REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «YAHIA FARES» MEDEA



Faculté des Sciences et de la technologie
Département de Génie de la Matière

Filière: Génie Civil

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention DU DIPLOME
MASTER EN GENIE CIVIL
Option : construction et matériaux

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+8 étage) CONTREVENTE PAR DES VOILES EN BETON ARME

Sous la direction de *:*

M. KHELLADI

Présenté par *:*

GHELIEM SOMIA
LOUANES LEYLA

Promotion: juin2016

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à remercier en premier lieu DIEU Miséricordieux qui m'a donné la force et la patience à achever ce mémoire.

J'adresse mes plus sincères remerciements et toute ma gratitude, à Monsieur M .KHELLADI notre promoteur.

Tous les enseignants de l'institut de génie civil de l'université de MEDEA.

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

Toutes les personnes qui ont contribué de prés ou de loin, à la réalisation de ce mémoire; et en particulier BENAI ABDLKADER, ATTIL RIADH, ABDELLAH ELHAJ ABDELKADER.

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux Qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute Notre existence.

A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

A l'âme de mes chères, mes parent MAAMAR et OUARGUO qui me manque beaucoup depuis que notre bon dieu a préféré la ramener, au paradis (nchallah)…j'espère la retrouver très bientôt.
Mes grand parent DJOUDI et OUMSAAD qui est plus à mes parents qui a beaucoup souffert pour nous élever et qui ma soutenue moralement

A ceux que j'adore et respecte :

A Mon mari Hamza

A Mon cher frère : ANWAR

A Mes sœurs : RATIBA, FATIHA et son mari AMER et ses fils , KARIMA et son mari RABEH et ses filles , KHALIDA et son mari Moloud, ZAHIA et son mari MOHAMED, AHLEMe et son mari Khair son fil LINA, AMEL, SOSSOU. AKILA et son mari OMER et ses fils.

Mes tantes, Mes oncles, Mes cousins et Mes cousines.

A tous Mes Amis qui j'aime

Ma très chère binôme SOMIA

A La promotion 2016

A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.

LEYLA

Dédicaces

Ala fin de ma formation, je tiens à dédier ce modeste travail :

Aux prunelles de mes yeux : Mes chers parents.

A Très chers frère:Ishak

A mes chères sœurs : Iman, massouda, Sarah

A toute ma famille.

A ma binôme Leila.

A mes chères amies : Malika, ghania, Aicha, Sabiha, et Ahlam, Massouda

A tous mes collègues de ma promotion2016.

A tous mes amis sans exception.

Somia

ملخص:

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة بناية ذات استعمال سكني مكونة من (طابق أرضي + ثمانية طوابق) والمقرر بناؤها في بلدية المدية و المصنفة ضمن المنطقة المعتدلة زلزاليا ب2.

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

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

*** القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.**
*** قانون الخرسانة المسلحة.**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج.«SAP2000 V 17»

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

Résumé :

Ce projet est une conception et étude d'un bâtiment à usage d'abitation contenant (RDC+8) sera implanté à commune de MEDEA cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité II_b.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V 17».

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

Abstract :

This project is a conception and study of a building for residential (ground+8 stories), will be implanted at MEDEA; this region is classified in the zone of average seismicity II_b.

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

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 V 17 ».

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

SOMMAIRE

Introduction Général

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction……1
I.2. Présentation de l'ouvrage……1
I.2.1. Caractéristiques géométriques……1
I.2.2.Ossature ……6
I.2.3. Plancher……7
I.2.4. Maçonnerie……7
I.2.5.revêtement……7
I.2.5.acrotère……7
I.2.6.escalier……8
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux……8
I.3.1.béton……8
I.3.2.béton armé……9
I.3.3.Acier……11

CHAPITRE II: PRÉDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction……15
II.2. Prédimensionnement des plancher……15
II.2.1.plancher a corps creux……15
II.2.2dalle pleine……16
II.3. Evaluation des charges et surcharges……17
II.3.1.Plancher terrasse ……17
II.3.2. Plancher étage courant ……18
II.3.3. Maçonnerie……19
II.4. Prédimensionnement……20
II.4.1 .Les poutres……20
II.4.2.Les poteaux……21
II.4.3. Les voiles……29

CHAPITRE III: CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction……30
III.2. Acrotère……30
III.2.1. Calcul des efforts ……31
III.2.2.Calcul du Ferraillage……32
III.3. Etude des planchers……36
III.3.1.plancher corps creux……36

III.3.2Calcul les dalle pleine……48
III.4. Les escaliers ……..54
III.4.1Introduction……..54
III.4.2.Dimensionnement……...55
III.4.3.Evaluation des charge et sur charge……56
III.4.4.Ferraillage des escaliers……..……61
III.4.5.Calcul de la poutre palier……63

CHAPITRE IV: ÉTUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. Introduction…….....68
IV.2. Caractéristiques Géométriques Et Massiques De La Structure …….....69
IV.2.1. Centre de masse …….....69
IV.2.2. Centre de torsion ……69
IV.2.3. Excentricités……...69
IV.3.Les disposition des voiles……71
IV.4.Calcul d'excentricité selon [RPA version 2003 Art 3.5.1-a]……..74
IV.5.Choix de la méthode de calcul……76
IV.5.1.Introduction……76
IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale……..76
IV.5.2.1. Principe de la méthode……76
IV.5.2.2. Modélisation ……..76
IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul……76
IV.5.2.4. Résultats de l'analyse dynamique……...78
IV.5.3.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur……...83
IV. 5.4. Moment de renversement……86
IV.5.5.Moment stabilisant ……..87
IV.5.6.Vérification des déplacements……87
IV.5.7.Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ ……89
IV.5.8.Vérification des sollicitations normales …….....91
IV.6. CONCLUSIO……94

CHPAPITRE V: FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS

V.1. Introduction……95
V.2.Les combinaisons des charges……95
V.3.Ferraillage des poutres ……95
V.3.1.Recommandation du RPA99 version 2003……95
V.3.1.1.Les armatures longitudinales……...95
V.3.1.2.Les armatures transversales……96
V.3.2.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA9…....96
V.3.3.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA……...97
V.3.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93.....98
V.3.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchant……102

V.3.6. Calcul des armatures transversales……..103
V.3.7. Vérification de la flèche……...103
V.4. Ferraillage des poteaux ……..105
V.4.1. Détermination des armatures longitudinales ……105
V.4.1.a. Recommandations des règlements……105
V.4.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage……106
V.4.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93……106
V.4.1.d. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93……108
V.4.1.e Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements……110
V.4.2.a. Calcul des armatures transversales……111
V.4.2.b. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ……112
V.5.Ferraillage des voiles ……..114
V.5.1. Introduction ……..114
V.5.2.Recommandations réglementaires……114
V.5.2.a. Armatures verticales ……114
V.5.2.b. Armatures horizontales……115
V.5.2.c. Armatures transversales……....116
V.5.2.d. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93)……116
V.5.3.Calcul des armatures……..117
V.5.3.a. Voiles pleins ……11
V.6.CONCLUSION……...127

CHAPITRE VI: ETUDE DU SOL ET CALCUL DES FONDATIONS

VI.1.Introduction ……128
VI.2.Reconnaissance du sol (Contrainte admissible)…….....128
VI.3.Choix du type de fondation ……....128
VI.4.Calcul des fondations ……..128
VI.4.1- Semelles isolées ……129
. VI.4.2- Semelles filantes ……130
VI.4.2.1. Ferraillage……..133
VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement……..136
VI.4.3. Poutre de libage ……..136
VI.4.3.1. Dimensionnement ……..136
VI.4.3.2. Ferraillage……..136
VI.4.4. Ferraillage des semelles isolées……..139
VI.5. LES LONGRINES……..140
VI.5.1. Dimensionnement ……..140
VI.5.2. Ferraillage……..140
VI.5.2.1. Armatures longitudinales……..140
VI.5.2.2. Armatures transversales ……..141

Conclusion Général

LIST DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

Figure I .1.Dimensions de structure en plan.....01

Figure. I.2. Façade principale……...02

Figure. I.3. Façade postérieure…….....03

Figure I.4. Vue en plan du RDC……...04

Figure I.5. Vue en plan des étages……05

Figure I.6. Coupe A-A……..06

Figure. I.7. Diagramme de contraintes-déformations du béton à l'ELU……...12

Figure. I.8.Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU……...13

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure. II.1. Type de plancher en corps creux avec dalle de compression ……..15

Figure. II.2 .Composants d'un plancher terrasse…….……17

Figure. II.3.Composants d'un dalle pleine…….....….18

Figure. II.4.Mur double cloison et mur simple cloison……...…20

Figure. II.5. La section réduite du poteau…….……22

Figure II.6. le poteau le plus sollicité……...23

Figure II.7.voile…….29

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure. III.1. l'acrotère……..30

Figure III.4.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère……...….36

Figure .III.3.Poutrelle à trois travées……....40

Figure III.4. Diagramme des moments de la poutrelle (type 1) à l'E.L.U…..……41

Figure. III.5. : Effort dans la dalle……...50

Figure III.6. : déplacement des zone rigide…….….50

Figure III.7.représentation d'un escalier…….55

Figure III.8.dimension de escalier……..55

Figure III.9. Schéma statique des efforts du l'escalier a L'ELU……59

Figure III.10. Schéma statique des efforts du l'escalier à L'ELS…….....60

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. Structure auto stable en 3D ……. ……68

Figure IV .2. équilibrer de Centre de masse et de torsion ……...71

Figure IV-3-1 ère disposition des voile…….71

Figure IV-4-2 éme disposition des voiles……..…72

Figure IV-5-3 éme disposition des voiles……...72

Figure IV-6-4 éme disposition des voiles……...73

Figure IV-7-5 éme disposition des voiles……...79

Figure IV.9. 1er Comportement …….....79

Figure IV.10. 2ème Comportement 79

Figure IV.11. 3ème Comportement …….....80

Figure. IV.12.Distribution des forces sismiques…….....84

Figure IV.14. Distribution de la force sismique ……..……..……86

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse……...100

Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives des étages…...……100

Figure V.3. Ferraillages des poutres principales rives de la terrasse……..…100

Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse et rive de l'étage……...101

Figure V.5. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages……..101

Figure V.6. Définition de la zone nodale dans les poteaux…….106

Figure V.7. Ferraillage des poteaux 50x50 ……...112

Figure V.8. Ferraillage des poteaux 45x45……..…113

Figure V.9. Ferraillage des poteaux 40x40 ……113

Figure V.10. Ferraillage des poteaux 35x35……..….113

Figure V.11. Disposition des voiles …….....…114

Figure V.12.Disposition des armatures verticales dans les voiles……..……116

Figure V.13.ferraillage d'un voiles……..……..……125

Chapitre VI : Calcul des fondations

Figure VI-1 : Semelle isolée sous poteau…….....129

Figure. VI.2. : Semelle filante sous poteaux……...131

Figure. VI.3. : dispositions des Semelles filantes……...131

Figure VI.4. Armatures de peau……..139

Figure VI.5. Ferraillage des longrines……...141

LIST DES TABLEAUX

CHAPITRE I: Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Résistance f_{c28} du béton à jours.....10
Tableau. I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....11

CHAPITRE II : Prédimensionnement

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).....17
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux.....18
Tableau II.3 : Charges permanentes du dalle pleine.....18
Tableau II.4 : charges permanentes du mur double cloison.....19
Tableau. II.5 : charges permanentes du mur simple cloison.....20
Tableau II.6 **:** dimension des poutres.....21
Tableau. II.7 **:** calcul 1.1NU 25
Tableau II.8 : calcul $\bar{N}$.....25
Tableau II.9 : vérification de 1.1Nu≤ N$\bar{u}$.....26
Tableau II.10 **:** calcul 1.1NU nouveau.....27
Tableau II.11 : calcul $\bar{N}$ nouveau.....28
Tableau. II.12**.**vérification de 1.1Nu≤ N$\bar{u}$ nouveau.....28

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Détermination efforts.....31
Tableau III.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.....37
Tableau III.3 :Détermination du nombre d'étaiements 38
Tableau III. 4 :Charges surcharges et efforts à ELU et ELS.....38
Tableau.III.5 **:**Tableau récapitulatif des efforts à trois travées a ELU.....40
Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif des efforts à trois travées a ELS.....40
Tableau.III.7 :Tableau récapitulatif des efforts à deux travées ELU.....41
Tableau.III.8 :Tableau récapitulatif des efforts à deux travées ELS 41
Tableau.III.9 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....42
Tableau.III.10 :Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....43
Tableau.III.11**:** Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....45
Tableau.III.12 **:**calcul de la flèche 47
Tableau III.13 :les actions sur la dalle 50
Tableau III.14 :Calcul des sections de la dalle pleine.....52
Tableau III.15 :Vérification à l'E.L.S.....57
Tableau III.16:Vérification au cisaillement 53

Tableau III.17 : Vérification de flèche de la dalle.....54
Tableau III.18 **:** G du palier de repos de l'escalier.....56
Tableau III.19 **:**G de la paillasse de l'escalier……..57
Tableau III.20 **:** Combinaison des charges de l'escalier…….....57
Tableau III.21 **:** Calcul des sections d'acier de l'escalier…….....61
Tableau III.22 **:** Les armatures de répartition……...61
Tableau III.23 : Vérification de l'espacement ……..61
Tableau. III.24 : Vérification à l'E.L.S ……..62
Tableau .III.25 : Vérification de la flèche de l'escalier……63
Tableau .III.26 : calcul A_s et choix des barre en travée et en appui…….....65

CHAPITRE IV : Étude dynamique

Tableaux IV.1 : période et rotation de1 ère disposition.....71
Tableaux IV.2 : période et rotation de 2 éme disposition **……...**72
Tableaux IV.3 : période et rotation 3 éme disposition……..72
Tableaux IV.4 : période et rotation de 4 éme disposition.....73
Tableaux IV.5 : période et rotation de 5 éme disposition.....73
Tableau IV .6 : centre de masse et centre de rigidité……74
Tableau IV.7 : excentricité.....74
Tableau IV.8 : Calcul d'excentricité accidentelle.....75
Tableau IV.9 **:** Excentricité totale.....75
Tableau IV.10**:**Justification du coefficient de comportement R suivant X.....77
Tableau IV.11 **:** Justification du coefficient de comportement R suivant Y.....77
Tableau IV.12 : Détermination du facteur de qualité Q.....78
Tableau IV.13 **:** Vérification de la participation massique…….....81
Tableau IV.14 **:** La force sismique par la méthode statique équivalente…….....82
Tableau IV.15 **:** Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul corrigé……..82
Tableau IV.16 **:**Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul corrigé……...83
Tableau IV.18 : Forces sismiques selon la hauteur …….....85
Tableau IV.19 :calcul du moment de renversement……86
Tableau IV.20 : calcul du moment stabilisant……..87
Tableau IV.21 : Vérification de stabilisation.....87
Tableau IV.22 : Vérification des déplacements inter-étage sens X.....88
Tableau IV.23 **:** Vérification des déplacements inter-étage sens Y ……...89
Tableau IV.24 **:** Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions…..89
Tableau IV.25 **:** Vérification de l'effet P- Δ sens x.....90
Tableau IV.26 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y……...91
Tableau IV.27 **:** Vérification de l'effort normal réduit.....92
Tableau IV.28 **:** Vérification de l'effort normal réduit corrigé.....92
Tableau IV.29 **:** Vérification de cisaillement des poutres……..….93
Tableau IV.30 **:** Dimensions finales des poutres……..94
Tableau IV.31 **:** Dimensions finales des poteaux.....94

CHAPITRE V : Ferraillages des éléments résistants

Tableau V.1 : Les données de calcul.....95
Tableau V.2 **:** Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*35) ……....96
Tableau V.3 **:** Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*30)……...97
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*35).....97
Tableau V.5 **:** Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30*30).....98
Tableau V.6 **:** Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA 98
Tableau V.7 : Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA……...99
Tableau V.8 : Calcul de $\bar{\tau}$.....102
Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....102
Tableau V.10 **:** Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 102
Tableau V.11 **:** Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement ……..103
Tableau V.12 **:** Vérification de la flèche des poutres……..104
Tableau V.13 **:** Vérifications détaillée de la flèche des poutres principales……..104
Tableau V.14 **:** Vérifications détaillée de la flèche des poutres secondaires.....104
Tableau V.15**:** Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux à l'ELU……107
Tableau V.16 **:** Vérification des armatures à ELS des poteaux……..109
Tableau V.17 **:** Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements.....110
Tableau V.18 **:** Les armatures transversales et leurs espacements.....112
Tableau V.19 **:** Vérification de la quantité d'armatures transversales……112
Tableau V.20 **:** Ferraillage verticales des voiles pleines…….117
Tableau V.21 **:** Vérification des contraintes à l'ELS.....120
Tableau V.22 **:** Vérification de ferraillage des voiles avec les règlements.....122
Tableau V.23 **:** Détermination des armatures horizontales…….....125

CHAPITRE VI : Calcul des fondations

Tableau VI.1 **:** dimensionnement des semelles isolés et vérification des contraintes……130
Tableau VI.2 **:** dimensionnement des semelles filants et la vérification de la contrainte**…..**132
Tableau VI.3 **:** vérification de chevauchement sens x ……...132
Tableau VI.4 **:** vérification de chevauchement sens y……133
Tableau VI.5 **:** Armatures principales des semelles filantes……..134
Tableau VI.6 **:** Armatures de répartition des semelles filantes……..134
Tableau VI. 7 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes…….....135
Tableau VI.8 **:** Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes……135
Tableau VI.9 **:** Dimensionnement de la poutre de libage……..136
Tableau VI.10 **:** Chargement de la poutre de libage……..137

Tableau VI.11 **:** Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……137
Tableau VI.12 **:** Vérification des contraintes à l'E.L.S……..….138
Tableau VI.13 **:** Armatures transversales de la poutre de libage…….**....**138
Tableau VI.14 **:** Armatures principales des semelles isolées……..139
Tableau VI.15 **:** Armatures de répartition des semelles isolée……...140
Tableau VI.16 **:** Vérification de la stabilité au renversement…….140

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ACC : Accidentelle

P.P : Poutre principale

P.S : Poutre secondaire

S.F : Semelle filante

P.L : Poutre de libage

E.L.U : Etat limite ultime

E.L.S : Etat limite de service

Intoduction

I-1-Introduction

Cette thèse concerne la conception et l'étude d'un système contreventer par des voiles pour un bâtiment R+8 à usage d'habitations. L'ouvrage étudié par le bureau d'étude B.E.T de recherche et d'engineering général.

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Médéa qui est de moyenne sismicité (zone IIb) et de groupe d'usage 2 selon **RPA99 version 2003**

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi que le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, …); cette étape fait l'objet des chapitres

I, II et III.

-Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,).

-Pour l'étude dynamique, on a opté par logiciel SAP2000 comme outil de conception; cette étape fait l'objet de chapitre IV.

-Etude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure; cette étape fait l'objet du chapitre V.

- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure,choix de type de fondation le plus convenable, calcul et au ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de superstructure, c'est l'objet du chapitre VI.

-On terminera le travail par une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION

Ce projet porte sur l'étude d'un logement (RDC+8) à usage d'habitation ; l'ouvrage sera implanté à Médéa qui est classée comme zone de forte sismicité (***Zone IIb***) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien **(*RPA 99 version 2003)***.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment ……27.54*m*
- Hauteur du rez-de-chaussée……....3.06 *m*
- Hauteur de l'étage courant ……3.06*m*

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan ……37,54 m
- Largeur total en plan ……16,27 m

