Alors : $A_r \geq 0.6\% \times (30x30) \Rightarrow A_r = 5.4\,cm^2$

- **Condition de non fragilité [1]**

$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Alors : $A \geq \frac{(30 \times 30) \times 2.1}{400} \Rightarrow A \geq 4.725\,cm^2$

On adopte : **A = 6 HA 12 = 6.79 cm²**

- Vérification à E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_S \frac{F_{ser}}{A} = \frac{65.16 * 1000}{679} = 95.96 Mpa$

$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ti}}\right] = 202MPa$ Donc $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$ condition vérifier.

Donc c'est vérifié.

- Armatures transversales :

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4\,mm$

$\Rightarrow \varphi_t$ 8 mm Alors en adopte **A = 4HA8 = 2.01 cm²**

- Espacement :

$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm;\ 18\,cm\right]$

$s_t =$ **15 *cm***

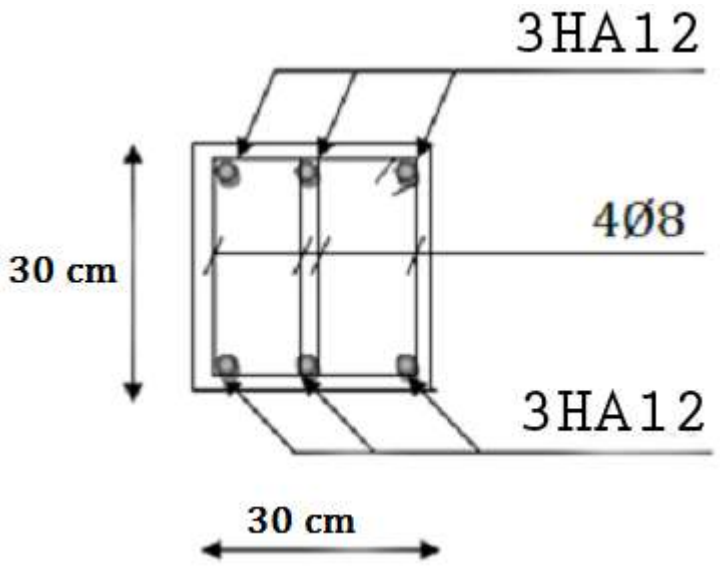


Figure 6-11 : Ferraillage de longrines