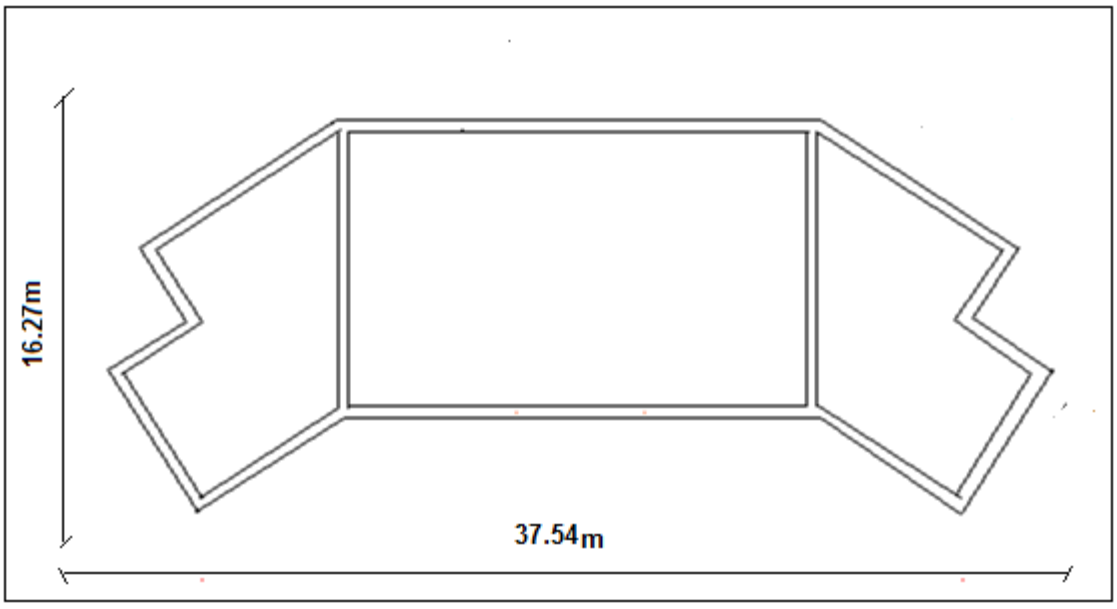


Figure I .1. Dimensions de structure en plan

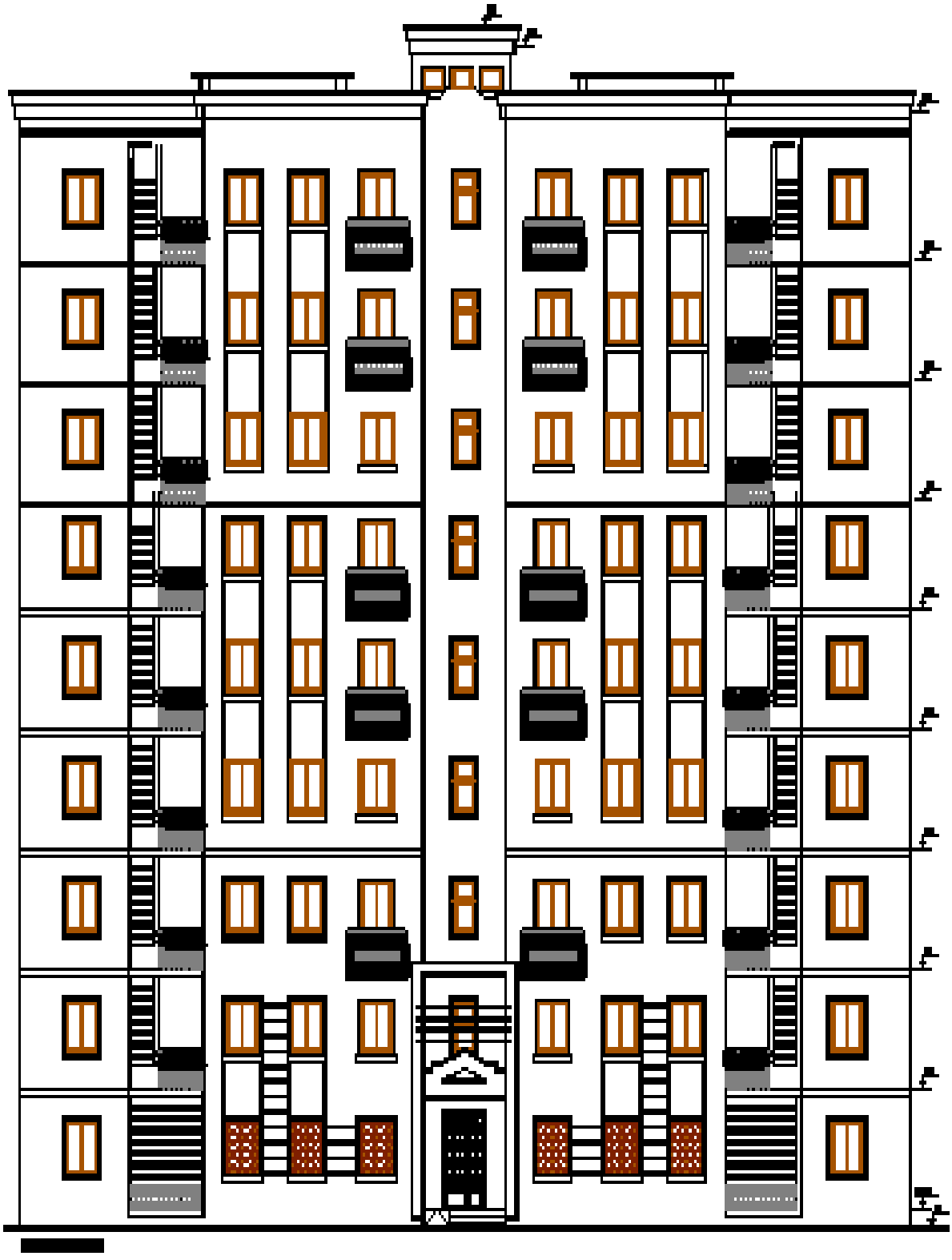


Figure. I.2. Façade principale

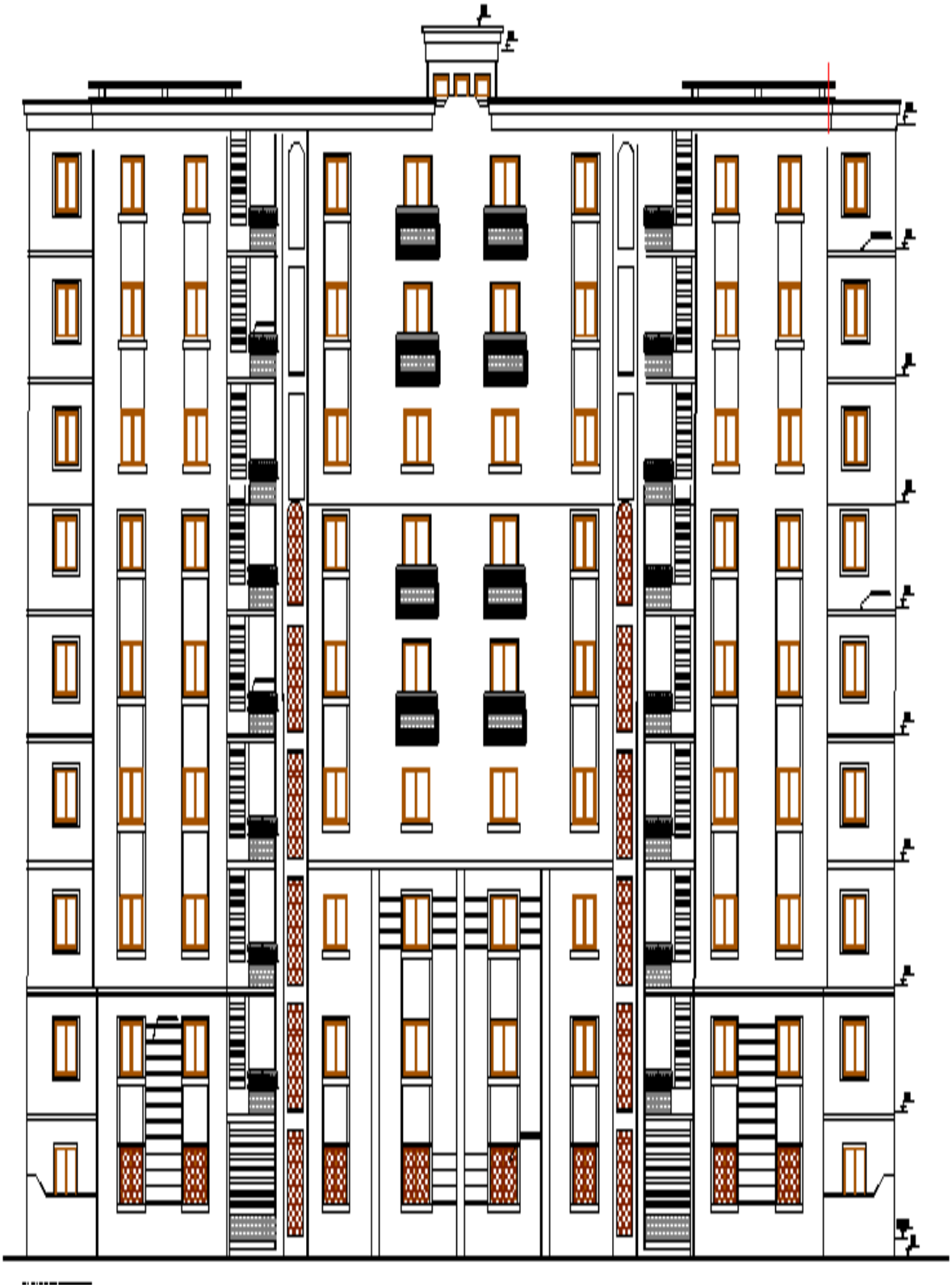


Figure. I.3. Façade postérieure

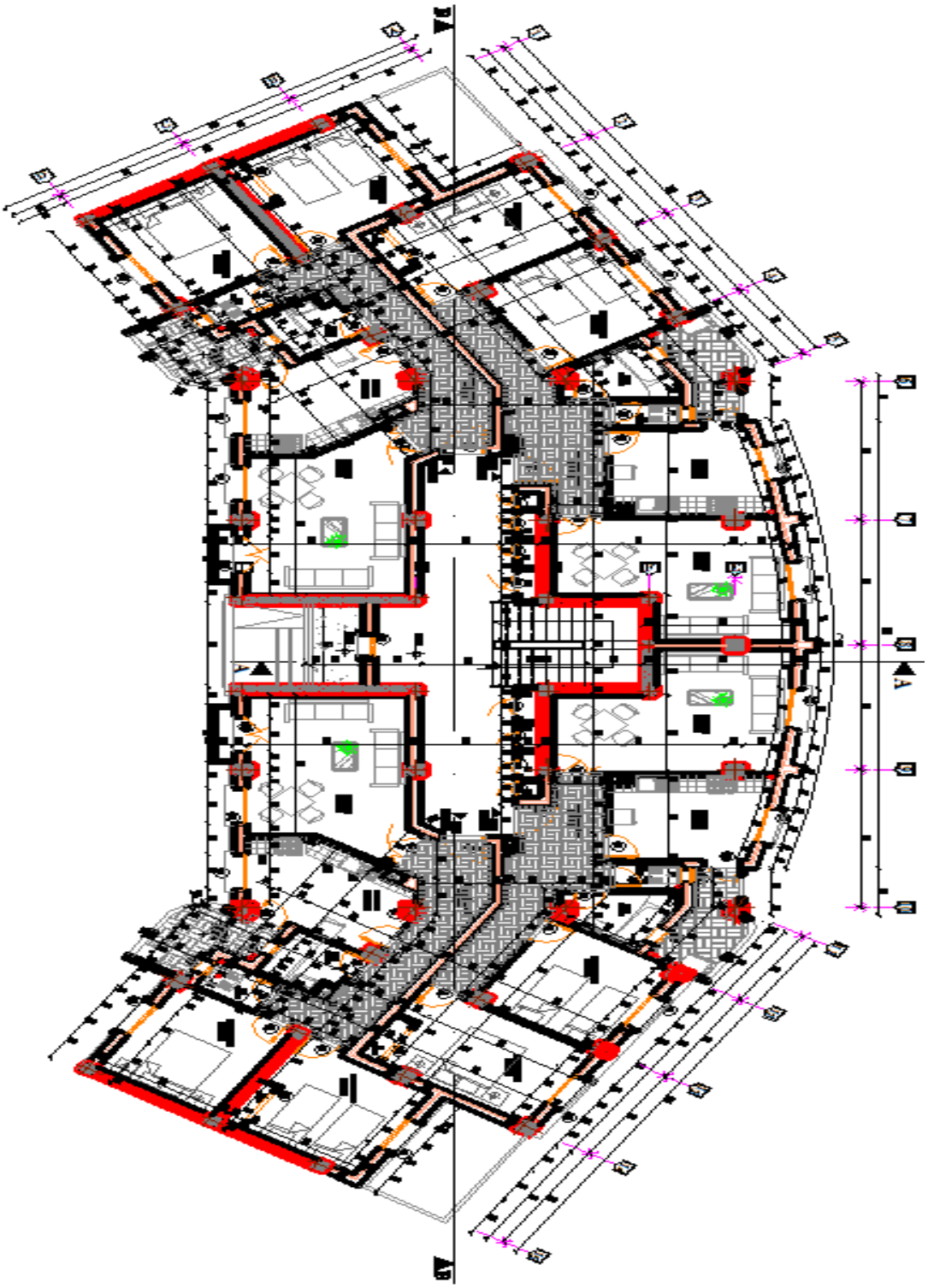


Figure I.4. Vue en plan du RDC

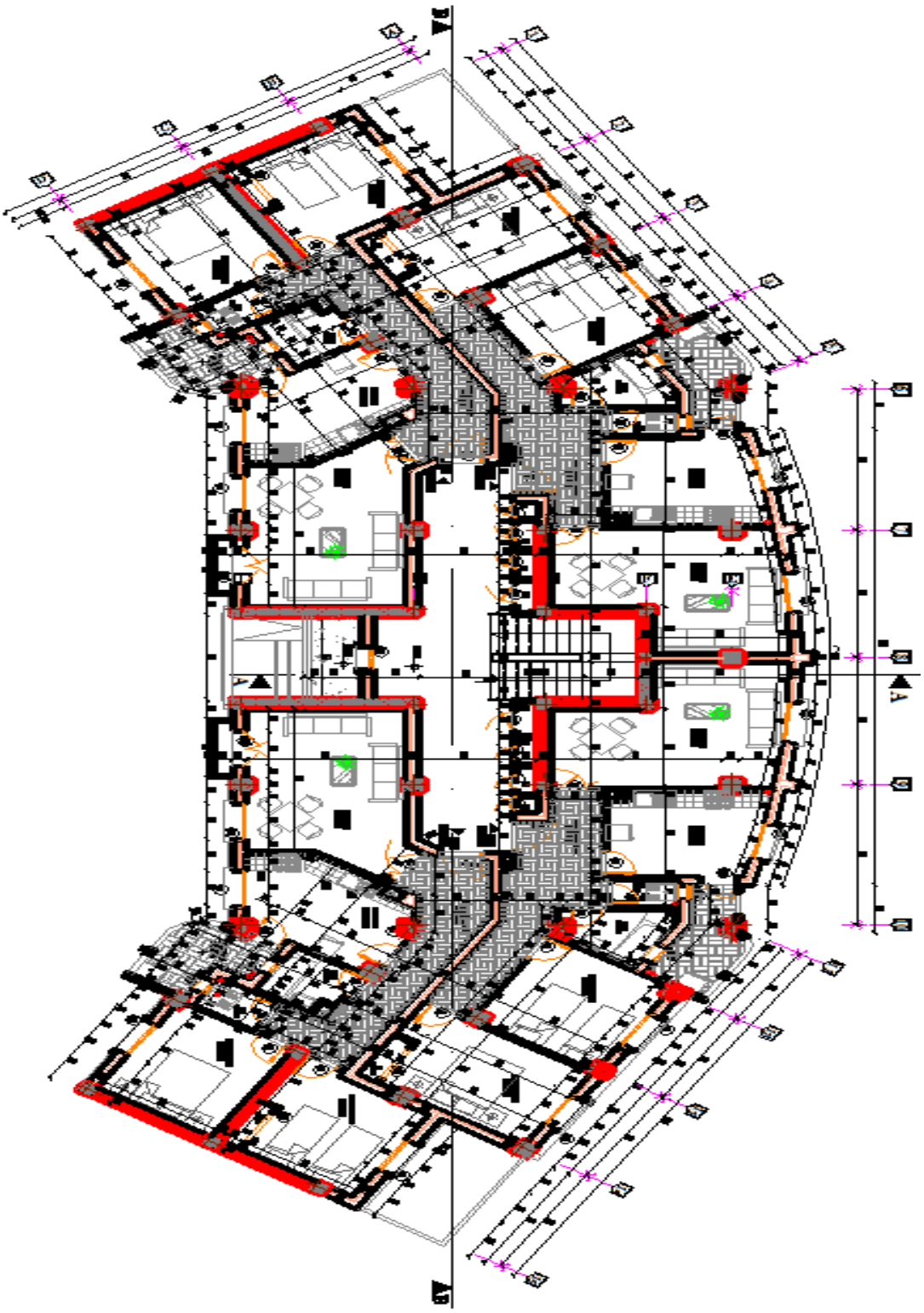


Figure I.5. Vue en plan des étages

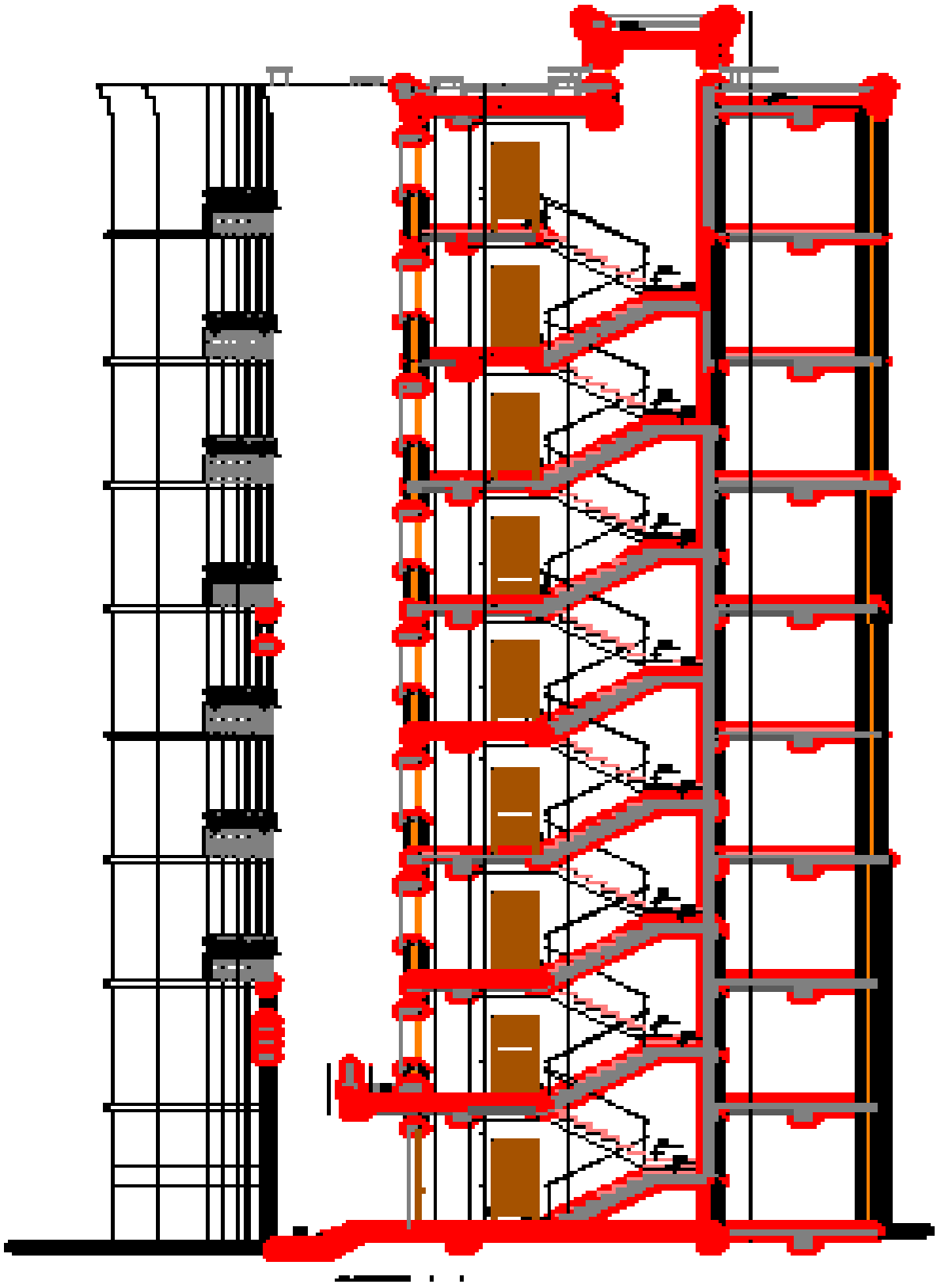


Figure I.6. Coupe A-A

I.2.2. OSSATURE

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui est sollicité par deux types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus aux poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature du bâtiment sera contreventée par des voiles .

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.2.3. PLANCHER

Le type de coffrage suit la forme géométrique du bâtiment, nous avons opté pour deux type de plancher:

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

I.2.4. MAÇONNERIES

On a deux types :

1- **Murs extérieurs**

sont composés de :

- ❖ Une cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.
- ❖ Une lame d'air de 10cm d'épaisseur.
- ❖ Une cloison en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

2- **Murs intérieurs** : sont des cloisons de séparations de 10 d'épaisseur.

I.2.5. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.2.6.Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur

I.2.7. ESCALIER

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez- de- chaussée au $8^{ème}$ étage, l'escalier est constitué de deux volées et de paliers

I.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

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

I.3.1.Béton

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

I.3.1.a -caractéristique 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 composé (**CPJ-CEM II/A/42.5R**)

I.3.1.c. Granulats

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à **5 mm.**
- gravier de dimension inférieur 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 qu' influent sur le durcissement du béton.

I.3.1.e. Dosage du béton

La variation de la teneur 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".
Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, 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 :

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

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

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.

Tableau I.1 : Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours**.**

f_{c28} **(MPa)**	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10.6	13.2	14.6	16.5	19.9	23.2	26.5
14 jours	13.7	17.9	18.8	21.4	25.6	29.9	34.2
90 jours	17.6	22	24.2	27.5	33	38.5	44

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 fondage ;
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:

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

I.3.2.d. Coefficient de poisson

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

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

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

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:

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

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

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

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

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.

A. Types d'acier

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.2 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

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	TLE_{520}	$0 \leq \phi \leq 6$	520

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

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.

- **E.L.U de résistance**

1.Contrainte du béton en compression

La contrainte ultime du béton en compression σ_{bc} est donnée par la formule:

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une situation durable.

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

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure 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 ;

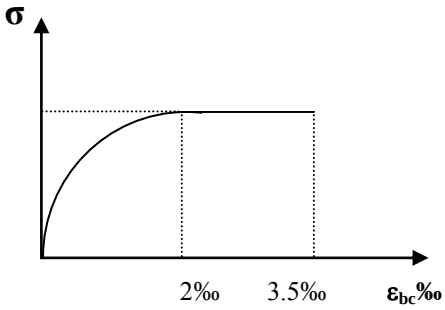


Figure. I.7. Diagramme de contraintes-déformations du béton à l'ELU

2. Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

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

4. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est: $\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$

Avec :

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

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement l

$\varepsilon_s =$ sFe/$\gamma_s . E_s$ d'où : $\varepsilon_s = \Delta L / L$

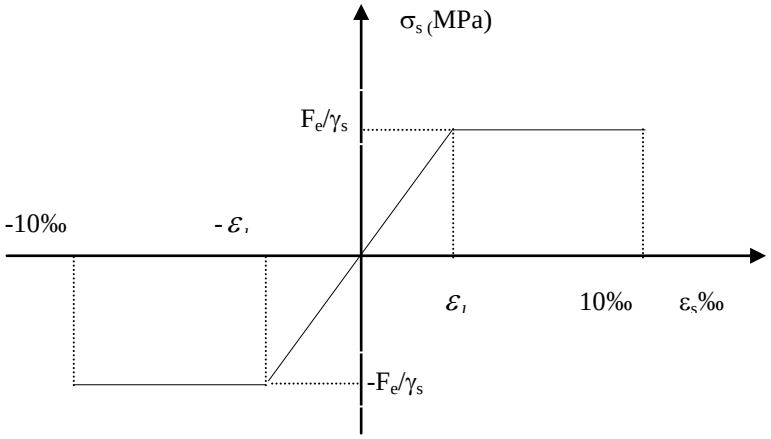


Figure. I.8. Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

- **A l' E.L.S**

a. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$

A l'état ultime de service, σ_b doit être inférieure à $\overline{\sigma_b}$.

b. E.L.S de contrainte limite de l'acier:

Contrainte limite de l'acier

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

Conclusion

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

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

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

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

$FeE235, fe = 235MPa$: Pour les armatures transversales

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

Chapitre II

Prédimmensionnement des éléments

II-1-Introduction

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

II.2. Pré dimensionnement des planchers

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.
Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$$

Et ht$\geq L/22.5$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.
L = 3.96m ; 396⁄20 $\geq$ ht $\geq$ 396⁄25 $\Rightarrow$ 19.80cm $\geq$ ht $\geq$ 15.84 cm.
Et ht $\geq 396/22.5$ $\Rightarrow$ ht $\geq$17.60 cm.
Condition d'isolation acoustique :
Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :
$h_{min} \geq 16$ cm,
Pour vérifier toutes les conditions précédentes, on adopte : ht =20 alors un plancher à corps creux du type (16+4).

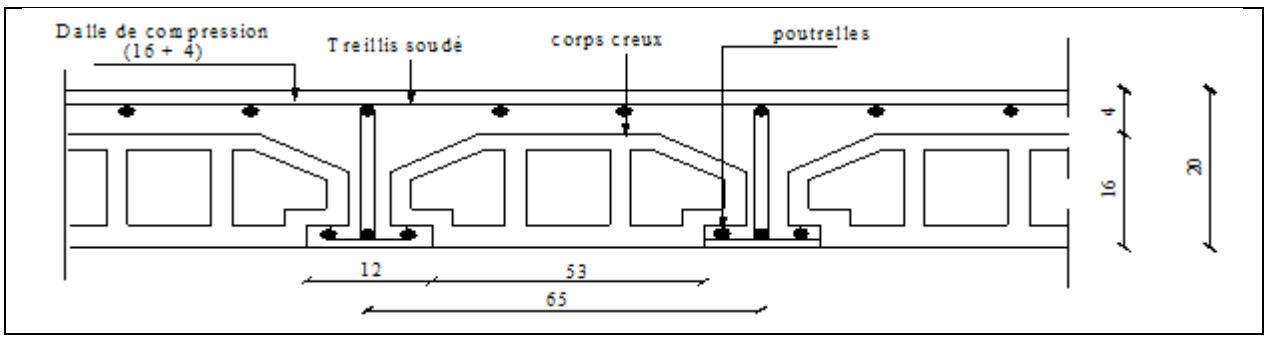


Figure. II.1. Type de plancher en corps creux avec dalle de compression

II.2.2.les Dalle pleine

Le Pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants:

a)-Critère de résistance: [CBA 93]

-Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis:

$(Lx/50) \leq ep \leq (Lx/40)$

-Dalle reposant sur deux appuis :

$(Lx/35) \leq ep \leq (Lx/30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

b)-Sécurité contre l'incendie:

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

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

c)-Critère d'isolation acoustique :

ep = 15cm

- **Conclusion**

Pour la dalle pleine on adoptera : ep = 15 cm

II.3.Evaluation des charges et surcharges

II.3.1.plancher terrasse

II.3.1.1.charges permanentes

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

N0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
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

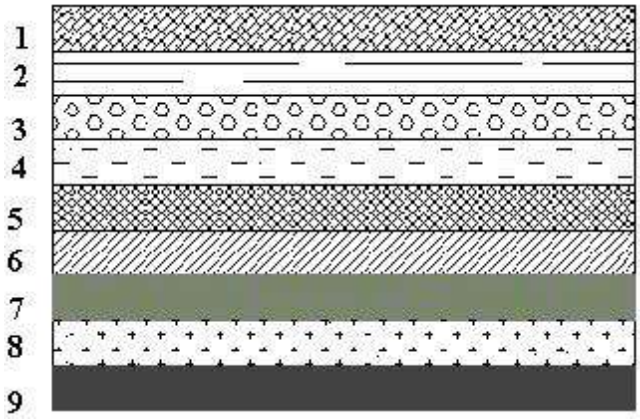


Figure. II.2 . Composants d'un plancher terrasse

I.3.1.2.surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible donc, **Q = 1kN/m2**

II.3.2. Plancher courant

II.3.2.1.Charges permanentes

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

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.30	18.00	0.54
4	**Plancher (16+4)**	0.16+0.04		2.80
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère**	0.10		1.62
Charge permanente G				**6.00**

Tableau II.3. Charges permanentes du dalle pleine.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	22.00	0.44
2	**Mortier de pose**	0.02	20.00	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18.00	0.54
4	**Dalle pleine**	0.15	25.00	3.75
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10.00	0.20
6	**Cloison légère + enduit de ciment**	0.10	/	1.62
Charge permanente G				**6.95**

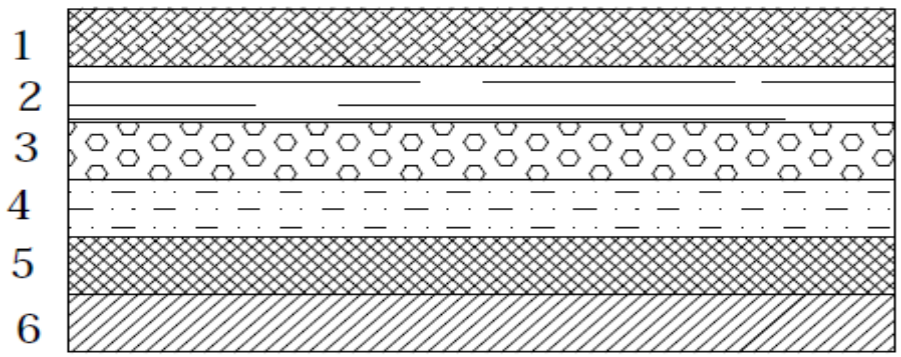


Figure. II.3. Composants d'un dalle pleine.

II.3.2.2.surcharges d'exploitation

Le plancher courant a usage d'habitation : **Q = 1.5kN/m^2**

II.3.3.Maçonnerie

II.3.3.1.Murs extérieurs (doubles-cloisons)

Tableau II.4 .charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	**Enduit en plâtre**	0.01	10	0.10
2	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
3	**Brique creuse**	0.10	/	0.90
4	**Lame d'aire**	0.10	/	/
Charge permanente G				**1.36**

II.3.3.2.Murs intérieurs (simples-cloisons)

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

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
01	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.72
02	**Brique creuse**	0.10	/	0.9
Charge permanente G				**1.62**

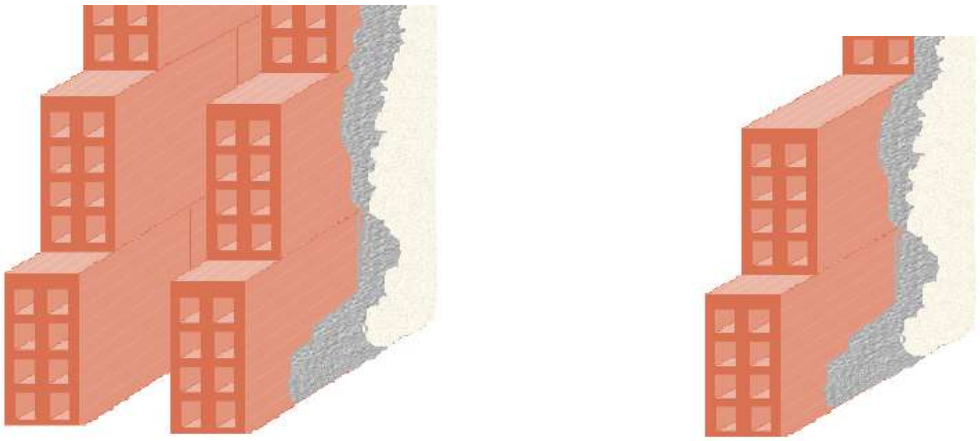


Figure. II.4. Mur double cloison et mur simple cloison .

II.4.Prédimmensionnement

II.4.1.les poutres

Le Prédimmensionnement des poutres se fait globalement en deux étapes :

1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « ***BAEL 91 modifié 99*** » [BAEL,91] et vérification selon « ***RPA 99 version 2003*** »

2- Vérification de la flèche pour la section choisie.

Tableau II.6- dimension des poutres

		Poutre principale :		**Poutre secondaire**
Conditions de résistance		L_{max}= 4.8 m ⇒ 32cm ≤ h ≤48cm		L_{max}= 3.96 m ⇒ 26.4cm ≤ h ≤ 39.6cm On adopte : h=30cm ⇒9≤ b ≤21cm on adopte b = 30 cm
		1^{ere} cas : on adopte : h = 40cm ⇒ 12cm ≤ b ≤ 28cm on adopte b = 30 cm	$2^{éme}$cas : On adopte : h=35cm ⇒10. 5≤ b ≤ 24.5cm on adopte b = 30 cm	
Vérification selon le RPA 99		h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=35cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=30cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1 ≤ 4 (conditions vérifies)
Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 »	*Plancher terrasse	$f_{max} \leq \bar{f}$: $\bar{f}$= 9.6mm > f_{max} = 3.82mm (conditions vérifies)	$f_{max} \leq \bar{f}$: $\bar{f}$= 9.6mm > f_{max} = 5.64mm (conditions vérifies)	$f_{max} \leq \bar{f}$: $\bar{f}$= 7.92mm > f_{max} = 5.45mm (conditions vérifies)
	*Plancher courant	$\bar{f}$= 9.6mm > f_{max} = 3.77mm (conditions vérifies)	$\bar{f}$= 9.6mm > f_{max} = 4.04mm (conditions vérifies)	$\bar{f}$= 7.92mm > f_{max} = 5.05mm (conditions vérifies)
Conclusion		h=35 ; b = 30		h=30 ; b = 30

II.4.2.les poteaux

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de**1cm** de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **Nu** agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles **BAEL91** la section réduite **Br** est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta.N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\frac{f_e}{\gamma_s} + \frac{A}{B_r}}$$

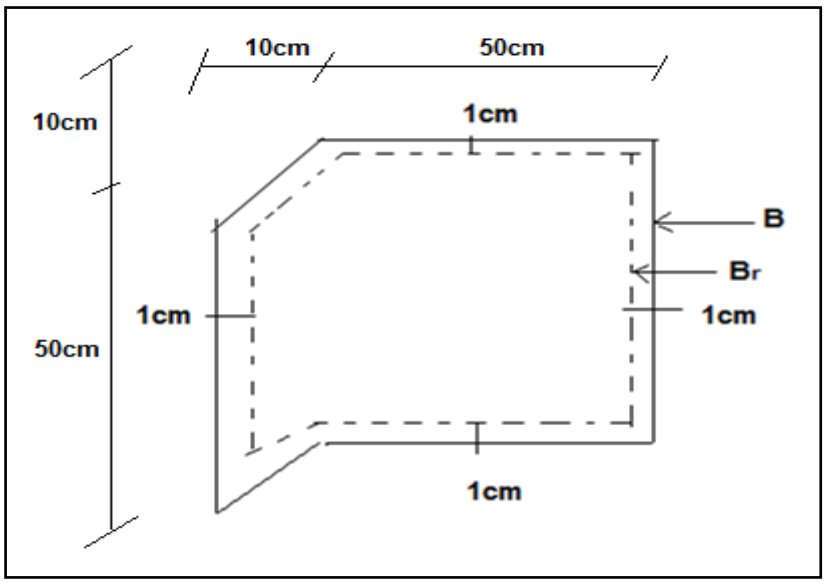


Figure. II.5. La section réduite du poteau

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c_{28}}$: Résistance à la compression de béton ➔ $f_{c_{28}} = 25MPa$

$$f_{bc} = \frac{0.85.f_{c_{28}}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 14.2MPa$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $\Rightarrow$ $f_e = 400MPa$

$\gamma_b = 1.5$ $\gamma_s = 1.15$

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2(\dfrac{\lambda}{35})^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\dfrac{50}{\lambda})^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

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

0ù :

i : Rayon de giration

λ: L'élancement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

a) Charges et surcharges revenants au poteau :

Poteau central:

Le poteau le plus sollicite est (B-6)

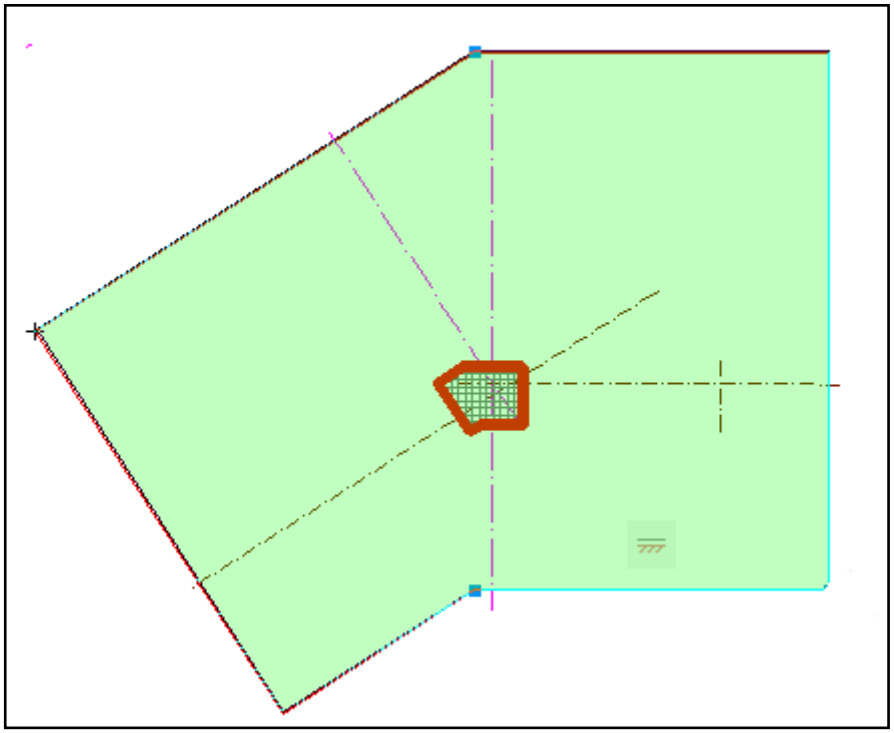


Figure II.6. le poteau le plus sollicité.

St = 16.5m^2 et Sp = 15.53m^2

a- 1- Détermination des charges et surcharge :

-terrasse :

* Poids propre des poutres :

Poutres principales :Gpp=25*0.3*0.35*(5-0.40)=9.75 kN

Poutres secondaire1: Gps_1=25*0.3*0.3*(3.64-0.40)=7.29 kN

Poutres secondaire2: Gps_2=25*0.3*0.3*(1.43-0.4)=2.31 kN

Poutres secondaire3: Gps_3=25*0.3*0.3*(3.08)=6.93kN

D'ou le poids des poutres :GP=9.75+7.29+2.31+6.93=26.28kN

* Poids des planchers :

*Gpl(dalle plan) = 6.95*3.25 = 22.58 kN

*Gpl(courant) = 6.60*10.608 = 70.128 KN

*Gpl_{tot} = 22.58 + 70.128 = 92.59 KN

* Poids propre des poteaux :
Gpot=0.40*0.40*3.06*25= 12.24 kN
Donc Gterasse=26.28+92.59+12.24=131.11kN
Gterrasse =131.11Kn

-Etage courant (RDC a 7^{éme})

* Poids propre des poutres :
Poutres principales :G pp=25*0.3*0.35*(5-0.40)=9.75 kN
Poutres secondaire1: Gps_1=25*0.3*0.3*(3.64-0.40)=7.29 kN
Poutres secondaire2: Gps_2=25*0.3*0.3*(1.43-0.40)=2.31 kN
Poutres secondaire3: Gps_3=25*0.3*0.3*(3.08)=6.93kN
D'ou le poids des poutres : GP=9.75+7.29+2.31+6.93=26.28 kN
* Poids des planchers :
*Gpl(dale plan) = 6.95*3.25 = 22.58 kN
*Gpl(courant) = 6.00*10.608 = 63.65 KN
*Gpl_{tot} = 22.58 + 63.65 = 86.23 KN
* Poids propre des poteaux :
Gpot=0.40*0.40*3.06*25= 12.24 kN
Donc Gcourant=26.28 + 86.23 + 12.24 =124.75 kN
Gcourant =124.75 kN

a-2-Coefficients de dégression des charges

*Plancher Terrasse: Q0 = 16.50 kN
*plancher 7^{éme} étage : Q0+Q1 = 16.50 +(1.5*16.50)= 41.25 kN
*plancher6^{éme} étage : Q0+ 0.95(Q1+ Q2) =55.68 kN
*plancher5^{éme} étage Q0+ 0.90(Q1+ Q2+Q3) =83.32 kN

*plancher4^{éme} étage Q0+ 0.85(Q1+ Q2+Q3+Q4) =100.65 kN

*plancher3^{éme} étage Q0+ 0.80(Q1+ Q2+Q3+Q4+Q5) =115.5 kN

*plancher2^{éme} étage Q0+ 0.75(Q1+ Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) =127.87 kN

*plancher1^{ére} étage Q0+ 0.70(Q1+ Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7) =137.87 kN

*plancher RDC Q0+ 0.65(Q1+ Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8) =145.20 kN

a-3- L'effort normal ultime de résistance :

Nu = 1.35G+1.5Q

Nu = Nu+ 10%Nu = 1.1 Nu

Tableau. II.7.calcul 1.1NU

Niveau	G(t) (kN)	N_G(t) (kN)	Q(t) (kN)	N_Q(t) (kN)	N_U (t) (kN)	1.1NU (kN)
8	131.11	131.11	16.5	16.5	201.75	**221.93**
7	124.75	255.86	24.75	41.25	407.28	**448.01**
6	124.75	380.61	24.75	66	612.82	**674.10**
5	124.75	505.36	24.75	90.75	818.36	**899.54**
4	124.75	630.11	24.75	115.5	1023.90	**1126.29**
3	124.75	754.86	24.75	140.25	1229.44	**1352.38**
2	124.75	879.61	24.75	165	1434.97	**1578.47**
1	124.75	1004.36	24.75	189.75	1640.51	**1804.56**
RDC	124.75	1129.11	24.75	214.5	1846.05	**2030.65**

Tableau. II.8. calcul $\bar{N}$.

Niveau	Section	As(mm²)	Lf(mm)	i (mm²)	λ	α	Br(mm²)	$\bar{N}$(KN)
8	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
7	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
6	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
5	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
4	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
3	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
2	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
1	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
DC	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77

Tableau-II-9-vérification de 1.1Nu≤ N$\bar{u}$

Niveau	N_U (t) (kN)	1.1NU (kN)	$\bar{N}$(KN)	1.1Nu≤N$\bar{u}$
8	201.75	221.93	2183.77	Oui
7	407.28	448.01	2183.77	Oui
6	612.82	674.10	2183.77	Oui
5	818.36	899.54	2183.77	Oui
4	1023.90	1126.29	2183.77	Oui
3	1229.44	1352.38	2183.77	Oui
2	1434.97	1578.47	2183.77	Oui
1	1640.51	1804.56	2183.77	Oui
RDC	1846.05	2030.65	2183.77	Oui

Par ce qu'il y a un grande différance avec 1.1Nu et N$\bar{u}$ on doit changer le section de poteau dans les étages $6^{éme}$ à $8^{éme}$.

Dans le cas de poteau (35*35) :

-terrasse :

* Poids propre des poutres :

Poutres principales :Gpp=25*0.3*0.35*(5-0.35)=12.20 kN

Poutres secondaire1: Gps_1=25*0.3*0.3*(3.64-0.35)=7.40 kN

Poutres secondaire2: Gps_2=25*0.3*0.3*(1.43-0.35)=2.43 kN

Poutres secondaire3: Gps_3=25*0.3*0.3*(3.08)=6.93kN

D'ou le poids des poutres :GP=12.20+7.40+2.43+6.93=28.96kN

* Poids des planchers :

*Gpl(dalle plan) = 6.95*3.25 = 22.58 kN

*Gpl(courant) = 6.60*10.608 = 70.128 KN

*Gpl_{tot} = 22.58 + 70.128 = 92.59 KN

* Poids propre des poteaux :

Gpot=0.35*0.35*3.06*25= 9.37 kN

Donc Gterasse=28.96+92.59+9.37=130.92kN

$G_{terrasse}$ =130.92KN

-Etage courant (6éme et 7éme)

* Poids propre des poutres :
Poutres principales :G pp=25*0.3*0.35*(5-0.35)= 12.20kN
Poutres secondaire1: Gps_1=25*0.3*0.3*(3.64-0.35)=7.40 kN
Poutres secondaire2: Gps_2=25*0.3*0.3*(1.43-0.35)=2.43 kN
Poutres secondaire3: Gps_3=25*0.3*0.3*(3.08)=6.93kN
D'ou le poids des poutres : GP=12.20+7.40+2.43+6.93=28.96 kN
* Poids des planchers :
*Gpl(dale plan) = 6.95*3.25 = 22.58 kN
*Gpl(courant) = 6.00*10.608 = 63.65 KN
*Gpl_{tot} = 22.58 + 63.65 = 86.23 KN
* Poids propre des poteaux :
Gpot=0.35*0.35*3.06*25= 9.37 kN
Donc Gcourant=28.96 + 86.23 + 9.37 =124.56 kN
Gcourant =124.56 kN

Tableau .II.10.calcul 1.1NU (nouveau)

Niveau	G(t) (kN)	N_G(t) (kN)	Q(t) (kN)	N_Q(t) (kN)	N_U (t) (kN)	1.1NU (kN)
8	130.92	130.92	16.5	16.5	201.50	**221.65**
7	124.56	255.56	24.75	41.25	406.88	**447.57**
6	124.56	380.04	24.75	66	612.54	**673.80**
5	124.75	504.79	24.75	90.75	817.60	**899.36**
4	124.75	629.54	24.75	115.5	1023.13	**1125.44**
3	124.75	754.29	24.75	140.25	1228.66	**1351.53**
2	124.75	879.04	24.75	165	1434.20	**1577.62**
1	124.75	1003.79	24.75	189.75	1639.74	**1803.71**
RDC	124.75	1128.54	24.75	214.5	1845.28	**2029.80**

Tableau. II.11.calcul de **N̄(Kn) (n**ouveau)

Niveau	Section	As(mm²)	Lf(mm)	i (mm²)	λ	α	Br(mm²)	N̄(Kn)
8	35*35	122.5	2142	101.03	21.20	0.79	108900	1626.77
7	35*35	122.5	2142	101.03	21.20	0.79	108900	1626.77
6	35*35	122.5	2142	101.03	21.20	0.79	108900	1626.77
5	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
4	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
3	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
2	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
1	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77
RDC	40*40	160	2142	115.47	18.55	0.80	144400	2183.77

Tableau .II.12.vérification de 1.1Nu≤ Nū nouveau

Niveau	N_U (t) (kN)	1.1NU (kN)	N̄(Kn)	1.1Nu≤Nū
8	201.50	**221.65**	**1626.77**	Oui
7	406.88	**447.57**	**1626.77**	Oui
6	612.54	**673.80**	**1626.77**	Oui
5	817.60	**899.36**	**2183.77**	Oui
4	1023.13	**1125.44**	**2183.77**	Oui
3	1228.66	**1351.53**	**2183.77**	Oui
2	1434.20	**1577.62**	**2183.77**	Oui
1	1639.74	**1803.71**	**2183.77**	Oui
RDC	1845.28	**2029.80**	**2183.77**	Oui

II.4.3. des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.
On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.
Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémité.

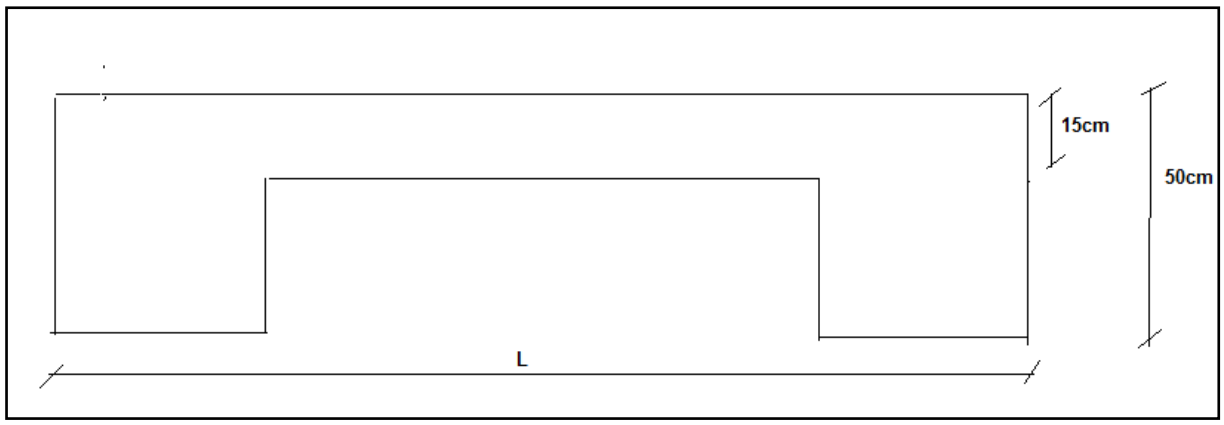


Figure II.7.voile**.**

$$MAX(15\ cm\ ;\ he/25;\ he/22;\ he/20)$$

Dans notre cas : $he = 306\ cm$

$$a \geq MAX(15\ cm\ ;\ 10.84cm;12.31cm;13.55cm)$$

$$a \geq 15\ cm$$

On adopter $a = 15\ cm$.

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles à un éventuel changement après avoir effectué le calcul dynamique.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III-Calcul des éléments secondaires

III-1-Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considères comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisqu'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la Structure.

III.2.CALCULE DE L'ACROTERE :

- **Définition**

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé encastrée dans le plancher terrasse du bâtiment et constitue un chainage périphérique de celle-ci.

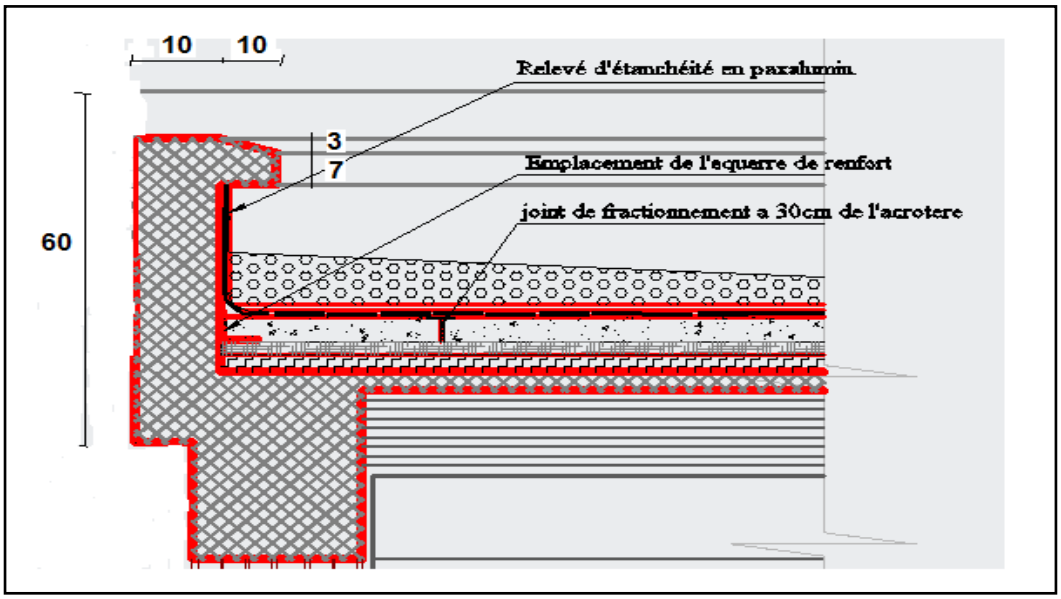


Figure .III.1. Acrotère.

Hypothèse de calcul

-L'acrotère est considérée comme une console encastrée dans le plancher terrasse.
-Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur. 10cm d'épaisseur et 60cm de hauteur.
-La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'élément est exposé aux intempéries.

III.2.1.Calcul des efforts :

A. Evaluation des charges et surcharges :

- **Charges permanentes (poids propre) :**

G= [(0,6 x 0,1) + (0,1 x 0,07) + (0,1 x 0,03)/2].25 = 1.71 KN

- **Charges d'exploita :** Q = 1 KN/ml
- **Charge due à la force horizontale (sismique) :** [RPA99 version 2003 article.6.2.3]

L'acrotère doit être calcule sous l'action des forces horizontales par la formule Suivante : $F_P = 4\ A\ C_P\ W_P$

-A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau de RPA99 version 2003 (4 .1) pour la zone et le groupe d'usage appropries. A = 0,20.
-CP : Facteur de force horizontale donnée dans le tableau de RPA 99version2003 (6.1).
CP = 0,8.
-WP : Poids de l'acrotère. WP = 1.71 KN.
D'ou alors : FP = 4 x 0,20 x 0,8 x 1.71 = 1.09 KN.

Q = FP = 1.09 KN

B. Détermination des efforts :

Tableau III.1. Détermination des efforts.

ELU
Effort normal : N_U= 1,35 x G = 1,35 x 1.71 = 2,31 KN.
Moment d'encastrement : M_U= 1,5 x Q x h = 1,5 x 1,09 x 0,6 = 0.981 KN.m
Effort tranchant : T_U = 1,5 x Q = 1,5 x 1,09 = 1.64 KN.
ELS
Effort normal : N_{Ser}= G = 1.71 KN.
Moment d'encastrement : M_{Ser}= Q x h = 1,09 x 0,6= 0.654 KN.m

III.2.2.Calcul du ferraillage :

Le calcul de ferraillage se fait pour une section rectangulaire (100 x 10) cm2 soumise à la Flexion composée.

Avec: H = 10cm ; D = 7.5cm ; C= 2.5cm ; c'= 2.05cm ; B = 100cm

A l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**[CBA93 article, A.4.3.5]

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.981}{2.31} \Rightarrow e_0 = 42.5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 42.5 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limite par les armatures

⇒ la section est partiellement comprimé.

- **Calcul du moment de flexion :**

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

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.45 \ m$

$M_f = N_U \text{x } e \Rightarrow M_f = 1.04KN.m$

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcule se fait en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} \times b \times d^2)} = \frac{1.04 \times 10^6}{1000 \times 75^2 \times 14.2} = 0.013 \Rightarrow \mu = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_1 = \frac{M_f}{(\overline{\sigma_s} \times \beta \times d)} = \frac{1.04 \times 10^6}{348 \times 0.993 \times 75} \Rightarrow A_1 = 0.401 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} \Rightarrow A = 0.335 \text{ cm}^2$$

A. Condition de non fragilité :[CBA93 .article.6.4]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

Amin =1 cm²> A =0.335 cm² $\Rightarrow$ A = Amin = 1.00 cm²

On adopte une section d'armature de :

A = 4 HA 8 = 2.01 cm²

A. **Les armatures de répartitions : [**CBA 93 article A.8.2.4.1]

Il faut que : $\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq \text{rep} \leq 1.005$

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

B. **Vérification des espacements :**

St= $\frac{100}{4} = 25$ cm ≤Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép= $\frac{100}{3} = 33$ cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

C. **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que : $\frac{M'_G}{Nser} \succ \frac{I_G}{B_0 \times \nu_2}$

On a : $e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.654 \times 10^2}{1.71} = 38.25cm$

$B_0 = b \times h + 15(A + A') \Rightarrow B_0 = 1030.15cm^2$

$\nu_1 = \frac{1}{B_0} + \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'c + Ad) \right] \Rightarrow \nu_1 = 5.07cm$

$\nu_2 = h - \nu_1 \Rightarrow \nu_2 = 4.93cm$

$I_G = \frac{b}{3}(\nu_1^3 + \nu_2^3) + 15\left[A(\nu_2 - c)^2 + A'(\nu_1 - c')^2\right] \Rightarrow I_G = 8516.27cm^4$

$M'_G = Mser - Nser(GG') avec GG' = \frac{h}{2} - \nu_1 \approx 0$

$M'_G = Mser = 0.654KN.m$

$\frac{M_G}{Nser} = \frac{0.654 \times 10^2}{1.71} = 38.25cm \succ \frac{I_G}{B_0 \nu_2} = \frac{8516.27}{1030.15 \times 4.93} = 1.68cm$

Alors la section est partiellement comprimée

- **Etude de la section :**

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

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ $\sigma_s = 15k(d - y_1)$

- **Détermination d'y1 :**

Pour déterminer y1 on va résoudre l'équation suivante :

$y2^3 + py2 + q = 0$:

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est Un effort de compression donc : " $C = h/2 - e_0 = 5 - 38.25 = -33.25cm < 0$".

- **Application numérique :**

$$\begin{cases} p = -3242.97 cm^2 \\ q = +70515.95 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 3242.97\, y_2 + 70515.95 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -8.02 \times 10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.992 \Rightarrow \varphi = 172..76° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 65.75 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 35.24\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -65.69\,cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 30.45 cm \end{cases}$

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.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 35.24 cm \\ y_1 = y_2 + C = 1.99 cm \end{cases}$$

En revanche on a : $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

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

$S_G = 31.88\ cm^3$

D'ou alors $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}} = \frac{1770}{31880} = 0.055\ N/mm^3$

Donc $\sigma_b = K y_1 = 0.055 \times 19.9 = 1.09\ MPa$

$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.055 \times (75 - 19.9) = 45.45\ MPa$

Donc on obtient :

$\sigma_b = 1.09\ MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa(CV)$

$\sigma_s = 45.45 MPa \prec \overline{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\ MPa; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63 MPa\right] = 201.633\ MPa(CV)$

Donc on adoptera les sections calculées à ELU.

D. **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$F = 1.64 - \frac{0.654}{0.9x0.075} = -8.05kN < 0$

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

E. **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:** [CBA 93 article A.5.1.1]

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1.64 \times 10^3}{100 \times 7.5} = 2.19MPa$

$\overline{\tau_u} = Min\left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\ MPa; 4MPa\right] = 2.5\ MPa(CV)$

D'ou alors : $\tau_u = 2.19MPa \leq \overline{\tau_u} = 2.5MPa$

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

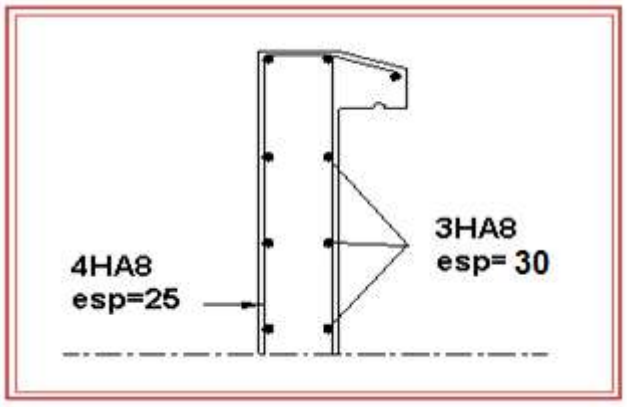


Figure III.2.Coupe transversale du ferraillage de l'acrotère .

III.3.ETUDE DU PLANCHER

III.3.1. Plancher corps creux

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments d'habitation, Consiste à utiliser des poutrelles en béton armé qui supportent les éléments de Remplissage (entrevous ou corps creux, de dimension (16x20x65) cm3 avec une dalle de Compression de 4 cm d'épaisseur.

III.3.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

La section du béton est définie par :
-Une section en T en travées.
-Une section rectangulaire aux appuis.

La surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65 x L, on dispose les poutrelles dans le Sens de la petite portée, le calcul se fait en deux étapes :
- Avant coulage.
- Après coulage.

a-Calcul avant coulage

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :
- son poids propre.
-le poids de corps creux (entrevous).
-une charge concentrée a son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN

ou (0.5*L) KN, qui représente le poids d'un ouvrier

- **Evaluation des charges et surcharges:**

Tableau III.2. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles.

Charges permanents	G
Poids de la poutrelle : 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml	0,77 KN/ml
Poids du corps creux : 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml	
Surcharges d'exploitations	Q
Poids de l'ouvrier et les matériaux : {1KN, 0,5L KN/m de portée} = 1.98KN	1.98 KN

Calcul des moments à ELU :

$$M_G = \frac{G.L^2}{8} = 1.51(KN.m)$$

$$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 1.96(KN.m)$$

$$Mu = 1.35M_G + 1.5M_Q = 4.98(KN.m)$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} => \frac{4.98 \times 10^3}{14.2 \times 12 \times 2^2} = 7.30 \rangle \mu_l = 0.392$$

De ce fait, les armatures de compression A`sont nécessaires , et vu que la section du béton est trop faible pour placer les armatures comprimées on prévoit des étaiements pour éviter la déformation des poutrelles avant le coulage de la table de compression.

- ***Calcul des étaiements :***

$$* \ f_G = \frac{5 \times P \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$* \ f_G = \frac{P \times l^3}{48 \times E \times I}$$

$$* \overline{f} = \frac{L}{1000} + 0.5cm \ si \ \text{L}\geq 5\text{m} \quad * \overline{f} = \frac{L}{500} \ si \ L < 5m$$

Tableau III.3.Détermination du nombre d'étaiements

etaim	G(kN)	Q(kN	E(MPa)	f_{c28}	L(mm^4)	I(mm)	f_{max}(cm)	$\bar{f}(cm)$	$f_{max} < \bar{f}$
0	0.77	1.98	32164.2	25	3960	640000	11.98	0.792	cnv
1	0.77	1	32164.2	25	1980	640000	0.750	0.396	cnv
2	0.77	1	32164.2	25	1320	640000	0.148	0.264	cv

Conclusion

Il faut prévoir deux étaiements le long de la travée espacés de 3.20 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

b-Après coulage

Tableau III. 4.Charges surcharges et efforts à ELU et ELS

	G (KN)	Q (KN)	P_u	P_{ser}
Terrasse	6.60*0.65=4.29	1*0.65=0.65	6.77	4.94
Etage courant	6*0.65=3.9	1.5*0.65=0.975	6.73	4.88

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher terrasse ayant la plus grande Sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Méthode de calcul**

***La méthode forfaitaire**

On 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.

$$Q \leq \text{Mın} \begin{cases} 2G \\ 5kN/m^2 \end{cases}$$

- 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.

***Sollicitations de calcul :**

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable :

- $Q = 1.5 \leq \begin{cases} 2G = 12\ KN/m^2 \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$ (CV)

- L'inertie est constante pour toutes les travées :

$0,8 < Li/Li+1 < 1,25$ (CV)

La fissuration est peu nuisible. (CV

Exposé de la méthode :

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\dfrac{M_0}{2} .....Travée\,\text{int}\,ermédiaire \\ (1,02+0,3\alpha)\dfrac{M_0}{2} .....Travée\,de\,rive \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0$……appuis de rive
- $M=0,6M_0$……pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

III-3-1-2-Calcul des efforts internes

1-Poutrelle à trois travées

-P_u = 6.77 KN.m

-P_{ser} = 4.94 KN.m

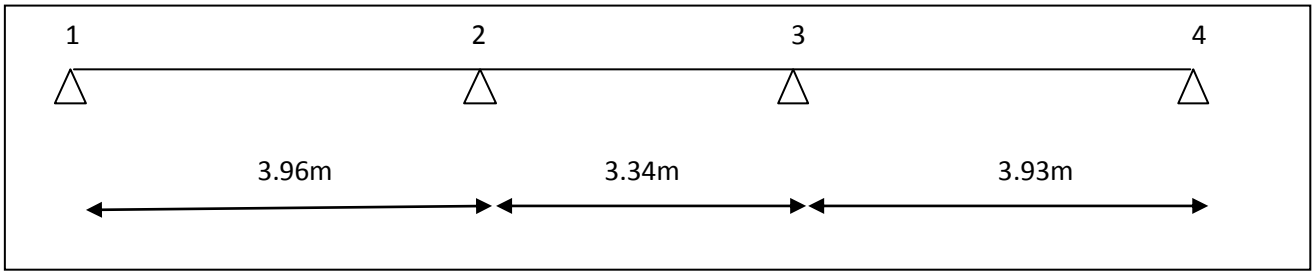


Figure .III.3. Poutrelle à trois travées.

Tableau.III.5. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées a ELU

travée	p_u	L(m)	$M_{0(}$kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	$T_{0(kN)}$	T_w(KN)	T_e(kN)
A-B	6.77	3.96	13.30	9.30	2.65	6.63	13.40	12.40	14.40
B-C	6.77	3.34	9.44	5.20	4.71	4.71	11.30	11.30	11.30
C-D	6.77	3.93	13.06	9.14	6.53	2.61	13.30	13.30	12.30

Tableau.III.6. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées a ELS

travée	P_{ser}	L(m)	$M_{0(}$kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.94	3.96	9.70	6.80	1.94	4.84
B-C	4.94	3.34	6.90	3.80	3.44	3.44
C-D	4.94	3.93	9.54	6.68	4.77	1.91

2- <u>Poutrelle à deux travées:</u>

-P_u = 6.77 KN.m

-P_{ser} = 4.94 KN.m

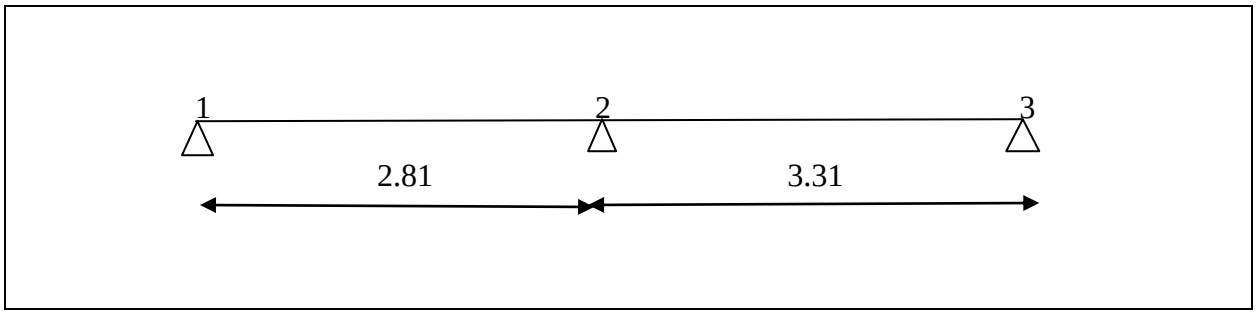


Figure.III.4. Poutrelle à deux travées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent:

Tableau.III.7. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées ELU

travée	p_u	L(m)	$M_{0(}$kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)	$T_{0(kN)}$	T_w(KN)	T_e(kN)
A-B	6.77	2.81	6.77	4.34	1.34	4.00	9.50	8.56	10.46
B-C	6.77	3.31	9.27	6.02	1.56	1.85	11.20	12.32	10.08

Tableau.III.8. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées ELS

travée	P_{ser}	L(m)	$M_{0(}$kN.m)	M_t(kN.m)	M_w(kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	4.94	2.81	6.93	4.50	1.40	4.16
B-C	4.94	3.31	6.56	3.61	3.33	1.11

III-3-1-3.Calcul du Ferraillage

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

<u>E.L.U :</u> $M_{tu}^{max}=9.30\ kNm$ ***<u>E.L.S :</u>*** $M_{tser}^{max}=6.80\ kNm$

$M_{au}^{max}=6.63\ kNm$ $M_{aser}^{max}=4.84kNm$

$T_u^{max}=14.40kN$

III.3.1.3.a. Ferraillage en travée

$h=20cm$; $h_0=4cm$; $b=65cm$; $b_0=12cm$; $d=0,9h=18cm$; $\sigma_{bc}=14,2MPa$; $fe=400MPa$; $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$

Le calcul des sections en forme de « *Té* » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u<M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u>M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

Le moment équilibré par la table $M_{tab}=bh_0\sigma_{bc}\left(d-\frac{h_0}{2}\right)=59.07kN.m$

On a : $M_{tu}<M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « *b* ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire *(bxh)* en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferraillage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

M_{tu}(kNm)	μ	μ_l	A_s'(cm^2)	α	Z(cm)	$\mu<u_l$	σ_s(MPa)	A_s(cm^2)
9.30	*0,031*	*0.392*	*0*	*0,04*	*17.71*	*Oui*	*348*	*1.53*

Condition de non fragilité:

$A_s^{min}\geq 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}=1,41cm^2$ [BAEL,91]

$A_s=Max\{1,41cm^2;1.53cm^2\}=1.53cm^2$

Choix : *3HA10* ($A_s=2.35cm^2$)

III.3.1.3.b. Ferraillage sur appuis

On a: $M_{au}^{max}=6.63\ kNm<M_{tab}=59.07kNm$

$\Rightarrow$L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire *($b_0$xh)* en flexion simple .

Tableau.III.10. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{tu}(kNm)	μ	μ_l	A_s'(cm^2)	α	Z(cm)	$\mu>u_l$	σ_s(MPa)	A_s(cm^2)
6.63	*0,022*	*0.392*	*0*	*0,03*	*17.78*	*oui*	*348*	*1.32*

Condition de non fragilité:

$$A_s^{\min} \geq 0{,}23 b_0 d \frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}26 cm^2 \quad \text{[BAEL,91]}$$

$A_s=1.32cm^2>A_s^{min}=0{,}26cm^2$

Choix : *3HA10 ($A_s=2.35cm^2$)*

III.3.1.3.c. Vérifications

a. Effort tranchant [BAEL,91]

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :$T_u^{max}=14.40kN$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = Min\left\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right\} = 3{,}33MPa. \qquad \textit{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0{,}666MPa < \bar{\tau}_u \qquad \textit{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

- **Appuis de rives**

Vérification de la compression du béton [BAEL,91]

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=*12.40kN* (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12.40.10^3}{0{,}9x120x180} = 0.64MPa < 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa \qquad \textit{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [BAEL,91]

$$A_s = 2.35cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}035cm^2 \qquad \textit{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression [BAEL,91]**
-

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9b_0 d} = \frac{14.40.10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}74MPa < 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa \qquad \textit{Vérifiée}$$

Vérification des armatures longitudinales [BAEL,91]

$$A_s = 2.35cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = -0.076 \qquad \textit{Vérifiée}$$

b. Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Vérification des contraintes du béton [BAEL,91]

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ *; b=65cm(travée) ; b_0=20cm(appuis) ; c=c'=2cm*

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Tableau.III.11: Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Travée	*6.80*	*2.35*	*3.91*	*8293.29*	*3.20*	*Vérifiée*
Appuis	*4.84*	*2.35*	*5.31*	*8881.93*	*2.89*	*Vérifiée*

c. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [DAR,96]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h=20cm ; b_0=12cm ; d=18cm ; L=3.96m ; M_{tser}=6.80kNm ; T_u^{max}=14.40kNm ; A_s=cm^2 ; fe=400MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0{,}050 < 0{,}0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}015 > 0{,}0105$ *non.vérifée*
- $\frac{h}{L} = 0{,}050 < 0{,}089$ *non vérifiée*

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [BAEL,91]

Tel que :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.792cm \qquad (L < 3.96m)$$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » [BAEL,91]

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » [BAEL,91]

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1{,}1I_0}{1+0{,}4\lambda_v\mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ ..... Pour la déformation différée.

$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau:

Tableau.III.12. calcul de la flèche

M(kN.m)	**A(cm²)**	**y (cm)**	**ρ**	**ß1**	**σs (MPa)**	**μ**	**λi**	**λv**
6,8	3,39	10,3011437	0,01569	0,836	133,30009	0,6488601	1,3384321	1.17
I (cm⁴)	**Ifi (cm⁴)**	**Ifv (cm⁴)**	**L(m)**	**fi (mm)**	**fv (mm)**	**Δf (mm)**	**fadm(mm)**	**Δf < fadm**
46465,228	27355,085	37934,1183	3,69	1,0523274	2,2765659	1,2242384	7,92	**cv**

d. Calcul des armatures transversales et l'espacement.

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance *FeE24 (fe=235MPa)*

$$\phi_t \le \min\left[\frac{h}{35} = 5.71\,\text{mm}\,;\phi_1 = 10\,\text{mm}\,;\frac{b_0}{10} = 12\,\text{mm}\right] = 5.71\,\text{mm}$$

On prend $\phi_t = 6\,\text{mm}$; on choisit A_t = 2T6 = 0.56 cm².

d) Espacement

$$S_t \le \min[0.9\,\text{d}\,;40\,\text{cm}] = 16.2\text{cm}$$

- **Selon le R.P.A 99**

$$A_{t\,\min} \le 0.003 S_t.b_$$

$$\Rightarrow S_t \ge \frac{A_t}{0.003.b} = 2.87\,\text{cm}$$ donc on adopte: S_t = 15 cm.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

* $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0.3\, f_{t28}.k\right)}{0.9.\, f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

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

$$\frac{0.56 \times 10^2}{120 \times 150} = 0.0031 \geq \frac{1.15(0{,}66 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = 0{,}0001 \qquad \text{(CV)}$$

* $A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$

$$A_t \geq A_{t\,min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \times 12 \times 15/400 = 0.18 cm^2$$

$A_t = 0{,}56 cm^2 \geq A_{tmin} = 0{,}18 cm^2$ (cv)

III.3.2- Calcul des dalles pleines

III.3.2.1- Définition

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

On distingue plusieurs types de dalle pleine de formes régulière et irrégulière.

III.3.2.2- Méthode de calcul

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

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

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

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

***Principe de calcul**

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

a) travail externe

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

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

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

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne

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

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

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

Dans notre structure, on à des dalles pleines de forme triangulaire, Pour la forme triangulaire, on distingue 1 seule type des dalles pleines:

- Type 1 : dalles pleines, triangulaire encastrée sur3 cotés de (0.5*2.13*3.34) m².

  * **Application**

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

  C'est-à-dire:

  $M_{ax}=M_{ay}=0.5M.$

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

III.3.2.3. Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

Tableau III.13.les actions sur la dalle

	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	6.95	1.5	11.63
ELS			8.45

a) Position des lignes de rupture:

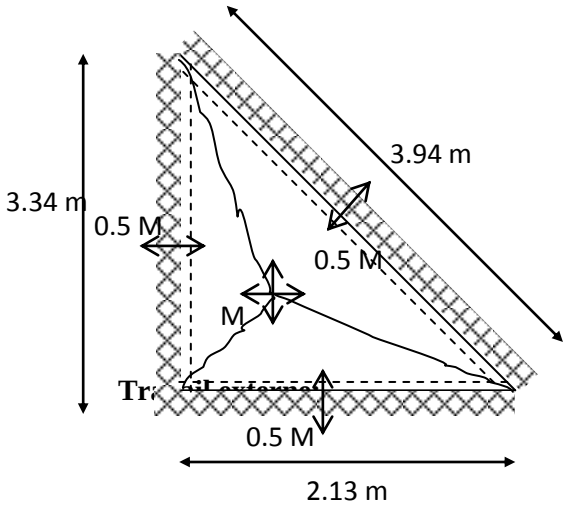


Fig. III.5. : Effort dans la dalle.

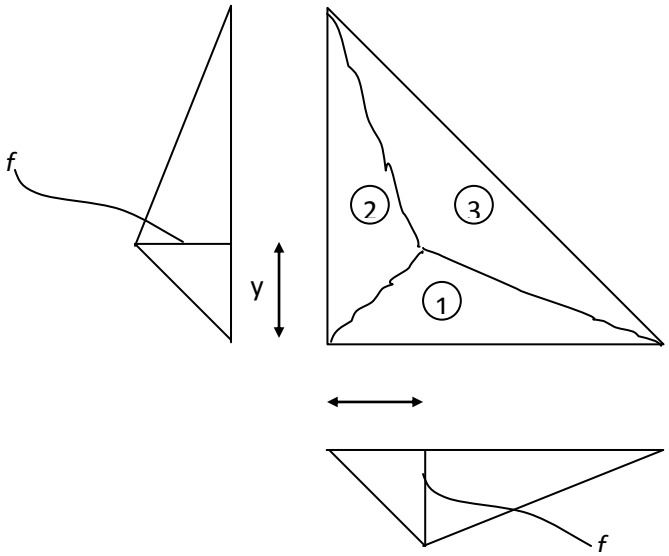


Fig. III.6. : déplacement des zones rigides

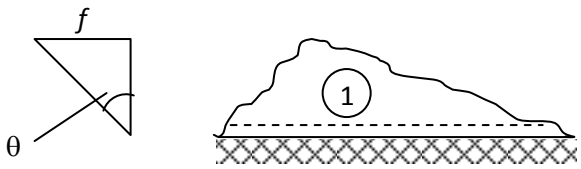
$$T_{ext}(1)=T_{ext}(2)= P_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot y \cdot \frac{f}{3}.$$

$$T_{ext}(3)= P_u \left[\frac{L_x L_y}{2} - \left(\frac{L_y x}{2} + \frac{L_x y}{2} \right) \right] \cdot \frac{f}{3}$$

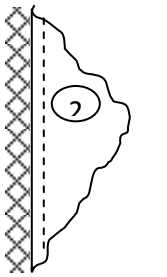
$$\sum T_{ext} = \frac{P_u \cdot f}{3} \left[\frac{L_x L_y}{2} \right] = 1.18 P_u . f$$

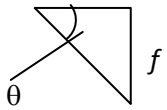
Travail interne:

$T_{int}(1)=\frac{M\cdot f}{y}\cdot L_x+0.5M\cdot\frac{f}{y}\cdot L_x=1.5.\ \frac{M\cdot f}{y}\cdot L_x$

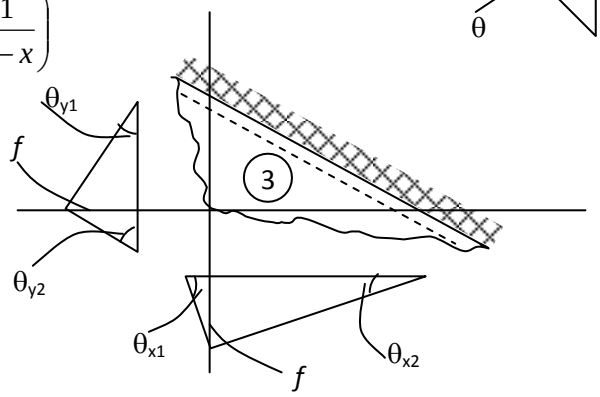


$T_{int}(2)=\frac{M\cdot f}{x}\cdot L_y+0.5M\cdot\frac{f}{x}\cdot L_y=1.5\ \frac{M\cdot f}{x}\cdot Ly$





$T_{int}(3)=Mf\ \left(\frac{3.195}{3.34-y}+\frac{5.01}{2.13-x}\right)$



$$\sum T\text{ int }=1.5M\cdot f\left[\frac{2.13}{y}+\frac{3.34}{x}\right]+M\cdot f\cdot\left(\frac{3.195}{3.34-y}+\frac{5.01}{2.13-x}\right)$$

Avec un travail virtuel :

$\sum T_{ext}=\sum T_{int}$ et L_x=2.13m et L_y=3.34m.

On obtient: $P_u=\left[\frac{2.7}{y}+\frac{4.24}{x}+\frac{2.7}{3.34-y}+\frac{4.24}{2.13-x}\right]M$

$\frac{dp}{dy}=0\Rightarrow y=1.66m$ et donc M=1.04 KN.m

III.3.2.4. Calcul du ferraillage

ρ=Lx/Ly=2.13/3.34 =0.63

et $0.4 < 0.63 \leq 1$ donc la dalle travaillant suivant les deux direction.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

dx=h-e-Ø/2=12.90 cm

dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=11.70 cm

Tableau III.14.Calcul des sections de la dalle pleine

		M_u (kN.m)	μ	B	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{choisi}	A_{final} (cm^2)
Suivant x	**travée**	1.04	0.004	0.898	0.257	1.5	4HA10	3.14
	appuis	0.52	0.002	0.925	0.125	1.5	4HA10	3.14
Suivant y	**travée**	1.04	0.005	0.888	0.287	1.5	4HA10	3.14
	appuis	0.52	0.002	0.925	0.138	1.5	4HA10	3.14

III.3.2.5 Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peu nuisible

Tableau III.15.Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		Suivant Y	
	Mt	**Ma**	**Mt**	**Ma**
Mser (kN.m)	0.755	0.375	0.755	0.375
σb (MPa)	15			
y1 (cm)	3.046	3.046	2.882	2.882
IG (cm^4)	5515.51	5515.51	4469.43	4469.43
K (N/cm^3)	13.68	6.79	16.89	8.39
σ_b (MPa)	0.41	0.20	0.48	0.24
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui		Oui	

III.3.2.6. Condition d'espacement

(**Appuis et travée**) : St=100/4=25 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III.3.2.7. Vérification au cisaillement

Tableau III.16. Vérification au cisaillement

	Suivant X	Suivant Y
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{11.63*2.13*3.34}{2*3.34+2.13} = 7.56\ kN$	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{11.63*2.13*3.34}{3*3.34} = 8.25\ kN$
τu	$\frac{7.56*10^3}{1000*129} = 0.058\ MPa$	$\frac{8.25*10^3}{1000*117} = 0.070\ MPa$
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0.07*fcj}{\gamma_b} = \frac{0.07*25}{1.5} = 1.16\ MPa$	
$\tau u \leq \overline{\tau_u}$	Oui	Oui

III3.2.8. Vérifications préliminaires de la flèche

Mx=Pu*Lx²/8=6.59 (KN.m)

Tableau III.17. Vérification de flèche de la dalle

1ere condition			2eme condition		
h/Lx	$M_t/(20M_x)$	$h/Lx \geq M_t/(20M_x)$	$\rho = A_t/(b * d)$	$2/f_e$ (MPa)	$\rho \leq 2/fe$
0.070	0.007	Oui	0.002	0.005	CV

III.4. les escaliers

III.4.1. Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposes en gradins, afin de permettre aux Usagers du bâtiment de se déplacer a pied d'un niveau a un autre, un escalier sert donc a Monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que Possible et sans danger.

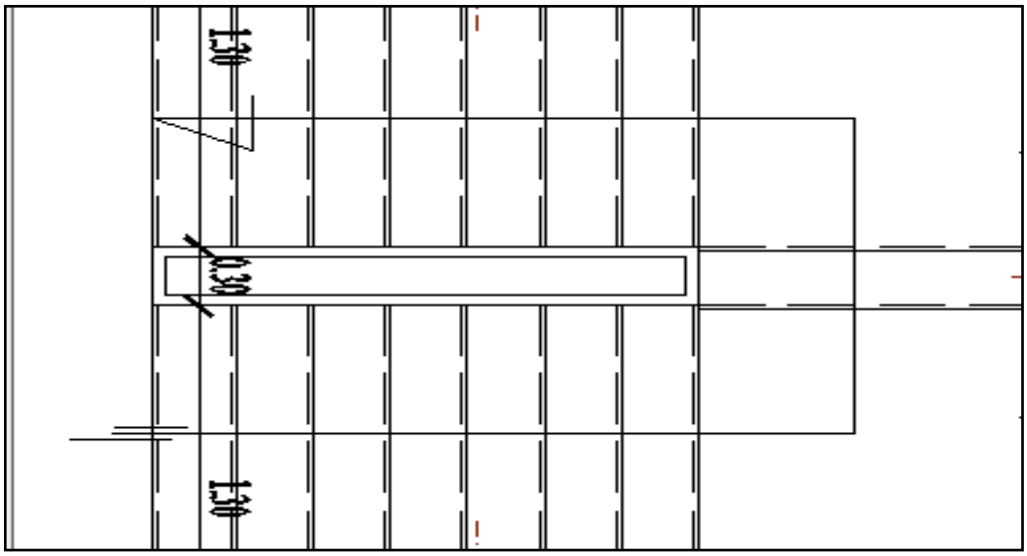


Figure III.7. Représentation d'un escalier

III.4.2. Dimensionnement:

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

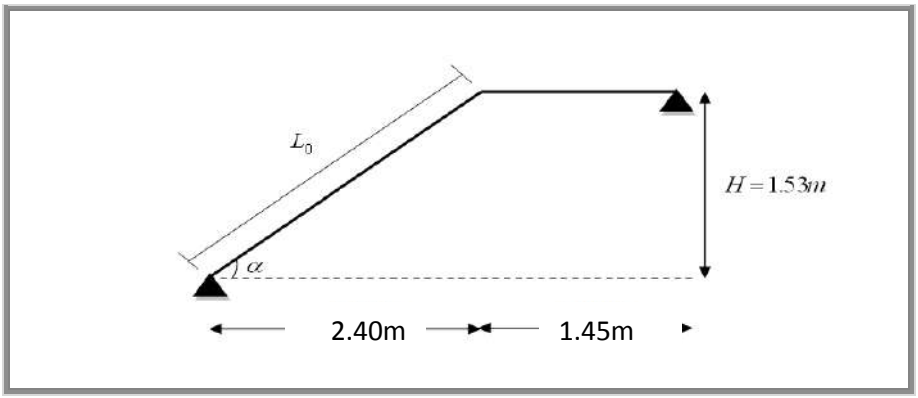


Figure III.8.Dimensions de l'escalier

L'angle d'inclinaison α:

$$tg\alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 32.52^0$$

Longueur de la paillasse

$$L_0 = \frac{H}{Sin\alpha} \Rightarrow L_0 = 2.84m$$

On utilisant la formule de Blondel **:**
pour déterminer g, h, n.

Avec: g: largeur de la marche.
h: hauteur de la contremarche.
n: le nombre de contremarches.

$$59cm \le g + 2h \le 66cm,$$

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

Détermination de n, g, h :

Et puisque (H= 1.53m , L= 2.40m)

X=g+2h→ 2H. (n-1)+n .L=x .n. (n-1)

On pose:

$x.\ n^2-(x+2H+L).n+2H=0$…… (*)

Pour la formule général (*):

59cm≤g+2h≤64cm on prend:

g+2h=64cm

$64n^2-(64+2.153+240).n+2.153\leq 0 \rightarrow 64\,n^2-610n+306=0 \rightarrow n=9$

$-59n^2+(59+2.153+240).n-306\geq 0 \rightarrow -59n^2-605n-306=0 \rightarrow n=9.72$

Donc $9<n<9.72$

$$59\leq g+2h\leq 64$$

$$59\leq 64\leq 64 \quad cv$$

Donc on prend : n=9

Nombre de marches $n-1=8$

Nombre de contremarches $n=9$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1}=\frac{240}{8}=30 \Longrightarrow g=30cm$

On prend g=30 cm

- ✓ <u>Epaisseur de la paillasse:</u>

$L_0=\sqrt{2.40^2+1.53^2}=2.85m$

l =2.85+1.45 = 4.30 m

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

$\frac{l}{35}\leq e\leq \frac{l}{30}\Rightarrow 12.28\leq e\leq 14.33$

On adopte: **e = 15cm**

III.4.3.Evaluation des charges et surcharges

III.4.3.A. Charges permanentes

Tableau III.18. : G 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	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre du palier**	0.15	25	3.75
5	**Enduit ciment**	0.02	18	0.36
			TOTAL	**5.49**

Tableau III.19.G 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	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Poids propre de la paillasse**	0.15 / cos α	25	4.44
5	**Poids des marches**	0.17 / 2	25	2.125
6	**Enduit ciment**	0.02	18	0.36
			TOTAL	**8.30**

III.4.3.B. Charge d'exploitation

Q = 2.5KN/m2

III. 4.3.C Détermination des efforts

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

A l'E.L.S: P_{ser} = G + Q

Tableau III.20. Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.30	2.5	14.95	10.80

A l'E.L.U:

$\sum F = 0$

$R_a + R_b = 58.64kN$

$\sum M/A = 0$

$R_a = 31.14$ kN et $R_b = 27.50$kN

$(0 \leq x \leq 2.84)$

Moment fléchissant : $M(x) = 31.14\,x - 14.95.x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 31.14\text{-}14.95x$

$M(0) = 0$ KN.m ; $T(0) = 31.14$ kN

$M(2.84) = 28.14$kN.m ; $T(2.84) = -11.32$ kN

$T(x) = 0 \rightarrow x = 2.08$

$M(2.08) = M_0 = 32.43$ kn .

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

Mt=0.85Mo=0.85*32.43=27.56 KN.m

Ma=Mb=0.5 Mo=0.5*32.43=16.22 KN.m

$(0 \leq x \leq 1.45)$

Moment fléchissant : $M(x) = 27.5x - 11.16x^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 27.5\text{-}11.16x$

$M(0) = 0$kN.m; $T(0) = 27.50$kN.m

$M(1.45) = 28.14$ KN.m; $T(1.45) = 11.32$kN .m

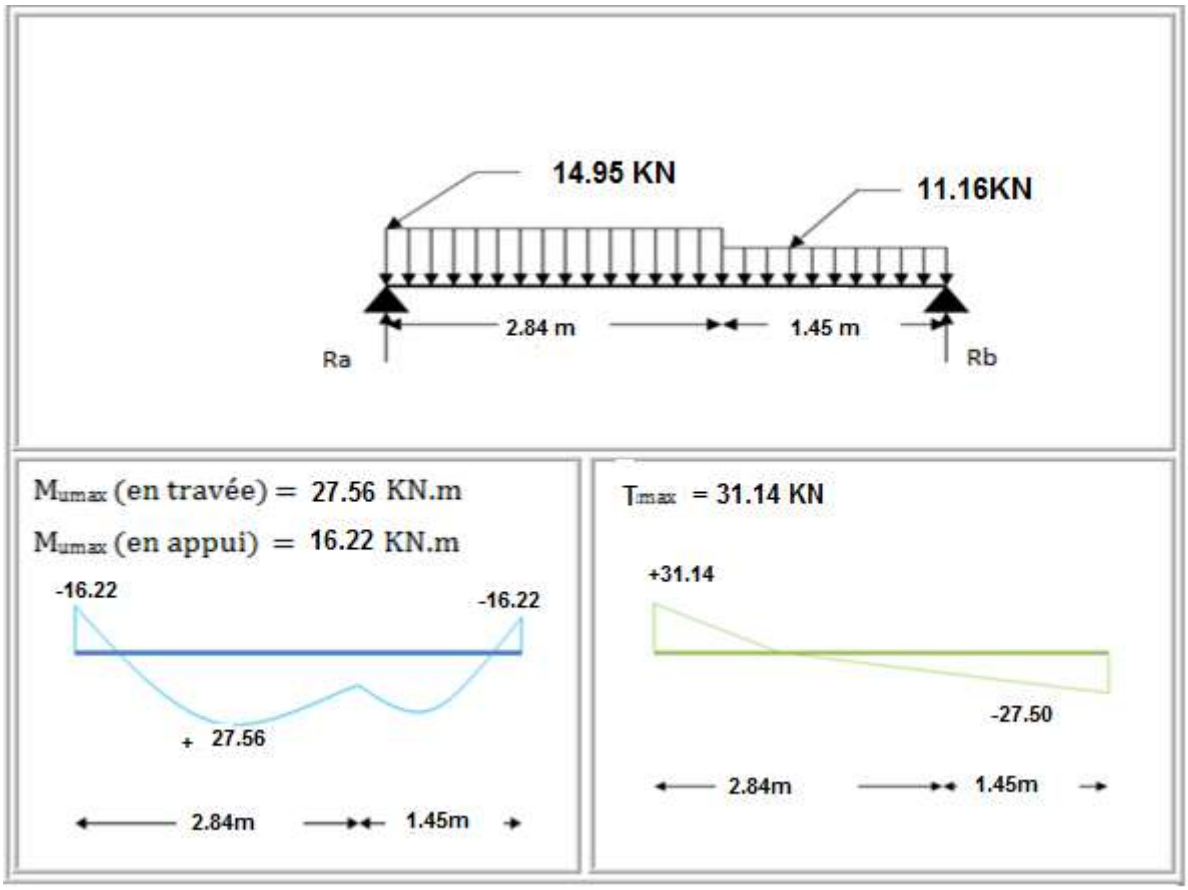


Figure III.9. Schéma statique des efforts du l'escalier a L'ELU.

- **A l'E.L.S :**

$$\sum F = 0$$

$R_a + R_b = 42.26$ kN

$$\sum M/A = 0$$

$R_a = 22.48$kN et $R_b = 19.78$ kN

$(0 \leq x \leq 2.84)$

Moment fléchissant : $M(x) = 22.48x - 10.80x^2/2$

Effort tranchant: $T(x) = 22.48 - 10.80x$

$M(0) = 0$ KN.m ; $T(0) = 22.48$ kN

$M(2.84) = 20.29$ KN.m ; $T(2.84) = -8.19$ Kn

$T(x) = 0 \rightarrow x = 2.08$m

$M(2.08) = M_0 = 32.43$ kn .

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

$Mt = 0.85Mo = 0.85 * 32.43 = 27.56$ KN.m

Ma=Mb=0.5 Mo=0.5*32.43 =16.22 KN.m

$(0 \leq x \leq 1.45)$

Moment fléchissant : $M(x) = 19.78x - 7.99x^2/2$

Effort tranchant: $\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = 19.78 - 7.99x$

M (0) = 0 KN.m; T (0) = 19.78 kN

M (1.45) =11.38 KN.m; T (1.45) =8.19 kN

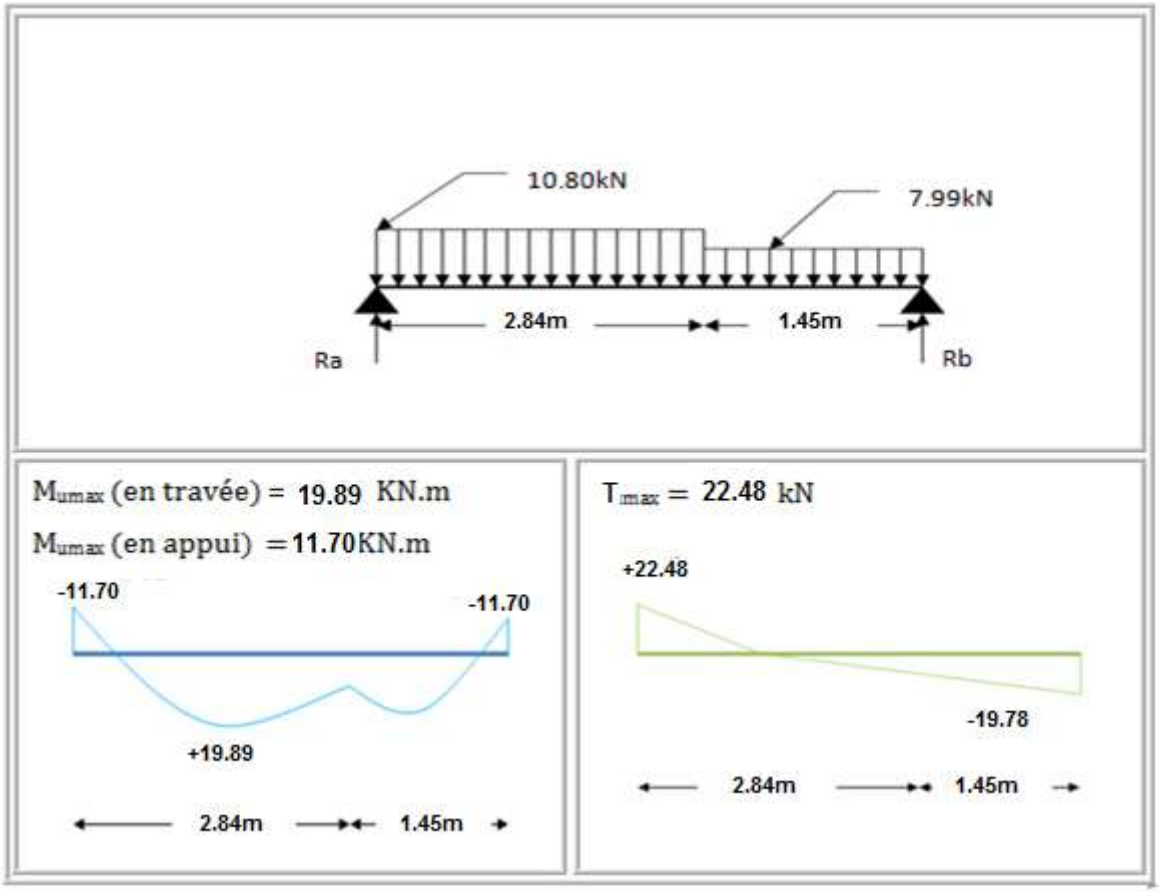


Figure III.10. Schéma statique des efforts du l'escalier à L'ELS

III.4.4. Ferraillage des escaliers

Tableau III.21. Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	27.56	0.134	0.928	7.11	0	7HA12= 7.92
En appuis	16.22	0.079	0.958	4.05	0	6HA10= 4.71

III.4.4.A. Condition de non fragilité

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

En travées: $A = 7.92\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

.

En appuis : $A = 4.71\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\,cm^2$ (c.v)

III.4.4.B. Les armatures de répartition

Tableau III.22. Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	4HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18$	5 HA 6 = 1.41 cm²

III.4.4.C. Vérification de l'espacement

Tableau III.23. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ min[3h=45cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm
En appuis	St=17cm ≤ min[4h=60cm;45cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h=72cm;45cm]=33cm

III.4.4.D. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{31.14\times10^3}{1000\times130} = 0.24\text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.24\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} \qquad \text{(c.v)}$$

III.4.4.E. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6\times25 = 15\,\text{MPa}$$

Tableau. III.24. Vérification à l'E.L.S

	En travées	**En appuis**
A (cm²)	7.92	4.71
M_{ser} (kN.m)	19.89	11.70
Y (cm)	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.50$	$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.64$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11620.8$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 7797.24$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b (Mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 7.70$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 5.46$
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	CV	CV

III.4.4.F. Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \ge \frac{1}{20}\times\frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{429} = 0.035 \ge \frac{27.56}{20\times32.42} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.92}{100\times13} = 0.006 \le \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \le \overline{f}$: $\overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \le 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \ge 5m \end{cases}$

Tableau .III.25. Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	**M (KN.m)**	**ρ**	**σs (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0 (cm^4)**
7.92	27.56	0.006	267.67	0.57	8.44	20487.31
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**$\Delta F < F_{adm}$**
7524.55	12533.95	2.09	4.97	2.88	8.58	CV

III.4.5. Calcul de la poutre palière

La poutre palière est considérée comme une poutre encastrer sur les deux poteau elle est de section ***(b×h)***.

a) Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur ***L=2.90m***

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33cm < h < 29cm$$

On prend : ***h=30cm et b=30cm***

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

$b \ge 20cm$ ➔ $On : b = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$h \ge 30cm$ ➔ $On : h = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} \le 4$ ➔ $On : \frac{30}{30} = 1$ ……**Condition vérifié**

b) Evaluation des charges

Les réactions d'appuis de l'escalier (au niveau de la poutre palière):
Ru = 31.14KN ; R_{ser} = 22.48KN
Poids propre de la poutre: 0.30×0.30× 25 = 2.25 KN/ml

Combinaison de charge à E L U

$$P_U = 1.35(G_P + R_P) \quad \rightarrow \quad P_U = 45.07 KN/mL$$

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} \quad \rightarrow R_A = R_B = \frac{45.07 \times 2.90}{2} = 65.35KN$$

$$M_{0u} = \frac{P_u.L^2}{24} = 15.80 KN/m \quad \rightarrow \quad Mt_u = 0.85 M_{0u} = 13.42 KN/m$$

$$\rightarrow \quad Ma_u = 0.6 M_{0u} = 9.48 KN/m$$

ELS :

$$P_{ser} = G_P + R_P \quad \rightarrow \quad P_{ser} = 24.73 KN/mL$$

$$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{24} = 8.67 KN/m \rightarrow Mt_{ser} = 0.85 M_{0u} = 8.37 KN/m$$

$$\rightarrow \quad Ma_{ser} = 0.6 M_{0ser} = 6.13 KN/m$$

c) Ferraillage

On suppose que les appuis de rive sont semi encastrés :

En travée : Mt = 0,85 Mu =13.42 kNm

Sur appui : Ma = 0,6 Mu = 9.48 kNm

Donnés : b×h =30×30 cm^2 ,d= 0,9 h = 27 cm , c= 2cm , f_{c28} = 25 Mpa

Tableau .III.26. calcul A_s et choix des barre en travée et en appui.

	Mu (Kn.m)	**fc28 (MPa)**	**Fe (MPa)**	**e(cm)**	**A's(cm²)**	**As(cm²)**	**Choix des barre**	**As ;adopté (cm²)**
En travée	30.54	25	400	2	0	1.50	3HA10	2.35
En appui	17.96				0	1.30	3HA10	2.35

Vérification à ELS

a) Condition de non fragilité :

Amin > $\frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e}$ = 0,97 cm² [BAEL,91]

En travée: $A_S = 1.50\ cm^2 \geq A_S\ min$ vérifiée

Sur appui : $A_S = 1.30\ cm^2 \geq A_S\ min$ vérifiée

La contrainte admissible du béton

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28}$ ➔ $\overline{\sigma_b} = 15MPA$

En travée :

$M_{ser} = 0.875 \times M_{\max}$ ➔ $M_{ser} = 13.42KN.m$

Détermination de la position de l'axe neutre ***Y=?***

$by^2 + 30(As + As')y - 30(d.As + d'.As') = 0$ ➔ $30y^2 + 70.5y - 1903.5 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 483.18$ $y = 6.88cm$

$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15[As(d - y^2) + As(y - d')^2]$ ➔ $I = 17528.41cm^4$

$K = \frac{Mser}{I} = \frac{13.42 \times 10^{-3}}{17528.41 \times 10^{-8}}$ ➔ $K = 76.56\,KN/m^3$

$\sigma_{bc} = K \times y = 76.56 \times 0.0688$ ➔ $\sigma_{bc} = 5.27MPa$ ……*Condition vérifiée*

$\sigma_s = \eta \times K \times (d - y) = 15 \times 76.56 \times (0.27 - 0.0688)$ ➔ $\sigma_s = 231.05MPa$ ……*Non vérifier*

On calcul μ

Mser=13.42KN.m $\overline{\sigma_s} = 201.633MPa$ *b=30cm d=27cm h=30cm*

$$\mu = \frac{30Mser}{bd^2.\overline{\sigma_s}} = \frac{30\times13.42\times10^{-3}}{0.3\times(0.27)^2\times201.633} \rightarrow \mu = 0.091 \quad \alpha = 0.119$$

Calcul de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{\alpha}{1-\alpha}\right]\times\left[\frac{\overline{\sigma_s}}{\eta}\right] = \left[\frac{0.119}{1-0.119}\right]\times\left[\frac{201.633}{15}\right] \rightarrow \sigma_{bc} = 1.82MPa$$

$$As_{\min} = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{0.3\times(0.27)\times(0.119)^2}{30(1-0.119)} \rightarrow As=0.43cm^2$$

On prendre : $As = 2.35cm^2$ ➔ $3HA10$

Sur appuis :

$M_{ser} = 0.6\times M_{\max}$ ➔ $M_{ser} = 8.37KN.m$

Détermination de la position de l'axe neutre **Y=?**

$by^2 + 30(As + As')y - 30(d.As + d'.As') = 0$ ➔ $y = 6.88cm$

$$I = \frac{b\times y^3}{3} + 15\left[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2\right] \rightarrow I = 17528.41cm^4$$

$$K = \frac{Mser}{I} \rightarrow K = 47.75$$

$\sigma_{bc} = K\times y = 47.75\times0.0688$ ➔ $\sigma_{bc} = 3.30MPa$ *……Condition vérifiée*

$\sigma_s = \eta\times K\times(d-y) = 15\times47.75(0.27-0.0688)$ ➔ $\sigma_s = 144.11MPa$ *... Non vérifier*

On calcul μ

Mser=8.37 KN.m $\overline{\sigma_s} = 201.633MPa$ *b=30cm d=27cm h=30cm*

$$\mu = \frac{30Mser}{bd^2.\overline{\sigma_s}} = \frac{30\times8.37\times10^{-3}}{0.3\times(0.27)^2\times201.633} \rightarrow \mu = 0.0.57 \quad \alpha = 0.0.73$$

Calcul de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \left[\frac{\alpha}{1-\alpha}\right]\times\left[\frac{\overline{\sigma_s}}{\eta}\right] = \left[\frac{0.073}{1-0.0.73}\right]\times\left[\frac{201.633}{15}\right] \rightarrow \sigma_{bc} = 1.06MPa$$

$$As_{\min} = \frac{bd\alpha^2}{30(1-\alpha)} = \frac{0.3\times(0.27)\times(0.119)^2}{30(1-0.119)} \rightarrow As = 0.43cm^2$$

On prendre : $As = 2.35cm^2$ ➔ $3HA10$

a)Armatures transversales :

$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}\right\}$ ➔ $\phi \le \min\{8.5,\ 10,\ 30\}$ *Soit* $\phi = 8mm$

Espacement st :

- $st = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ➔ $st = 10cm$ *Zone nodale*
- $st = \min\{, 10\phi, 15cm\}$ ➔ $st = 8cm$ *Zone courant*

***Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d}$$

Les données :

$Vu = R_A = 65.35KN$ $b = 30cm$ $d = 27cm$

$\tau_u = 0.806MPa$

Contraint tangente ultime :

La contrainte tangente ultime $\overline{\tau_u}$ *a pour valeur :*

$$\tau \le \overline{\tau_u} = Min\left[0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right] Et\ f_{cj} \le 40MPa$$

$$\tau \le \overline{\tau_u} = Min\left[0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4MPa\right] Et\ f_{cj} \le 40MPa$$

$\tau \le \overline{\tau_u} = Min[2.5; 4MPa]$ ➔ $\tau = 0.806 < \overline{\tau_u} = 2.5MPa$

Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{100 \times 30} = 0.0008 < \frac{4.2}{F_e} = 0.0105 \text{.....condition vérifiée}$$

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1.INTRODUCTION

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, notre projet est représenté ci-dessous. .

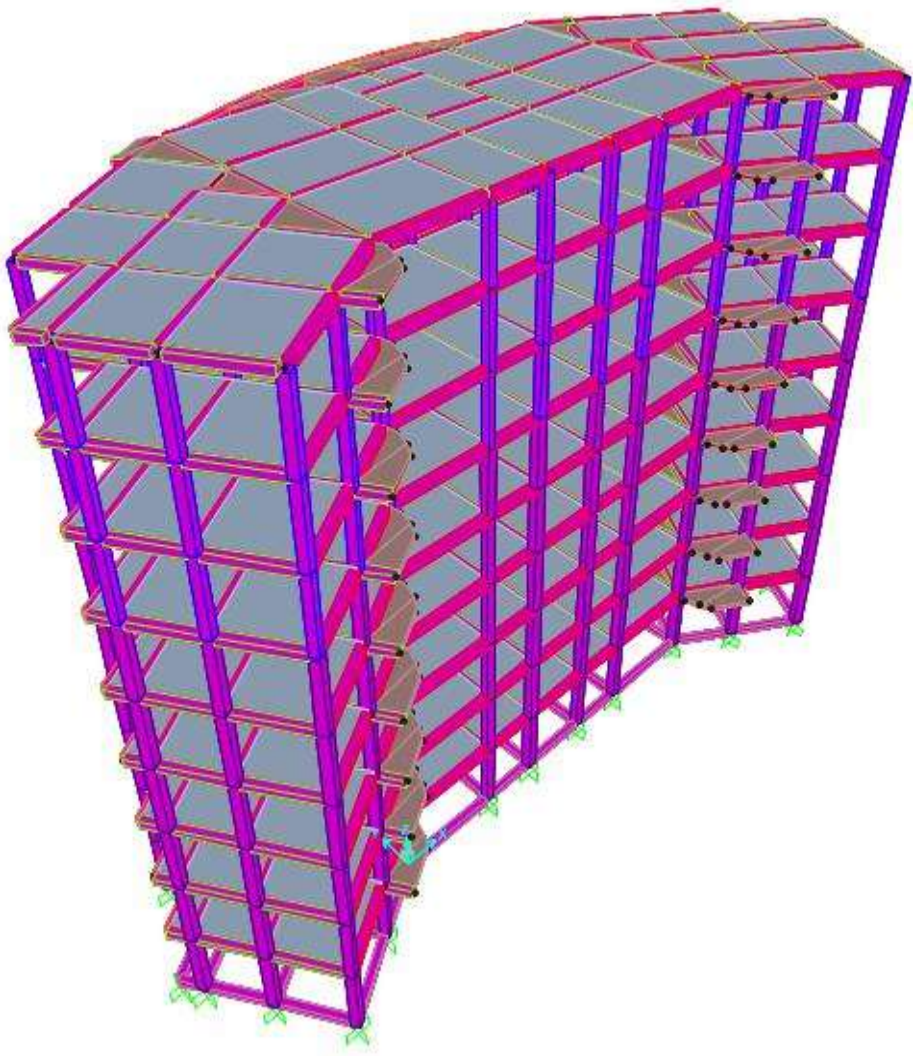


Figure IV-1- Structure auto stable en 3D

IV.2.CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE

Tout projet présentant un certain déséquilibre en présence des escaliers, des patios, des décrochements horizontaux et verticaux, ces éléments nous oblige à équilibrer la structure à calculer, à cet effet le calcule de centre de masse et le centre de torsion ,nous permet de voir la structure dans quel sens peut subir la rotation en étant auto stable .

IV.2.1. Centre de masse

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\Sigma Wi \times Xi}{\Sigma Wi} \quad ; \quad Y_G = \frac{\Sigma Wi \times Yi}{\Sigma Wi}$$

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.

IV.2.2. Centre de torsion

Le centre de rigidité est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participent dans la rigidité, tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc

De l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement a la force et sans rotation.

- tout 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 repère dans le même système d'axe choisi, il est défini

Par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\Sigma IyGi \times Xi}{IyGi} \quad ; \quad Y_T = \frac{\Sigma IxGi \times Yi}{IxGi}$$

Avec :

IXG i, IYG i l'inertie suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).

Xi, Yi les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

XT ,YT les coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère globale.

Note :

Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus. les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre elles il y a des mouvements de translations et rotations dans les deux sens.

IV.2.3. Excentricités

1- Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculer comme suit :

$$Ex = |X_T - X_G|; E_y = |Y_T - Y_G|$$

2- Excentricités accidentelles (additionnelles) [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- excentricité théorique résultant des plans

$$Ex = 0.05\ L_x \quad ; \quad E_y = 0.05\ L_y$$

IV.3.Les disposition des voiles

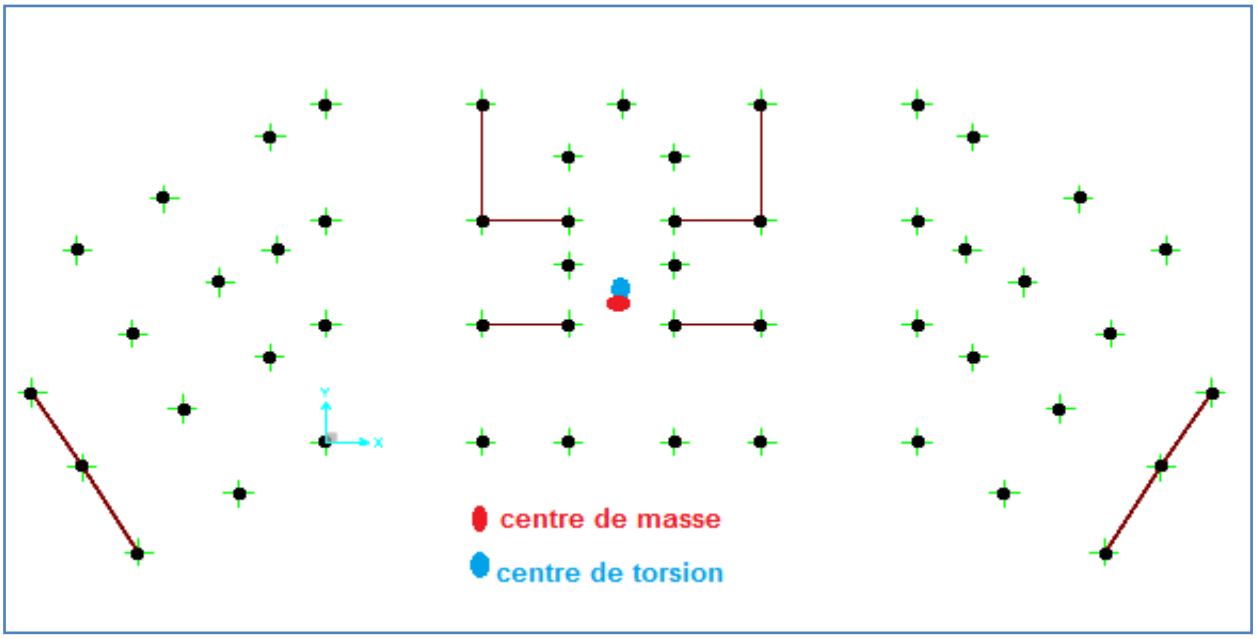


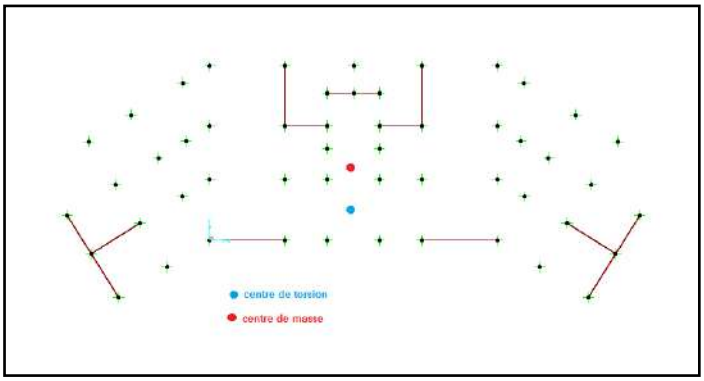
Figure IV .2. équilibrer de la structure

-Vue que notre structure est symétrique dans 1 sens, le centre de masse et le centre de torsion sont dans le même axe.

-Faire plusieurs disposition des voiles on a choisir les cinq meilleures dispositions afin d'opter pour la meilleur qui doit assurer une sécurité, une stabilité enfin une économie.

1ere disposition :

Tableaux .IV. 1 : période et rotation de1 ère disposition

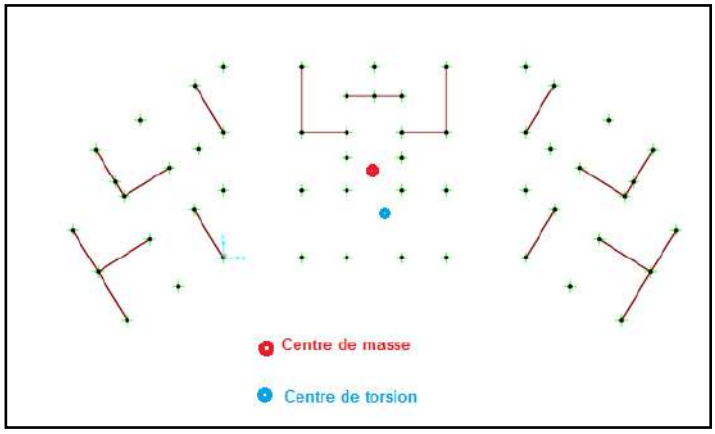


Les modes	Période (sec)	R_X%	R_Y%	R_Z%
Mode 01	0.69	0.015	0.0005	70
Mode 02	0.64	31.67	0.0006	70
Mode 03	0.62	31.70	13.27	70

Figure IV-3-1 ère disposition des voile

2eme disposition :

Tableaux .IV. 2 : période et rotation **de** 2 éme disposition

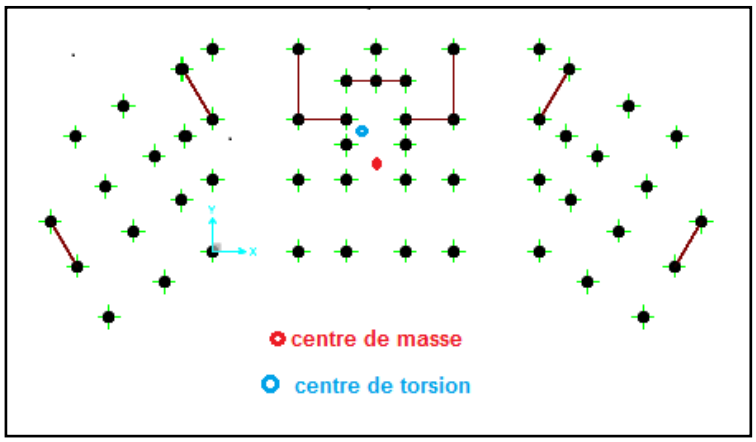


Les modes	Période (sec)	R_X%	R_Y%	R_Z%
Mode 01	0.50	32.99	0. 0035	0. 012
Mode 02	0.48	33.01	10.50	14.1
Mode 03	0.43	33.01	13.65	67.97

Figure IV-4-2 éme disposition des voiles

3eme disposition :

Tableaux. IV. 3 : période et rotation 3 éme disposition

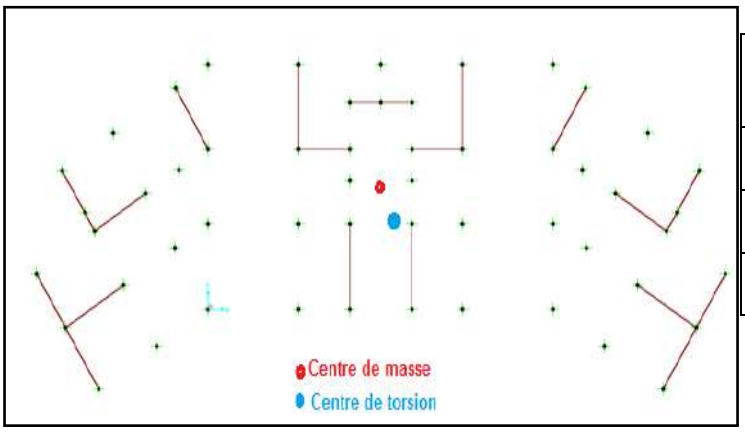


Les modes	Période (sec)	R_X %	R_Y%	R_Z%
Mode 01	0.59	31.86	0.00010	0. 01
Mode 02	0.52	31.86	3.71	48.25
Mode 03	0.45	31.86	14.45	67.79

Figure IV-5-3 éme disposition des voiles

4eme disposition :

Tableaux. IV. 4 : période et rotation de4 éme disposition

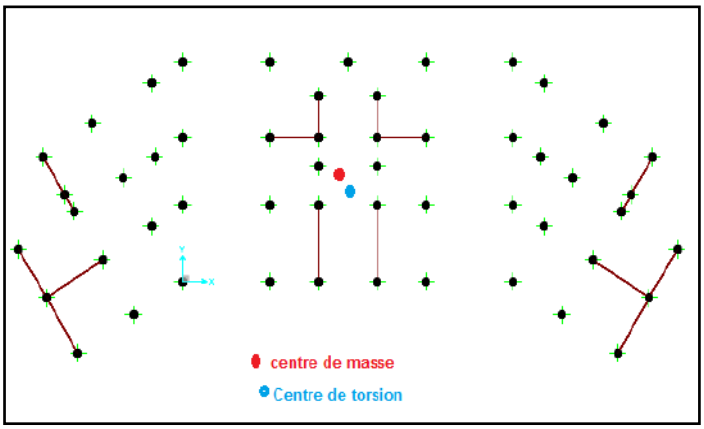


Les modes	Période (sec)	R_X%	R_Y%	R_Z%
Mode 01	0.59	0.0078	12.44	4
Mode 02	0.49	32.45	12.44	4
Mode 03	0.47	32.51	13.44	67.80

Figure IV-6-4 éme disposition des voiles

5emedisposition :

Tableaux .IV .5 : période et rotation de 5 éme disposition



Les modes	Période (sec)	R_X%	R_Y%	R_Z%
Mode 01	0.49	0. 0023	12.79	3.78
Mode 02	0.46	32.85	12.80	3.97
Mode 03	0.45	32.98	13.74	68.10

Figure IV-7-5 éme disposition des voiles

On a opté pour la 5éme disposition qui nous ensemble la meilleure pour la sécurité , stabilité et l'économie

IV.4.Calcul d'excentricité selon [RPA version 2003 Art 3.5.1-a]

-. À 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 = 37,54 m
Largeur du bâtiment = 16,27 m

Tableau. IV .6- centre de masse et centre de rigidité

Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
27,54	5,592E+04	2,773E+05	9,497	4,509	4799,123	9,150	4,579
24,48	7,394E+04	4,577E+05	9,596	4,477	5016,878	9,148	4,437
21,42	1,118E+05	8,596E+05	9,687	4,091	5021,184	9,150	4,433
18,36	1,842E+05	1,259E+06	9,688	4,063	5090,351	9,150	4,432
15,3	2,626E+05	1,928E+06	9,708	3,922	5159,044	9,150	4,431
12,24	3,868E+05	2,993E+06	9,728	3,731	5159,044	9,150	4,431
9,18	6,121E+05	5,052E+06	9,753	3,544	5159,044	9,150	4,431
6,12	1,129E+06	1,040E+07	9,790	3,396	5159,044	9,150	4,431
3,06	1,685E+06	3,157E+07	9,744	6,030	5148,447	9,150	4,427

Tableau .IV.7 - excentricité

Excentricité		
Niveau (m)	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**
27,54	0,347	0,070
24,48	0,448	0,040
21,42	0,537	0,342
18,36	0,538	0,369
15,3	0,558	0,509
12,24	0,578	0,700
9,18	0,603	0,887
6,12	0,640	1,035
3,06	0,594	1,603

Tableau. IV.8. Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	e_x (m)	e_y (m)
27.54	37,54	16,27	1.87	0.81
24.48	37,54	16,27	1.87	0.81
21.42	37,54	16,27	1.87	0.81
18.36	37,54	16,27	1.87	0.81
15.30	37,54	16,27	1.87	0.81
12.24	37,54	16,27	1.87	0.81
9.18	37,54	16,27	1.87	0.81
6.12	37,54	16,27	1.87	0.81
3.06	37,54	16,27	1.87	0.81

Tableau .IV.9. Excentricité totale

Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
	$E_{X.théo}$ (m)	$E_{X.acc}$ (m)	$E_{X.tot}$ (m)	$E_{Y.théo}$ (m)	$E_{Y.acc}$ (m)	$E_{Y.tot}$ (m)
27.54	0,347	1.87	2.217	0,070	0.81	0.88
24.48	0,448	1.87	2.318	0,040	0.81	0.85
21.42	0,537	1.87	2.407	0,342	0.81	1.152
18.36	0,538	1.87	2.408	0,369	0.81	1.179
15.30	0,558	1.87	2.428	0,509	0.81	1.319
12.24	0,578	1.87	2.448	0,700	0.81	1.51
9.18	0,603	1.87	2.473	0,887	0.81	1.697
6.12	0,640	1.87	2.51	1,035	0.81	1.845
3.06	0,594	1.87	2.464	1,603	0.81	2.413

IV.5. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.5.1.Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Donc selon le RPA 99 v2003 [Art 4.1.2], on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale. (Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v17")

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale [RPA99 version 2003 Art 4.3.7]

IV.5.2.1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.5.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v17" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left[1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right] & \rightarrow \quad 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & \rightarrow\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow \quad T_2\le T\le 3s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\dfrac{Q}{R}\right) & \rightarrow \quad T\ge 3s\end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : [RPA99 version 2003 Tab4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone IIb, groupe d'usage 2) A= 0.20

b) Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7\,; \qquad \xi=7\% \qquad \Rightarrow \eta=0.882$$

c) Coefficient de comportement R :

R=3,5 (portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide).

Tableau. IV.10. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges		Sollicitations dues aux charges	
	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (%)
27.54	78,672	21,328	69,184	30,816
24.48	77,023	22,977	55,123	44,877
21.42	76,920	23,080	40,954	59,046
18.36	79,154	20,846	49,676	50,324
15.30	79,231	20,769	43,325	56,675
12.24	79,321	20,679	37,873	62,127
9.18	79,465	20,535	31,983	68,017
6.12	79,646	20,354	24,850	75,150
3.06	79,861	20,139	17,258	82,742

Tableau. IV.11. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges		Sollicitations dues aux charges	
	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
27.54	71,306	28,694	37,510	62,490
24.48	69,266	30,734	30,276	69,724
21.42	69,204	30,796	21,715	78,285
18.36	71,992	28,008	27,691	72,309
15.30	72,109	27,891	23,661	76,339
12.24	72,241	27,759	20,303	79,697
9.18	72,281	27,719	19,636	80,364
6.12	72,646	27,354	14,219	85,781
3.06	75,174	24,826	14,260	85,740

d) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : - la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent- la régularité en plan et en élévation - la qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$\mathbf{Q} = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée dans le tableau du RPA (Tab 4.4).

Tableau .IV.12. : Détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	**Valeur**	**Observé**	**Valeur**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

e. périodes caractéristiques[RPA2003 : Tab.4.7.]

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

IV.5.2.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

1-Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

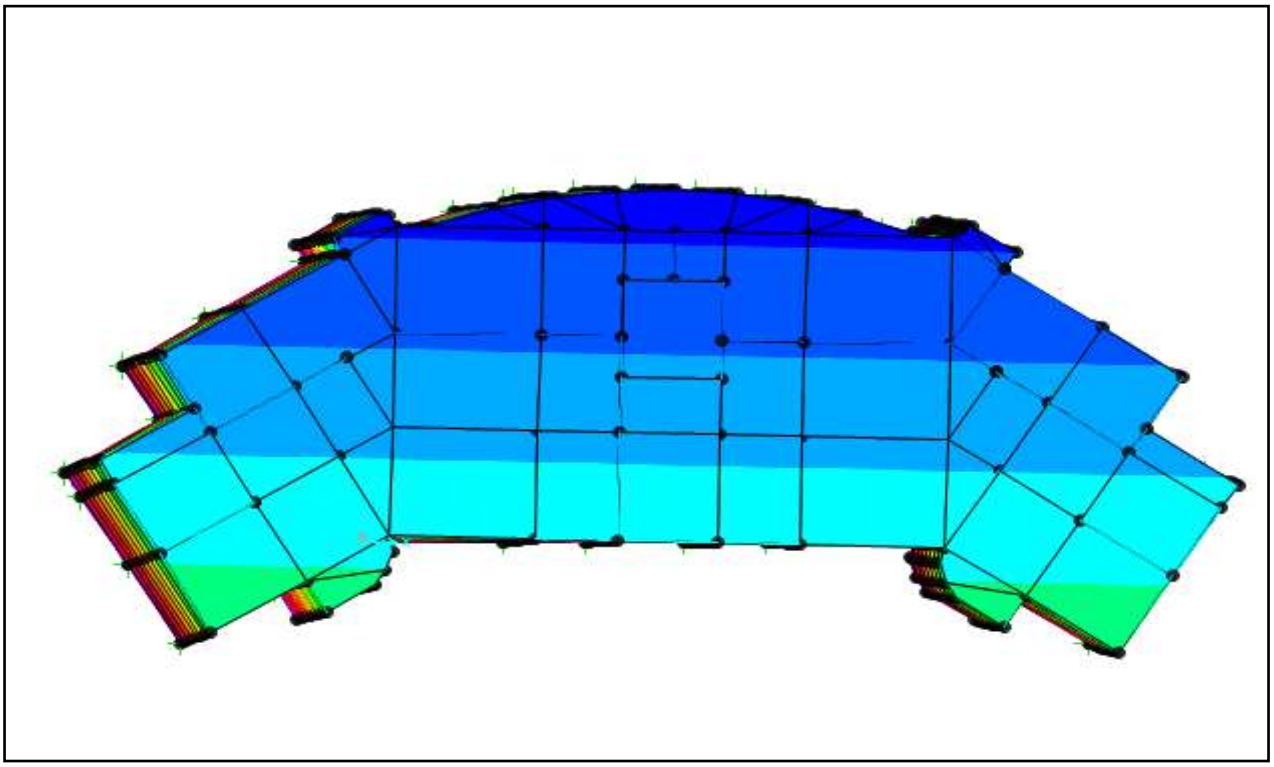


Figure IV.9. Comportement du 1er mode

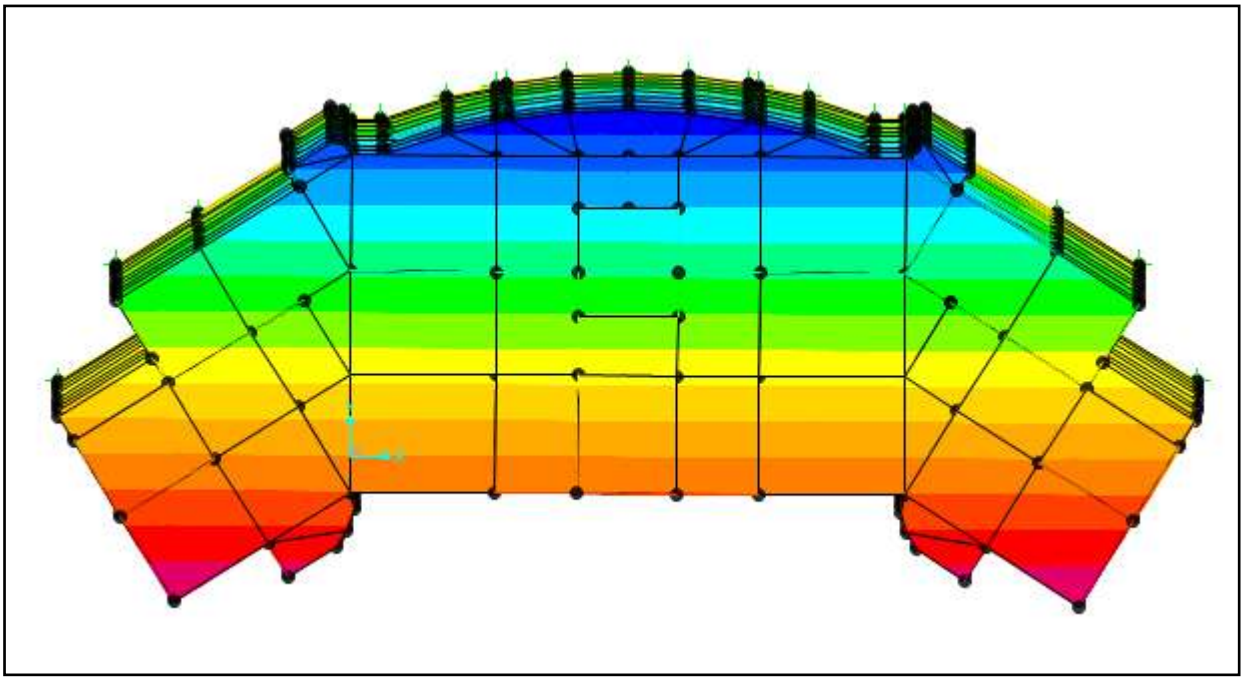


Figure IV.10. Comportement du 2ème mode

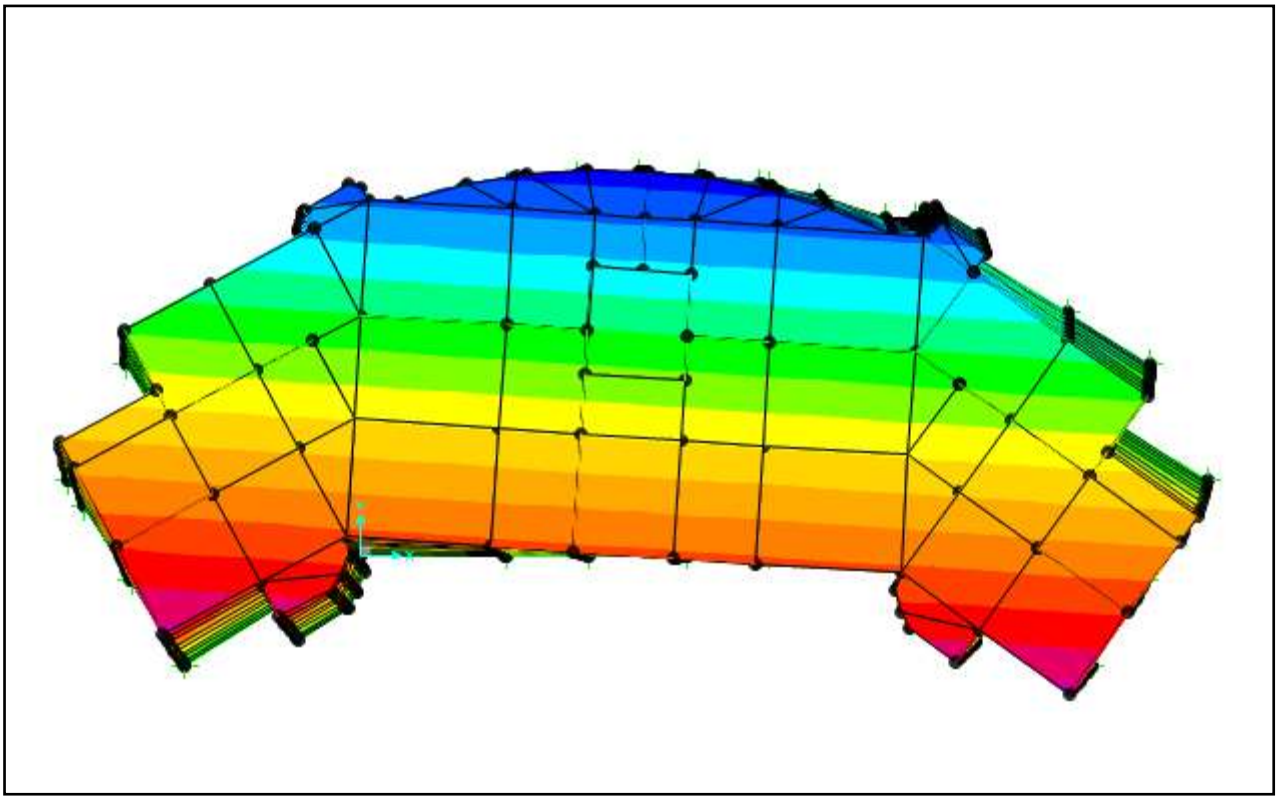


Figure IV.11. Comportement du 3ème mode

2. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau. IV.13. Vérification de la participation massique

Modes	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens « x »	Sens « y »	Sens « z »
1	0,59	67.89	0,019	00
2	0,49	67.90	69.94	0,01
3	0,47	71.21	70.07	0,01
4	0,23	71.21	70.071	0,09
5	0,22	71.22	70.07	0,13
6	0,17	85.98	70.07	0,13
7	0,13	85.98	87.69	0,75
8	0,10	87.77	87.69	0,86
9	0,10	87.79	88.42	10.09
10	0,09	87.8	88.42	10.09

3- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.[RPA99version2003Art4. 3.6]

Donc, il faut vérifier que : $\frac{Vt}{V}>0.8$

4-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 :

$$V_x= \frac{ADxQx}{R} \quad ; \quad V_y= \frac{A\ Dy\ Qy}{R}w$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T_2/T)^{2/3}\,(3/T)^{5/3} & T \ge 3s. \end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ T_x =0.40 s

T_y= 0.61s [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.205

Dy= 1.93

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=Q_y=1.15

- **W : poids total de la structure**

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β = 0.2 tableau 4.5

Tableau .IV.14. La force sismique par la méthode statique équivalente

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	ΣWi	Vx (kN)	Vy (kN)
0.20	2.205	1.93	3.5	1.15	1.15	45712.14	6623.69	5797.60

Tableau .IV.15. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	6623.69	5135.56	5298.94	c.n.v
Y	5797.60	5083.68	4638.0.8	c.v

Pour la direction X la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de x on a :

$$\frac{0.8Vx}{Vt} = 1.04$$

Donc :

Tableau .IV.16. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul corrigé

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	6623.69	5340.98	5298.94	c.v
Y	5797.60	5083.68	4638.08	c.v

5. Vérification de la stabilité au renversement :

- Le moment de renversement est égal à :

$$M_{rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \qquad M_{ry} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

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 :

$$\begin{cases} Ms_x = Y_G.Wi \\ Ms_y = X_G.Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

IV.5.3.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

[RPA99version 2003 Art4.2.5] :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a : T_x =0.40 s

T_y= 0.61s

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_y = \alpha_y.V_y$$

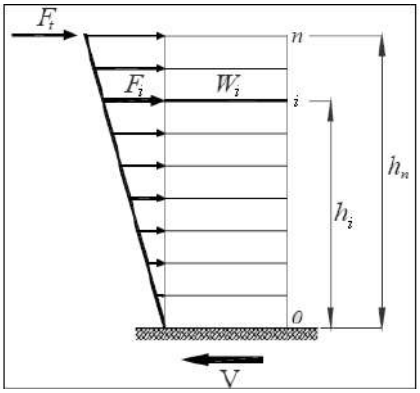


Figure. IV.12.Distribution des forces sismiques de notre structure

Tableau. IV.18 Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_y	F_{iY} (kN)
27.54	4799.12	132167.76	0.19078406	1060.81
24.48	5016.88	122813.22	0.177280788	985.73
21.42	5021.18	107553.68	0.155253654	863.25
18.36	5090.35	93458.83	0.134907749	750.12
15.30	5159.04	78933.31	0.113940172	633.54
12.24	5159.04	63146.65	0.09115214	506.83
9.18	5159.04	47359.99	0.068364109	380.12
6.12	5159.04	31573.32	0.045576063	253.42
3.06	5148.45	15754.26	0.022741262	126.45
SOMME		692761.02	1	5560.27

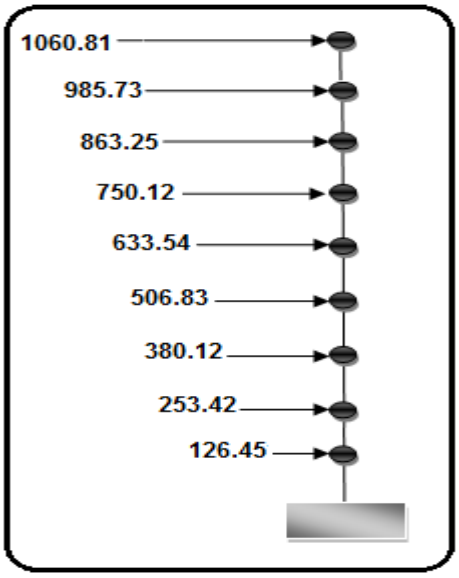


Figure IV.14. Distribution de la force sismique suivant y

IV. 5.4. Moment de renversement

Tableau. IV.19.calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{rxi} (KN.m)	M_{ryi} (KN.m)
27.54	939.19	1060.81	25865.38	29214.76
24.48	872.72	985.73	21364.16	24130.67
21.42	764.28	863.25	16370.96	18490.88
18.36	664.12	750.12	12193.33	13772.28
15.30	560.91	633.54	8581.85	9693.14
12.24	448.72	506.83	5492.39	6203.61
9.18	336.54	380.12	3089.47	3489.53
6.12	224.36	253.42	1373.10	1550.90
3.06	111.95	126.45	342.57	386.93
∑Mr			94673.21	106932.7

IV.5.5.Moment stabilisant

Tableau. IV.20.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
27.54	4799.12	9,150	4,579	43911.95	21975.17
24.48	5016.88	9,148	4,437	45894.41	22260
21.42	5021.18	9,150	4,433	45943.80	22259
18.36	5090.35	9,150	4,432	5410.25	22560.43
15.30	5159.04	9,150	4,431	47205.22	22859.70
12.24	5159.04	9,150	4,431	47205.22	22859.70
9.18	5159.04	9,150	4,431	47205.22	22859.70
6.12	5159.04	9,150	4,431	47205.22	22859.70
3.06	5148.45	9,150	4,427	47108.32	22792.19
		∑Ms		377089.61	203285.59

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau. IV.21.Vérification de stabilisation

M_{sx} (kN.m)	M_{sy} (kN.m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)	M_{sx}/M_{rx}	M_{sy}/M_{ry}	$\frac{Ms}{M_r} \geq 1{,}5$
377089.61	203285.59	94673.21	106932.7	3.98	1.90	C.V

La structure est stable vis à vis au renversement dans les deux directions

IV.5.6.Vérification des déplacements

a) Déplacement inter-étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad \textbf{[RPA99 version 2003 Art4.4.3]}$$

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[RPA99 version 2003 Art5.10]**: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 * \text{ he}$$

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau .IV.22.Vérification des déplacements inter-étage 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)	Vérification $\Delta_k < 0{,}01.h_e$
27.54	1.99	6.97	0.74	3.06	c.v
24.48	1.78	6.23	0.84	3.06	c.v
21.42	1.54	5.39	0.87	3.06	c.v
18.36	1.29	4.52	0.88	3.06	c.v
15.30	1.04	3.64	0.91	3.06	c.v
12.24	0.78	2.73	0.91	3.06	c.v
9.18	0.52	1.82	0.80	3.06	c.v
6.12	0.29	1.02	0.63	3.06	c.v
3.06	0.11	0.39	0.39	3.06	c.v

Tableau. IV.23.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	Vérification $\Delta_k < 0{,}01.h_e$
27.54	1.46	5.11	0.66	3.06	c.v
24.48	1.27	4.45	0.63	3.06	c.v
21.42	1.09	3.82	0.70	3.06	c.v
18.36	0.89	3.12	0.67	3.06	c.v
15.30	0.70	2.45	0.66	3.06	c.v
12.24	0.51	1.79	0.63	3.06	c.v
9.18	0.33	1.16	0.53	3.06	c.v
6.12	0.18	0.63	0.42	3.06	c.v
3.06	0.06	0.21	0.21	3.06	c.v

b) Déplacement en tête :

$\delta_{réel} = R \times \delta_{théorique}$ $\qquad$ $\delta_{limite} = \frac{H}{250} = \frac{2754}{250} = 11.016$ cm

Tableau. IV.24. Vérification des déplacements en tête suivant les deux directions

	$\delta_{théorique}$(cm)	$\delta_{réel}$(cm)	δ_{limite}(cm)	$\delta_{réel} < \delta_{limite}$
Suivant X	1.99	6.97	11.016	c.v
Suivant Y	1.46	5.11	11.016	c.v

IV.5.7.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 :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k x h_k \leq 0.10$

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< θ ≤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 1er ordre

par le facteur :$\frac{1}{1-\theta k}$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau. IV.25. Vérification de l'effet P- Δ sens x

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix}(kN)	V_{kx}(kN)	Δ_{kx}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
27.58	4799.12	939.19	939.19	0.74	0.0013	C.V
24.48	9816	872.72	1811.91	0.84	0.0018	C.V
21.42	14837.18	764.28	2576.19	0.87	0.0020	C.V
18.36	19927.53	664.12	3240.31	0.88	0.0029	C.V
15.30	25086.57	560.91	3801.22	0.91	0.0039	C.V
12.24	30245.61	448.72	4249.94	0.91	0.0052	C.V
9.18	81844.65	336.54	4586.48	0.80	0.015	C.V
6.12	56758.08	224.36	4810.84	0.63	0.012	C.V
3.06	61906.53	111.95	4922.79	0.39	0.013	C.V

Tableau. IV.26. Vérification de l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k (KN)	F_{iy}(kN)	V_{ky}(kN)	Δ_{ky}(cm)	θ	$\theta \leq 0.1$
27.58	4799.12	1060.81	1060.81	0.66	0.0010	C.V
24.48	9816	985.73	2046.54	0.63	0.0012	C.V
21.42	14837.18	863.25	2909.79	0.70	0.0016	C.V
18.36	19927.53	750.12	3659.91	0.67	0.0019	C.V
15.30	25086.57	633.54	4293.45	0.66	0.0025	C.V
12.24	30245.61	506.83	4800.28	0.63	0.0032	C.V
9.18	81844.65	380.12	5180.40	0.53	0.0091	C.V
6.12	56758.08	253.42	5433.82	0.42	0.0071	C.V
3.06	61906.53	126.45	5560.27	0.21	0.0076	C.V

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.5.8.Vérification des sollicitations normales [RPA99 version 2003 Art.7.4.3.1]

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.27. Vérification de l'effort normal réduit

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
8eme étage (35*35)	197.86	122500	25	0.06	C.V
7eme étage (35*35)	350.25	122500	25	0.11	C.V
6eme étage (35*35)	528.16	122500	25	0.17	C.V
5eme étage (40*40)	707.18	160000	25	0.17	C.V
4eme étage (40*40)	891.41	160000	25	0.22	C.V
3eme étage (40*40)	1080.36	160000	25	0.27	C.V
2eme étage (40*40)	1292.51	160000	25	0.37	C.N.V
1ere étage (40*40)	1519.21	160000	25	0.38	C.N.V
RDC (40*40)	1750.02	160000	25	0.43	C.N.V

Remarque : Dans les trios premiers étages la condition $\upsilon \leq 0.3$ n'est pas vérifiée donc on doit procéder au changements les sections des poteaux.

Tableau IV.28. Vérification de l'effort normal réduit corrigé

	N_d (KN)	B_c (mm²)	f_{c28} (Mpa)	υ	$\upsilon \leq 0.3$
8eme étage (35*35)	197.86	122500	25	0.06	C.V
7eme étage (35*35)	350.25	122500	25	0.11	C.V
6eme étage (35*35)	528.16	122500	25	0.17	C.V
5eme étage (40*40)	707.18	160000	25	0.17	C.V
4eme étage (40*40)	891.41	160000	25	0.22	C.V
3eme étage (40*40)	1080.36	160000	25	0.27	C.V
2eme étage (45*45)	1287.65	202500	25	0.25	C.V
1ere étage (45*45)	1514.30	202500	25	0.29	C.V
RDC (50*50)	1779.22	250000	25	0.28	C.V

8- Vérification de cisaillement des éléments :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_U}{b_0\, d}$$

$\bar{\tau}$ =Min (0.2fc28/γb ; 5 MPa) =3.33 MPa (fissuration peu nuisible)

$\bar{\tau}$ =Min (0.15fc28/γb ; 4 MPa) =2.50MPa (fissuration préjudiciable)

Tableau IV.29. Vérification de cisaillement des poutres

Elément	**Section (cm2)**	**Vu (kN)**	**Combinaison**	**τ (MPa)**	**$\bar{\tau}$(MPa)**	**$\tau \leq \bar{\tau}$**
Poutre principale	30*35	125.81	1.35G+1.5Q	1.33	3.33	Oui
Poutre secondaire	30*30	57.40	G+Q+E_{dx}	0.70	3.33	Oui
Poutre palière	30*30	35.98	G+Q+E_{dx}	0.44	3.33	Oui
Chainage	30*30	39.60	G+Q+E_{dx}	0.48	3.33	Oui
Longrine	30*30	28.85	1.35G+1.5Q	0.35	2.50	Oui

IV.6. CONCLUSION

Le centre e masse et le centre de torsion nous a permit de voir dans le quel direction notre structure peur subir de rotation et de pouvoir l'équilibrer.

Enfin après plusieurs dispositions des voiles (selon R.P.A notre $H_{St} > 11$ m) on opté pour la disposition adéquate sécuritaire, stable et économique.

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.30. Dimensions finales des poutres

Eléments	Sections (cm2)
Poutre principale	30*35
Poutre secondaire	30*30
Poutre palière	30*30
Chainage	30*30
Longrine	30*30

Tableau IV.31. Dimensions finales des poteaux

Niveaux	Sections (cm2)
$6^{éme}$ a $8^{éme}$ étage	35*35
$3^{éme}$ a $5^{éme}$	40*40
1^{ere} et $2^{éme}$	45*45
RDC	50*50

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en

L'occurrence le **CBA93** et **RPA99 version 2003**.

V.2.LES COMBINAISONS DES CHARGES

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons exigées par le " CBA 93 ":
- E.L.U: 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S: G + Q G: charge permanente.
- Q: charge d'exploitation.
- E: charge sismique.
- Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 ":
- 0.8 G ± E
- G + Q ± E

V.3.FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferraillées en flexion simple (dans sa partie tendue) sous l'effet des moments les plus défavorables et selon la situation « durable ou accidentelle ».

Nous prendrons pour chacun des deux sens (porteur et non porteur) les sollicitations les plus défavorables par étage.

Tableau .V.1.Les données de calcul.

situation durable		situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b =1,15	γ_s =1,00
s_b= 25 MPa	FeE 400	s_b=25 MPa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma s}$ = 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma s}$=400 Mpa

V.3.1.Recommandation du RPA99 version 2003

V.3.1.1.Les armatures longitudinales [RPA art 7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la longueur de la poutre est de0,5% 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 et 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 50 ϕ en Zone II_b.

V.3.1.2.Les armatures transversales [RPA art 7.5.2.2]

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 ; 12ϕl) en zone nodale.

V.3.2.Vérification des poutres selon les conditions RPA99 version 2003 et CBA93

Il faut vérifier que :

Condition de non fragilité :

- A tendue ≥ Amin $_{CBA}$=b.h /1000.
- A $_{Travée}$ ≥ $A_{min\ RPA}$ et A Travée ≤ $Amax_{RPA}$
- A $_{appui}$ ≥ $A_{min\ RPA}$ et A appui ≤ A Ama_{xRPA}

❖ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales (30*35)

	Niveau	position	Mu (KN.m)	combinaison	$A_{calculée}$ (cm^2)	A $_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	46.87	1.35G+1.5Q	4.4	3HA14 =4.62
		Appui	-90.51	G+Q+Ex	7.6	5HA14 =7.7
	Etages	Travée	44.53	1.35G+1.5Q	4.1	3HA14 =4.62
		Appui	-94.95	G+Q+Ex	8.0	6HA14 =9.24
Rive	Terrasse	Travée	40.39	1.35G+1.5Q	3.7	3HA14 =4.62
		Appui	-93.05	1.35G+1.5Q	9.3	7HA14 =10.78
	Etages	Travée	37.75	1.35G+1.5Q	3.5	3HA14 =4.62
		Appui	-91.80	1.35G+1.5Q	9.2	6HA14 =9.24

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*30)

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A $_{calculée}$ (cm^2)	A $_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	19.23	0.8 G+ Ey	1.8	3HA14=4.62
		Appui	-49.14	0.8 G+ Ey	5.6	5HA14=7.70
	Etages	Travée	24.78	0.8 G+ Ey	2.3	3HA14=4.62
		Appui	-56.72	0.8G+Ey	6.6	5HA14=7.70
Rive	Terrasse	Travée	9.01	G+Q+ Ex	1.0	3HA14=4.62
		Appui	-18.21	G+Q+ Ex	1.7	3HA14 =4.62
	Etages	Travée	6.19	0.8G+Ey	1.0	3HA14=4.62
		Appui	-9.94	0.8G+ Ey	1.1	3HA14=4.62

V.3.3.Vérification des contraintes a l'état limite de service par CBA93

Apres 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 : $\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c8} = 15$ MPa, et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :
- $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right] = 202\text{MPa}$ et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales (30*35)

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	A $_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	34.25	G+Q	4.62	7.7	201.6	C.V	C.V
		Appui	-55.36	G+Q	7.70	9.4	184.4	C.V	C.V
	Etages	Travée	32.33	G+Q	4.62	7.3	201.6	C.V	C.V
		Appui	-56.43	G+Q	9.24	9.6	188.3	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	29.64	G+Q	4.62	6.7	201.6	C.V	C.V
		Appui	-68.92	G+Q	10.78	11.7	201.6	C.V	C.V
	Etages	Travée	27.59	G+Q	4.62	6.2	201.6	C.V	C.V
		Appui	-68.00	G+Q	9.24	12.1	201.6	C.V	C.V

Tableau V.5. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (30*30)

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adopter}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6.56	G+Q	4.62	1.3	14.6	C.V	C.V
		Appui	36.19	G+Q	6.16	9.7	201.6	C.V	C.V
	Etages	Travée	6.75	G+Q	4.62	1.4	15	C.V	C.V
		Appui	-41.68	G+Q	7.70	10.4	201.6	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	4.63	G+Q	4.62	0.9	10.3	C.V	C.V
		Appui	-7.48	G+Q	4.62	1.6	17.9	C.V	C.V
	Etages	Travée	4.58	G+Q	4.62	0.9	10.2	C.V	C.V
		Appui	-7.33	G+Q	4.62	1.6	18.2	C.V	C.V

V.3.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93

Tableau V.6. Vérification des poutres principales selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{min} CBA =1.05 cm^2	A_{min} RPA =5.25cm^2	$A_{max\ T}$ RPA =48 cm^2	$A_{max\ A}$ RPA =72cm^2	Correction
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14=6.16
		Appui	7.7	C.V	C.V	C.V	C.V	5HA14 =7.70
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14 =6.16
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14=9.24
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14= 6.16
		Appui	10.78	C.V	C.V	C.V	C.V	7HA14=10.78
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	C.V	4HA14= 6.16
		Appui	9.24	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA14=9.24

Tableau V.7. Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	Position	A_{calcul} (cm^2)	A_{min} CBA =1.05 cm^2	A_{min} RPA =5.25 cm^2	A_{max} RPA =63 cm^2	correction
Inter	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	4HA14=6.16
		Appui	6.16	C.V	C.V	C.V	4HA14=6.16
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	5HA14 =7.70
		Appui	7.70	C.V	C.V	C.V	5HA14 =7.70
Rive	Terrasse	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	4HA14 =6.16
		Appui	4.62	C.V	C.N.V	C.V	4HA14=6.16
	Etages	Travée	4.62	C.V	C.N.V	C.V	4HA14=6.16
		Appui	4.62	C.V	C.N.V	C.V	4HA14=6.16

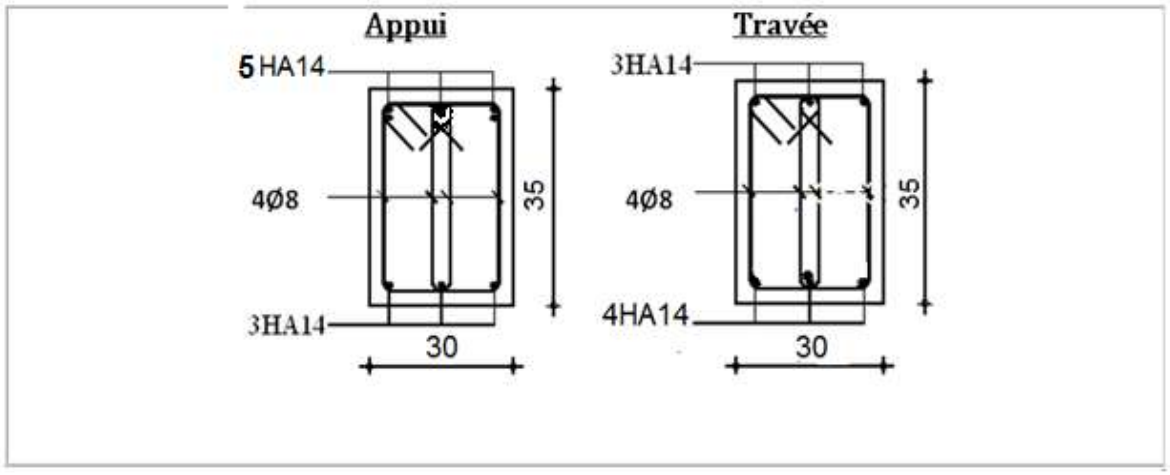


Figure V.1. Ferraillages des poutres principales intermédiaires de la terrasse

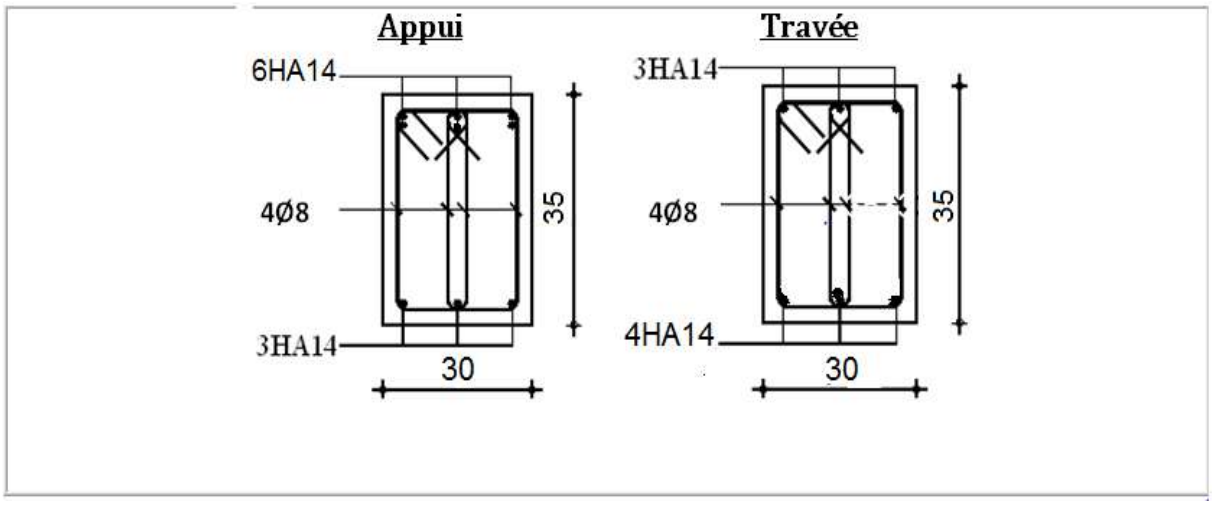


Figure V.2. Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives des étages

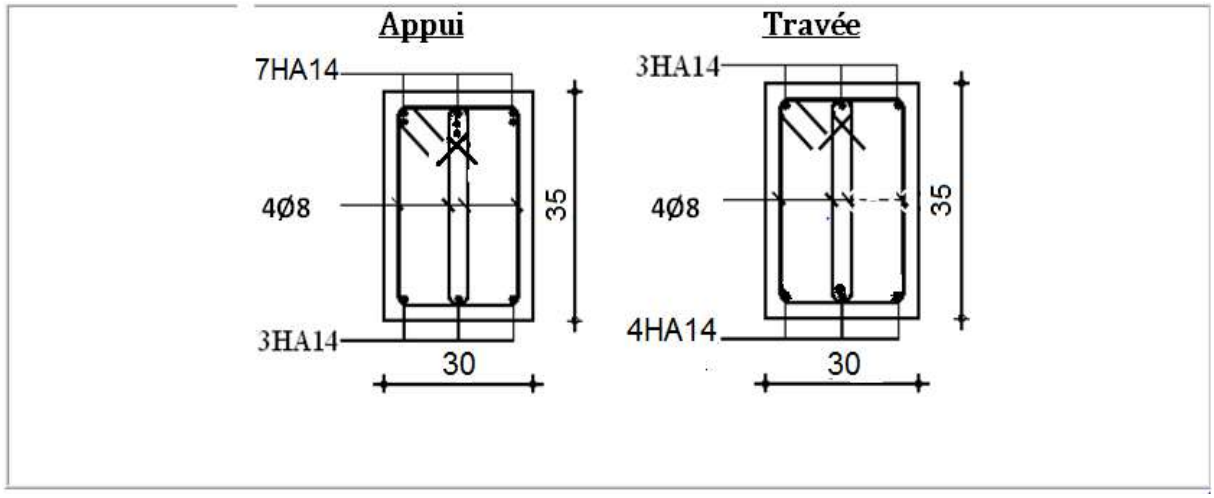


Figure V.3. Ferraillages des poutres principales rives de la terrasse

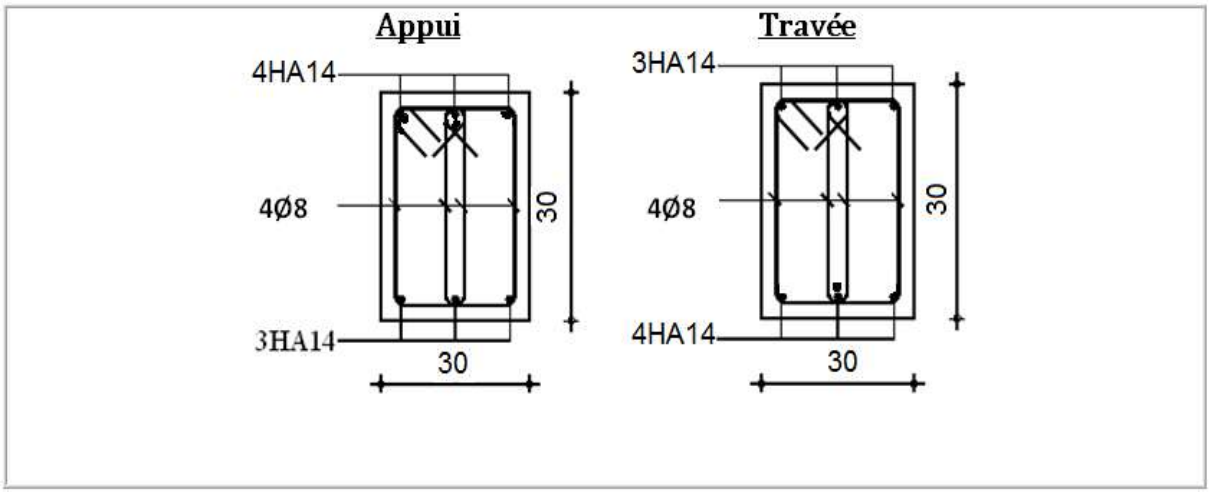


Figure V.4. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires et rives de la terrasse et rive de l'étage

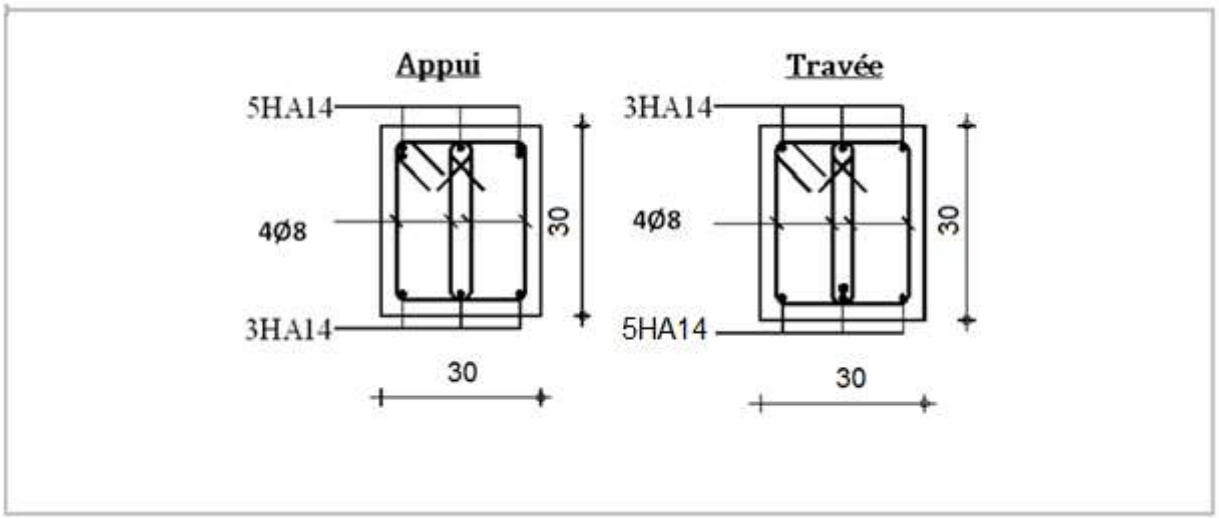


Figure V.5. Ferraillages des poutres secondaires intermédiaires des étages

V.3.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

Tableau V.8. Calcul de $\bar{\tau}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.34\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.9. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	(MPa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	98.92	1.35G+1.5Q	1.01	3.26	C.V
	Etages	117.02	G+Q+Ex	1.20	4.34	C.V
Rive	Terrasse	76.47	1.35G+1.5Q	0.78	3.26	C.V
	Etages	76.69	1.35G+1.5Q	0.78	3.26	C.V

Tableau V.10. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (MPa)	(MPa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	50.63	1.35G+1.5Q	0.61	3.26	C.V
	Etages	57.40	1.35G+1.5Q	0.69	4.34	C.V
Rive	Terrasse	19.81	1.35G+1.5Q	0.24	3.26	C.V
	Etages	19.89	1.35G+1.5Q	0.84	3.26	C.V

V.3.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE 235.

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 :**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi): \text{ : Zone nodale} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{: Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopte}$ (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)**
30x35	1.20	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	10	20	4Ø8 =2.01
30x30	0.84	24.75	1.26	7.5	15	0.67	10	20	4Ø8 =2.01

V.3.7. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.80$.

Tableau V.12. 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	0.072	0.062	CV	0.072	0.085	CNV	0.011	0.017	CV
PS	0.075	0.062	CV	0.075	0.085	CNV	0.009	0.017	CV

- ✓ Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire pour les poutres principales.

Évaluation détaillée de la flèche

Tableau V.13. Vérifications détaillée de la flèche des poutres principales

A (cm^2)	M (kN.m)	ρ (%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0(cm^4)
10.78	68.92	0.011	196.72	0.658	22.18	143570
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
69999.32	95582.45	7.05	15.49	8.44	9.6	C.V

Tableau V.14. Vérifications détaillée de la flèche des poutres secondaires

A (cm^2)	M (kN.m)	ρ (%)	σ_s(MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
7.7	41.68	0.009	196.84	0.400	18.22	85546.88
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	f_{adm}(m)	$\Delta f < f_{adm}$
48706.82	84834.52	4.17	7.19	3.02	7.92	C.V

Conclusion

La vérification de la flèche est satisfaite. Alors, on adopte les dimensions prises au paravent.

V.4. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.4.1. Détermination des armatures longitudinales

V.4.1.a. Recommandations des règlements

- **Selon le CBA**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ pour\ par\ métre \text{ de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

  - La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

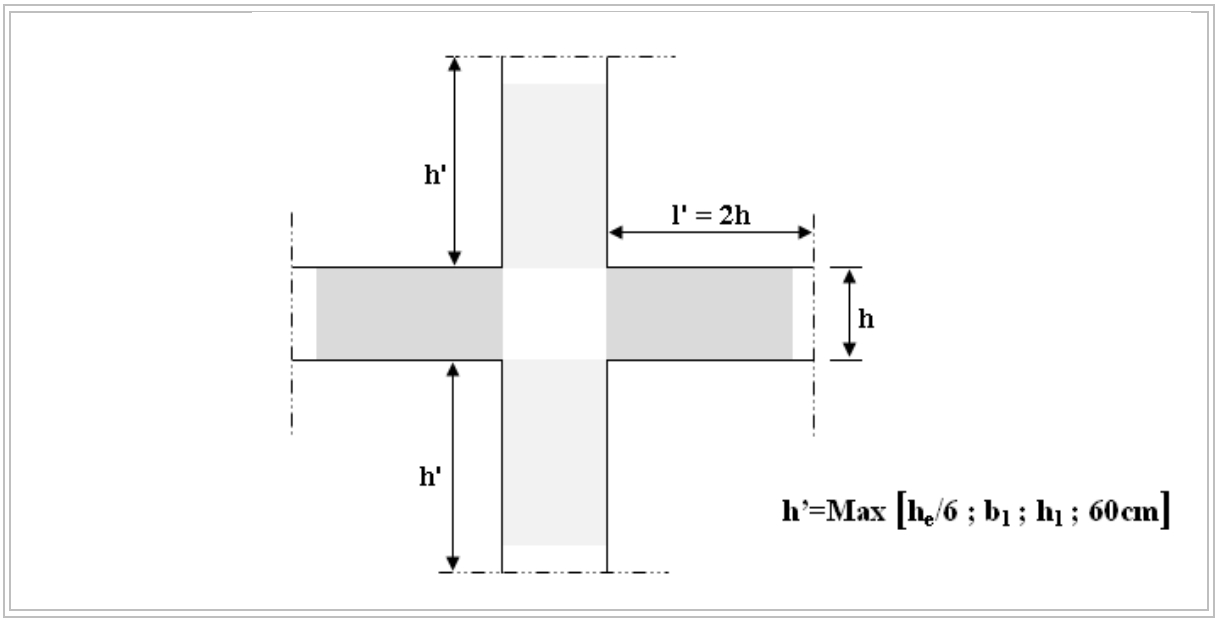


Figure V.6. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$$: En zone courante

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - h e : la hauteur d'étage.

V.4.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage

- les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**
  - G +Q ± E
  - 0,8G ± E
  - G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- M_{max} et son N_{corr}.
- N_{max} et son M_{corr}.
- N_{min} et son M_{corr}.

V.4.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre due 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

- ✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{Mu\text{G}}{M\text{u}}$

- ✓ MuG : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.

- ✓ 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.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

on doit vérifier que :

➢ $\frac{lf}{h} \leq$ Max (15 et$\frac{20*e1}{h}$)

Tableau V.15. Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux à l'ELU

Niveau x	Cas	N	M_x	M_y	situation	As_1	As_2	A_{min} (RpA)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{final} (cm^2)
RDC (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1779.22	-0.88	-39.13	durable	2.5	1.50	22.5	22.5	12HA16=24.13
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	653.48	60.86	-11.36	accid	2.5	1.50			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-153.37	0.4	33.87	accid	2	2			
1 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1514.3	-0.35	-59.06	durab	2.3	1.3	18.22	18.23	12HA14= 18.47
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	442.96	-86.75	-13.16	accid	2.3	1.3			
	$Mm_{im}\rightarrow Mc_{orr}$	-68.27	0.35	45	accid	1.2	2.4			
(45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1287.65	-0.35	-67.52	durab	2.3	1.3			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	734.63	-11.34	-15.27	accid	2.3	1.3			
	$M_{im}\rightarrow Mc_{orr}$	-39.13	0.4	56.53	accid	0.8	3.1			

3 (40x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1085.36	13.31	-43.59	durab	2	1.2	14.4	14.4	4HA14 + 8HA12 = 15.25
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	304.07	13	99.28	accid	0.6	2.8			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-36.4	0.37	54.65	accid	0.8	3.5			
4(40 x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	891.41	15.67	-49.13	durab	2	1.2			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	245.71	13.25	104.32	accid	0.8	3.7			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-36.67	0.39	57.25	accid	0.8	3.6			
5 (40x 40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	707.18	17.55	-53.96	durab	2	2.1			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	181.35	12.7	104.47	accid	0.9	4.3			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-41.79	0.42	64.98	accid	0.9	4.1			
6 (35x 35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	528.16	12.99	-41.23	durab	1.8	1.1	11.02	11.02	8HA14 = 12.32
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	223.78	10.39	71.67	accid	0.6	2.6			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-42.85	0.3	46.74	accid	0.9	3.4			
7(35 x35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	350.25	16.13	47.73	durab	1.6	1.2			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	217.98	10.31	73.22	accid	0.6	2.8			
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	-40.77	11.17	45.84	accid	1.1	3.2			
8(35x 35)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	197.86	-1.57	-37.36	durab	0.5	2.3			
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	147.94	-0.74	85.55	accid	0.2	5			

V.4.1.d. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1 \quad ; \quad \sigma_s = 15\ k.(d - y_1)$$

Tableau V.16. Vérification des armatures à ELS des poteaux

Niv	Cas	N	M_x	M_y	situa	As_1	As_2	$б_b$	$б_s$	$б_{s'}$	véri
RDC (50x50)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1285.06	3.1	-11.68	G+Q	12.06	12.06	5	0	73.6	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1109.73	-0.18	32.72	G+Q	12.06	12.06	5.1	0	74.6	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	472.86	-0.603	-0.71	G+Q	12.06	12.06	1.7	0	25.3	cv
1 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1107.90	7.02	-26.92	G+Q	9.23	9.23	6.2	0	90	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	931.11	-0.35	37.22	G+Q	9.23	9.23	5.9	0	85.4	cv
	$N_{min}\rightarrow M_{corr}$	419.69	-2.05	-2.46	G+Q	9.23	9.23	1.9	0	29	cv
2 (45x45)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	946.50	9.35	-32.5	G+Q	9.23	9.23	5.7	0	83.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	77.08	-0.480	45.6	G+Q	9.23	9.23	3.5	90.7	43.5	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	363.86	2.96	-7.74	G+Q	9.23	9.23	2	0	28.9	cv
3 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	794.90	9.78	-32.04	G+Q	7.6	7.6	6.6	0	94.9	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	642.80	-0.48	44.44	G+Q	7.6	7.6	6.7	0	93.9	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	314.12	3.47	-8.08	G+Q	7.6	7.6	2.3	0	33.3	cv
4 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	652.91	11.44	-36.11	G+Q	7.6	7.6	6.1	0	87.1	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	519.95	-0.49	47.41	G+Q	7.6	7.6	6.2	1.3	86.6	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	258.32	4.24	-9.42	G+Q	7.6	7.6	2.1	0	29.9	cv
5 (40x40)	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	518.10	12.82	-39.65	G+Q	7.6	7.6	5.6	0	79.3	cv
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	408.02	-0.61	55.84	G+Q	7.6	7.6	6.6	34.5	89.9	cv
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	202.83	5.09	-10.83	G+Q	7.6	7.6	1.9	0	26.7	cv

6 (35x35)	$\mathbf{N_{max} \rightarrow M_{corr}}$	387.10	9.49	-30.3	G+Q	6.15	6.15	5.9	0	82	cv
	$\mathbf{M_{max} \rightarrow N_{corr}}$	302.19	-0.42	42.19	G+Q	6.15	6.15	7.2	54	96.4	cv
	$\mathbf{N_{mim} \rightarrow M_{corr}}$	132.07	3.76	-7.16	G+Q	6.15	6.15	1.7	0	23.7	cv
7 (35x35)	$\mathbf{N_{max} \rightarrow M_{corr}}$	257	-11.7	-35.22	G+Q	6.15	6.15	6.1	43	80.6	cv
	$\mathbf{M_{max} \rightarrow N_{corr}}$	207.37	0.46	-44.36	G+Q	6.15	6.15	7.4	106.3	94.2	cv
	$\mathbf{N_{mim} \rightarrow M_{corr}}$	86.57	-1.96	-3.18	G+Q	6.15	6.15	0.9	0	13.5	cv
8 (35x35)	$\mathbf{N_{max} \rightarrow M_{corr}}$	134.76	-13.44	-40.76	G+Q	6.15	6.15	6.7	130	82.1	cv
	$\mathbf{M_{max} \rightarrow N_{corr}}$	108.8	-0.55	62.92	G+Q	6.15	6.15	9.9	201.6	116.4	cv
	$\mathbf{N_{mim} \rightarrow M_{corr}}$	55.53	4.39	-5.4	G+Q	6.15	6.15	1	1.4	13.2	cv

V.4.1.e Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements

Tableau V.17.Vérification de ferraillage des poteaux avec les règlements

niveau	section	A choisie	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2	vérification
6^{ier},7^{iem},8^{iem}	(50x50)	24.13	2.5	22.5	C.V
3^{ie},$4^{iem\ r}$,5^{iem}	(45x45)	18.47	2.03	18.23	C.V
1^{ier},2^{iem}	(40x40)	15.25	1.60	14.40	C.V
RDC	(35x35)	12.32	1.23	11.03	C.V

V.4.2.a .Calcul des armatures transversales

✓ **Selon le CBA93 [Art A.5.1.2.3] :**

- $\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right]$
- $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- $S_t \leq \frac{0.9*A_t*\frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3*f_{t28}*K)}$ Dans le cas de la flexion composée $K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$
- $S_t \leq \text{Min}\ [0.9d, 40cm]$
- $\frac{A_t*f_{et}}{b_0*S_t} \geq 0.4$ MPa

✓ **Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.2.2] :**

$$St = \frac{h\,.\,fe\,.\,At}{\rho.Vu}$$

Avec:

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau
- $\lambda_g = \ell_f/a$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \ \text{ si } \ \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

➢ Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

Dans la zone nodale: $St \leq$ 10cm en zone IIb

Dans la zone courante : $St \leq \text{Min}\ (b/2, h/2, 10\phi_l)$ en zone II_b

➢ La quantité d'armatures transversales minimale $At/(S_t*b)$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Tableau V.18. Les armatures transversales et leurs espacements

section	Zone	St RPA	St CBA	At CBA	At RPA (cm2)	St final (cm)	choit
35*35	**Courante**	8	29.25	1.02	0.84	15	4Φ8
	Nodale	10				10	4Φ8
40*40	**Courante**	8				15	4Φ8
	Nodale	10	33.75	1.35	0.96	10	4Φ8
45*45	**Courante**	12				15	4Φ8
	Nodale	10	38.25	1.72	1.62	10	4Φ8
50*50	**Courante**	12				15	4Φ8
	Nodale	10	42.75	2.0	1.8	10	4Φ8

V.4.2.b. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [Art 7.4.2.2]

Tableau V.19. Vérification de la quantité d'armatures transversales

poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}$%	$\frac{A_t}{S_t * b}$ >0.3%
35*35	**Courante**	0.38	CV
	Nodale	0.57	CV
40*40	**Courante**	0.34	CV
	nodale	0.50	CV
45*45	**courante**	0.33	CV
	nodale	0.44	CV
50*50	**courante**	0.32	CV
	nodale	0.40	CV

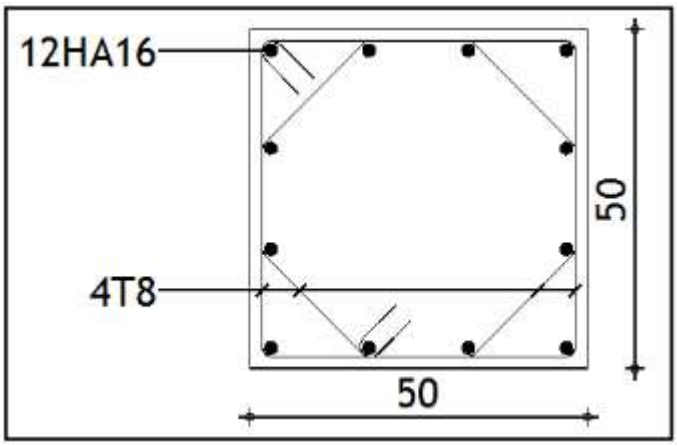


Figure V.7. Ferraillage des poteaux 50x50

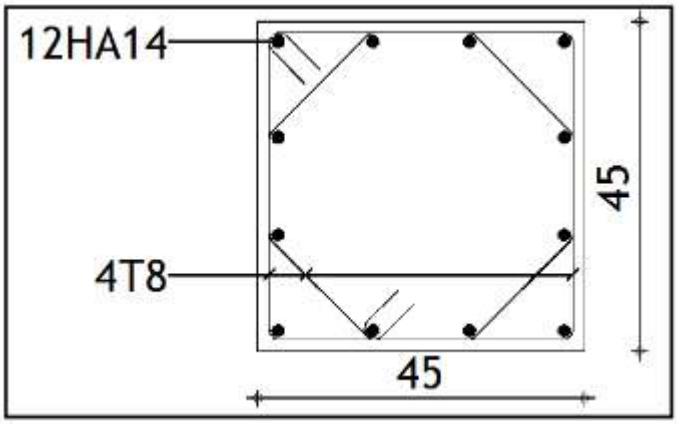


Figure V.8. Ferraillage des poteaux 45x45

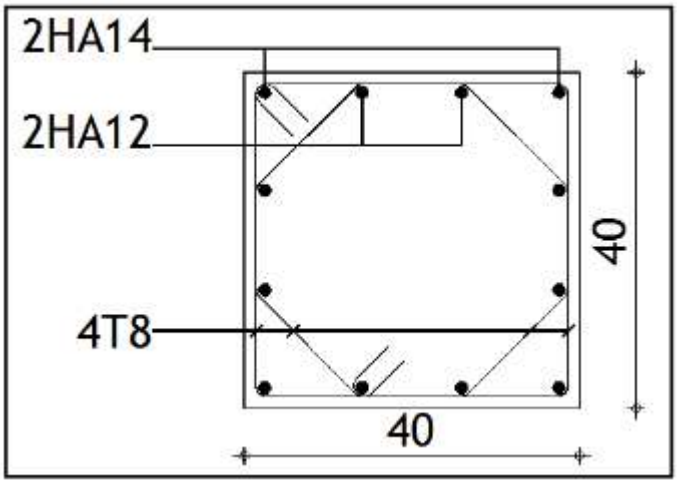


Figure V.9. Ferraillage des poteaux 40x40

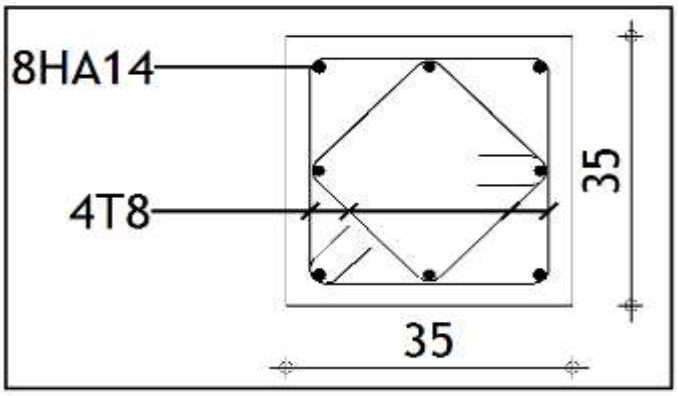


Figure V.10. Ferraillage des poteaux 35x35

V.5.FERRAILLAGE DES VOILES

V.5.1. Introduction

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

Les voiles sont soumis à leur poids propre, ils reprennent les charges verticales reparties ou concentrées provenant des planchers et les charges horizontales dues au séisme. Ils sont Calculés en flexion composée à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges Verticales qui engendrent des efforts normaux et aux forces horizontales provoquant des Efforts tranchants et des moments fléchissant.

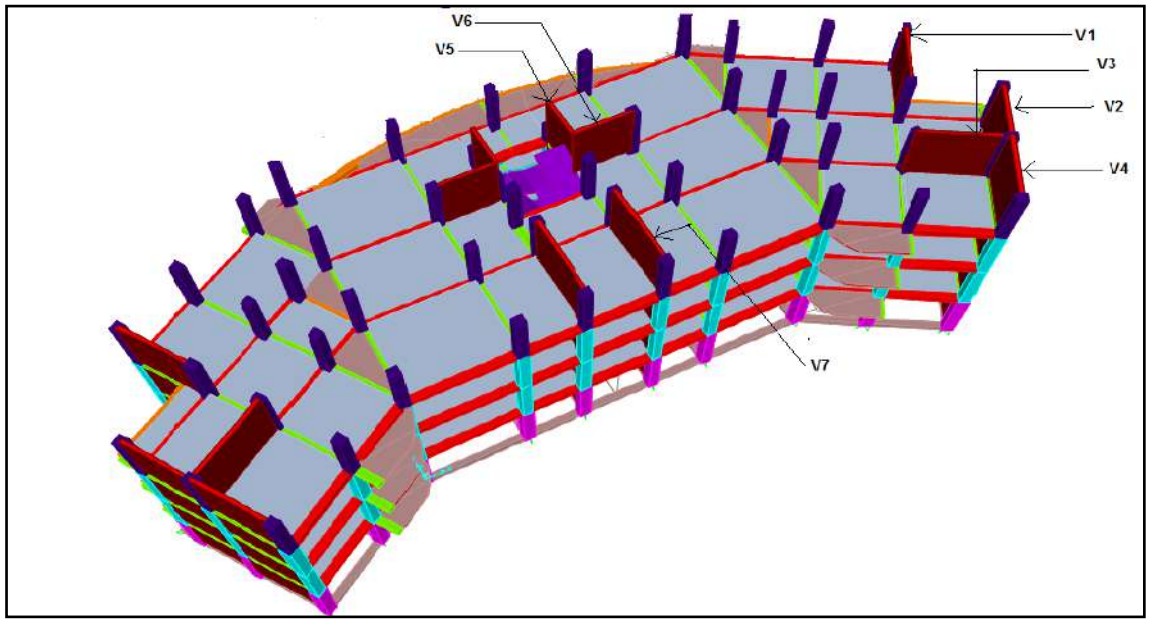


Figure V.11. Disposition des voiles.

V.5.2.Recommandations réglementaires

V.5.2.a. Armatures verticales

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0{,}1\% \le \frac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile
b = la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99(Version 2003):**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales des voiles, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - En zone courante **0,10 %**
- L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S≤1.5 a ou **S≤30cm**

V.5.2.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: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales: St ≤ Min [0.9d, 40cm]

$$S_h \le \frac{A_h f_e}{0.4a}$$

$$S_t \le \frac{A_h 0.9 f_e}{\gamma_s \tau_b a}$$

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$ *:* Fissuration peu nuisible.

$\overline{\tau_b} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right]$: Fissuration Préjudiciable

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- τ_b : contrainte de cisaillement admissible.
- A_h: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

➢ **Selon le RPA 99 V(2003):**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}a$$

$$S_h \leq \frac{Ah}{0.003}$$

$$S_h \leq \min[1.5a;30cm]$$

V.5.2.c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 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.5.2.d. Recommandations pour les voiles (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- 40 Φ: pour les barres situées dans les zones ou le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du Trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_h \leq \min[1.5a;30cm]$$

$$S_v = \begin{cases} S_V\,(zonecourante) \\ \dfrac{S_V}{2}\,(zoned'extrimité)\dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

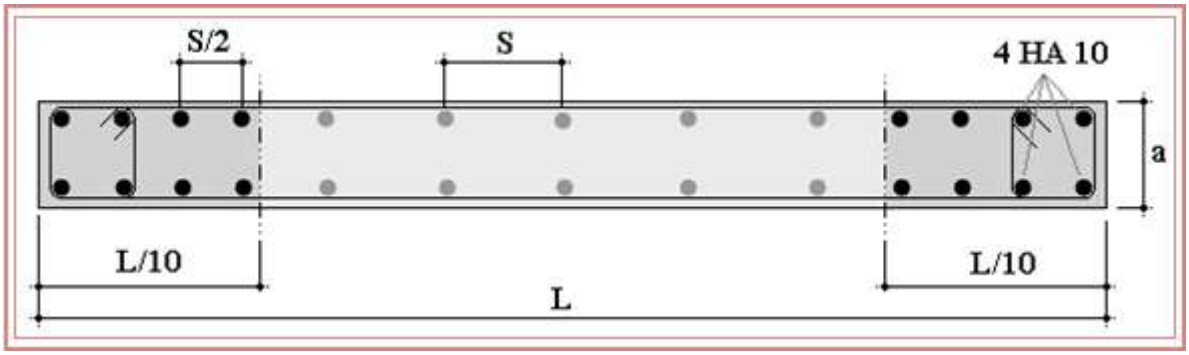


Figure V.12. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.5.3.Calcul des armatures

V.5.3.a. Voiles pleins

1. Armatures verticales

Le calcul se fait par flexion composé avec M ; N pour déterminer les aciers verticaux

Tableau V.20. Ferraillage verticales des voiles pleines

Niveau	Voile	S (cm^2)	N(KN)	M (KN.m)	Satiation	$A_{calculée}$ (cm^2)	S_t (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
RDC	V_1	15x285	1704.88	1481.28	G+Q+Ey	24.4	20	2 x (16HA10) =25.14
	V_2	15x286	1524.58	922	G+Q+Ey	24.36	20	2 x (16HA10) =25.14
	V_3	15x314	2329.59	2716.04	G+Q+Ex	26.4	20	2 x (17HA10) =26.7
	V_4	15x226	2651.69	1207.99	G+Q+Ey	19.2	20	2 x (13HA10) =20.42
	V_5	15x153	1818.63	66.09	G+Q+Ey	13.4	20	2 x (10HA10) =15.70
	V_6	15x220	2627.33	1937.27	G+Q+Ex	18.8	20	2 x (12HA10) =18.84
	V_7	15x342	2756.17	2475.12	G+Q+Ey	28.6	20	2 x (19HA10)

								=29.84
1ere et 2éme	**V_1**	15x290	1367.97	795.17	G+Q+Ey	24.4	20	2 x (16HA10) =25.14
	V_2	15x291	1651.28	1252.36	G+Q+Ey	24.4	20	2 x (16HA10) =25.14
	V_3	15x319	2025.32	2343.24	G+Q+Ex	26.8	20	2 x (18HA10) =28.28
	V_4	15x231	2364.48	1195.06	G+Q+Ey	19.6	20	2 x(13HA10) =20.42
	V_5	15x158	1802.46	500.34	G+Q+Ey	13.8	20	2 x (10HA10) =15.7
	V_6	15x225	2802.4	1478.85	G+Q+Ex	19.2	20	2 x (13HA10) =20.42
	V_7	15x347	2713.25	2162.67	G+Q+Ey	29.3	20	2 x (19HA10) =29.84
3émé et 4éme et 5éme	**V_1**	15x295	1255.74	786.24	G+Q+Ey	24.8	20	2 x (16HA10) =25.14
	V_2	15x291	841.82	466.46	G+Q+Ey	24.4	20	2 x (16HA10) *=25.14*
	V_3	15x319	1115.32	1357.26	G+Q+Ex	26.8	20	2 x (18HA10) =28.28
	V_4	15x231	1423.53	795.49	G+Q+Ey	19.6	20	2 x (13HA10) =20.42
	V_5	15x158	1297.36	239.55	G+Q+Ey	13.8	20	2 x (10HA10) =15.7
	V_6	15x225	1801.72	730	G+Q+Ex	19.2	20	2 x (13HA10)

								=20.42
	V_7	15x352	2009.20	1400.09	G+Q+Ey	29.4	20	2 x (19HA10) =29.84
6éme et 7é et 8éme	V_1	15x300	673.77	242.24	G+Q+Ey	25.2	20	2 x (18HA10)= 28.28
	V_2	15x301	744.46	279.9	G+Q+Ex	25.2	20	2 x (18HA10) =28.28
	V_3	15x329	704.39	548.74	G+Q+Ex	27.6	20	2 x (19HA10) =29.84
	V_4	15x241	511.36	307.07	G+Q+Ey	20.4	20	2 x (13HA10) =20.42
	ùV5	15x168	691.12	89.19	G+Q+Ex	14.6	20	2x (7HA12) =15.84
	V_6	15x235	716.32	242.07	G+Q+Ex	20.3	20	2x (13HA10) =20.42
	V_7	15x357	974.98	708.09	G+Q+Ey	29.8	20	2x (19HA10) =29.84

- **Vérification à E.L.S**

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Vérification des contraintes à l'ELS

Niveau	Voile	S (cm^2)	N(KN)	M (KN.m)	$A_{choisisie}$ (cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σs	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
RDC	V_1	15x285	1320.61	278.12	2x(16HA10)= 25.14	3.4	15	35.7	202	C.V
	V_2	15x286	962.11	30.45	2(16HA10)= 25.14	1.7	15	35.1	202	C.V
	V_3	15x314	1245.38	-54.07	2 x (17HA10)= 26.7	2.1	15	40.9	202	C.V
	V_4	15x226	900.96	45.71	2 x (13HA10)= 20.42	2.2	15	39.6	202	C.V
	V_5	15x153	1026.49	11.91	2 x (10HA10)= 15.70	3.4	15	70.7	202	C.V
	V_6	15x220	1287.06	5.05	2 x (12HA10)= 18.84	2.8	15	63.4	202	C.V
	V_7	15x342	1485.20	126.27	2 x (19HA10)= 29.84	2.5	15	42.7	202	C.V
1^{ere} et $2^{éme}$	V_1	15x290	922.98	30.48	2 x (16HA10) =25.14	1.7	15	33.1	202	C.V
	V_2	15x291	1266.07	309.04	2 x (16HA10) =25.14	1.7	15	33.1	202	C.V
	V_3	15x319	1176.54	-19.83	2 x (18HA10)= 28.28	3.4	15	31.5	202	C.V
	V_4	15x231	848.69	31.11	2 x(13HA10)= 20.42	1.8	15	39.4	202	C.V

	V_5	15x158	1023.13	16.17	2 x (10HA10)= 15.7	2	15	37.5	202	C.V
	V_6	15x225	1243.52	-89.21	2 x (13HA10)= 20.42	3.2	15	68	202	C.V
	V_7	15x347	1438.36	145.52	2 x (19HA10)= 29.84	3.2	15	52.7	202	C.V
3éme et 4éme et 5éme	V_1	15x295	952.75	256.21	2 x (16HA10)= 25.14	2.4	15	39.9	202	C.V
	V_2	15x291	697.69	20.97	2 x (16HA10)= *25.14*	1.2	15	25	202	C.V
	V_3	15x319	877.30	52.59	2 x (18HA10)= 28.28	1.5	15	27.7	202	C.V
	V_4	15x231	632.50	55.84	2 x (13HA10)= 20.42	1.7	15	25.3	202	C.V
	V_5	15x158	779.26	-16.34	2 x (10HA10)= 15.7	2.5	15	51.1	202	C.V
	V_6	15x225	934.62	-128.76	2 x(13HA10)= 20.42	2.8	15	34.4	202	C.V
	V_7	15x352	1086.83	125.39	2 x (19HA10)= 29.84	1.8	15	29.4	202	C.V
6éme et 7 éme et	V_1	15x300	517.65	173.73	2 x (18HA10)= 28.28	1.5	15	10.6	202	C.V
	V_2	15x301	467.71	24.46	2 x (18HA10)= 28.28	0.8	15	15.8	202	C.V
	V_3	15x329	472.99	83.89	2 x (19HA10)= 29.84	0.9	15	12.4	202	C.V

8éme	V_4	15x241	322.71	29.49	2 x (13HA10)= 20.42	0.8	15	12.5	202	C.V
	V_5	15x168	434.71	-40.05	2x (7HA12)= 15.84	1.7	15	22.2	202	C.V
	V_6	15x235	511.45	-142.13	2x (13HA10)= 20.42	1.9	15	12.6	202	C.V
	V_7	15x357	601.33	103.76	2x (19HA10)= 29.84	1.1	15	14.9	202	C.V

Tableau V.22. Vérification de ferraillage des voiles avec les règlements

Niveau	Voile	S (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	Vérification	A_{final} (cm^2)
RDC	V_1	15x285	2x (16HA10) =25.14	4.27	6.41	C.V	2x(16HA10) =25.14
	V_2	15x286	2 x (16HA10) =25.14	4.29	6.43	C.V	2 x(16HA10) =25.14
	V_3	15x314	2 x (17HA10) =26.7	4.71	7.06	C.V	2 x (17HA10) =26.7
	V_4	15x226	2 x (13HA10) =20.42	3.39	5.08	C.V	2 x (13HA10) =20.42
	V_5	15x153	2 x (10HA10) =15.70	2.30	3.44	C.V	2 x (10HA10) =15.70
	V_6	15x220	2 x (12HA10) =18.84	3.30	4.95	C.V	2 x (12HA10) =18.84
	V_7	15x342	2 x (19HA10)	5.13	7.69	C.V	2 x (19HA10)

			=29.84				=29.84
1ere et 2éme	**V_1**	15x290	2 x (16HA10) =25.14	4.35	6.52	C.V	2 x (16HA10) =25.14
	V_2	15x291	2 x (16HA10) =25.14	3.37	6.54	C.V	2 x (16HA10) =25.14
	V_3	15x319	2 x (18HA10) =28.28	4.79	7.17	C.V	2 x (18HA10) =28.28
	V_4	15x231	2 x(13HA10) =20.42	3.47	5.19	C.V	2 x (13HA10) =20.42
	V_5	15x158	2 x (10HA10) =15.7	2.37	3.55	C.V	2 x (10HA10) =15.7
	V_6	15x225	2 x (13HA10) =20.42	3.38	5.06	C.V	2 x (13HA10) =20.42
	V_7	15x347	2 x (19HA10) =29.84	5.02	7.8	C.V	2 x (19HA10) =29.84
3éme et 4éme et 5éme	**V_1**	15x295	2 x (16HA10) =25.14	4.37	6.63	C.V	2 x (16HA10) =25.14
	V_2	15x291	2 x (16HA10) *=25.14*	4.37	6.54	C.V	2 x (16HA10) *=25.14*
	V_3	15x319	2 x (18HA10) =28.28	4.79	7.17	C.V	2 x (18HA10) =28.28
	V_4	15x231	2 x (13HA10) =20.42	3.47	5.19	C.V	2 x (13HA10) =20.42
	V_5	15x158	2 x (10HA10) =15.7	2.37	3.55	C.V	2 x (10HA10) =15.7
	V_6	15x225	2 x (13HA10)	3.38	5.06	C.V	2 x (13HA10)

			=20.42				=20.42
	V_7	15x352	2 x (19HA10) =29.84	5.28	7.92	C.V	2 x (19HA10) =29.84
6éme et 7 éme et 8éme	V_1	15x300	2 x (18HA10)= 28.28	4.5	6.75	C.V	2 x (18HA10)= 28.28
	V_2	15x301	2 x (18HA10) =28.28	4.52	6.77	C.V	2 x (18HA10) =28.28
	V_3	15x329	2 x (19HA10) =29.84	4.94	7.4	C.V	2 x (19HA10) =29.84
	V_4	15x241	2 x (13HA10) =20.42	3.62	5.42	C.V	2 x (13HA10) =20.42
	V_5		2x (7HA12) =15.84	2.52	3.78	C.V	2x (7HA12) =15.84
	V_6		2x (13HA10) =20.42	3.52	5.28	C.V	2x (13HA10) =20.42
	V_7		2x (19HA10) =29.84	5.36	8.03	C.V	2x (19HA10) =29.84

2. Armatures horizontales :

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin D'équilibrer l'effort tranchant.

Le calcul des armatures horizontales se fait identiquement au calcul des armatures Transversales des poteaux avec : $A_t=2.\ a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : $S_t \le \dfrac{0.9.A_t \dfrac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3.f_{t28}.K)}$

Avec dans le cas de la flexion composée : $K = 1 + 3.\dfrac{N_u}{B.f_{c28}}(compression)$

et $K = 1 - 10.\frac{N_u}{B.f_{c28}}(traction)$

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \le Min[0.9d;40cm](CBA93) \\ S_t \le Min[1.5a;30cm](RPA99version2003) \end{cases}$

Tableau .V.23.Détermination des armatures horizontales

Niveau	**Voile**	**S (cm^2)**	**V(KN)**	**τ_b (MPa)**	**$\overline{\tau}_b$ (MPa)**	**S_h (cm)**		**$S_{h\ choisi}$ (cm)**	**$A_{choisie}$ (cm^2)**	**Vérification $\tau_b < \overline{\tau}_b$**
						RPA	CBA			
RDC	**V_1**	15x266	306.15	1.19	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_2	15x266	307.49	1.03	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_3	15x261	881.84	3.43	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_4	15x266	407.19	1.58	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_5	15x266	231.33	0.90	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_6	15x261	706.60	2.80	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_7	15x266	585.23	2.28	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
1^{ere} et	**V_1**	15x266	287.83	1.12	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_2	15x266	227.82	0.88	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V

2éme	**V_3**	15x261	902.80	3.58	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_4	15x266	443.19	1.76	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_5	15x266	297.07	1.15	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_6	15x261	728.42	2.89	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_7	15x266	575.10	2.24	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
3émé et 4éme et 5éme	**V_1**	15x266	153.54	0.59	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_2	15x266	201.53	0.78	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_3	15x261	680.84	2.70	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_4	15x266	329.80	1.28	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_5	15x266	359.23	1.40	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_6	15x261	591.03	2.34	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_7	15x266	509.80	1.98	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V

6éme et 7 éme et 8éme	V_1	15x266	96.74	0.37	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_2	15x266	124.37	0.48	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_3	15x261	389.52	1.54	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_4	15x266	145.81	0.56	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_5	15x266	113.55	0.44	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_6	15x261	389.39	1.54	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V
	V_7	15x266	351.24	1.36	5	22.5	40	20	2x (14HA10) =22	C.V

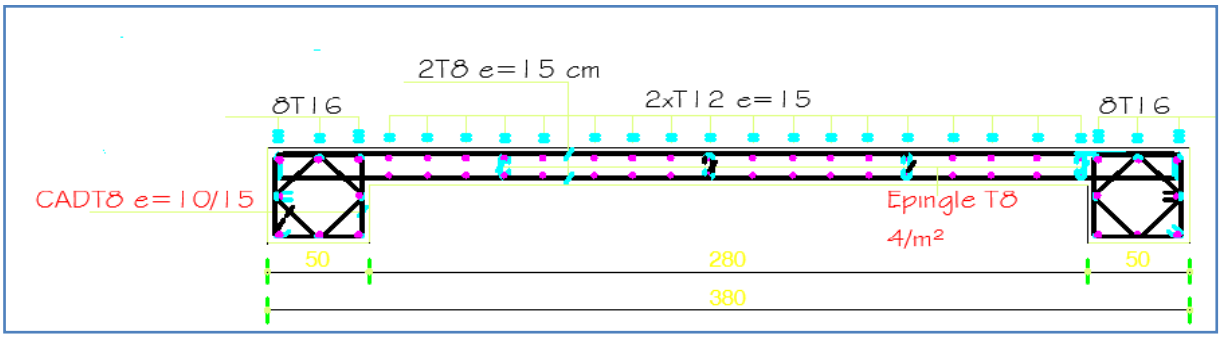


Figure .V.13. ferraillage d'un voile

V.6.CONCLUSION

Dans ce chapitre on a fait le calcul de ferraillage des éléments structuraux, à savoir les poteaux, les poutres et les voiles.

Cette tâche à était délicate par un calcul manuel vue le nombre important de chacun de ces éléments, donc on a fait recourt à l'outil informatique qui même ce dernier prenait du temps assez important au calcul.

Chapitre VI

Calcul des Fondations

VI.1.Introduction

Les fondations sont des éléments en béton armé constituant la partie inférieure de la structure (infrastructure). Elles transmettent au sol les effets :

- des charges permanentes ;
- des charges d'exploitation.

Par réaction elles reçoivent les actions ascendantes du sol. Toutes ces actions constituent un système de forces en équilibre (principe de l'égalité des actions réciproques).

VI.2.Reconnaissance du sol (Contrainte admissible)

Pour projeter correctement une fondation, on doit avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est fondamental de connaître avec précision les caractéristiques géotechnique des différentes couches constituant le terrain.

D'après l'étude géotechnique qui nous a été confiée par le bureau d'étude du sol sont les suivantes :

- Capacité portante admissible du sol $\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **= 1.8 bars**.
- Profondeur d'ancrage **2 m** par rapport au terrain terrassé.

VI.3.Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- L'incidence économique.

- Pour notre structure, les types des fondations sont :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous deux poteaux et un voile.

VI.4.Calcul des fondations

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification. On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

VI.4.1- Semelles isolées

a. Dimensionnement de semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est rapport a sur b :

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ (Figure VI.1)

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,8 bar = 0,18 MPa

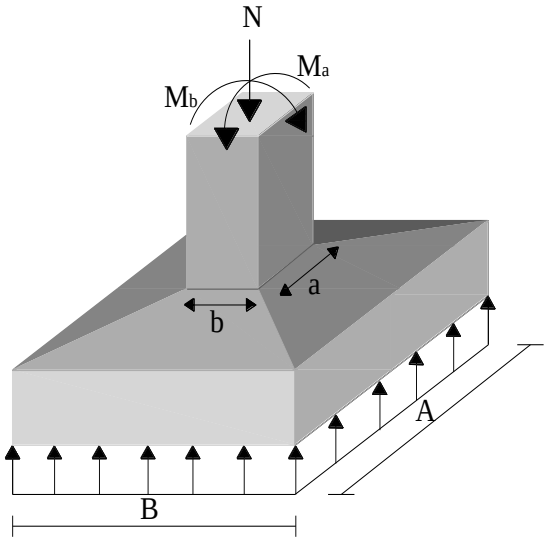


Figure VI-1 : Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VI-1 : dimensionnement des semelles isolés et vérification des contraintes.

	Nu (KN)	**B=A(m)**	**B=A$_{adopté}$ (m)**	**h cm**	**H $_{adopté}$ (cm)**	σs	σ**sol**	**vérification**
S1	1285.06	2.67	2.80	65.5	70	0.179	0.18	c.v
S2	884.08	2.21	2.50	53	55	0.176	0.18	c.v
S3	760.13	2.05	2.30	48	50	0.178	0.18	c.v
S4	796.3	2.10	2.50	54.25	55	0.176	0.18	c.v
S5	916.68	2.25	2.50	53	55	0.162	0.18	c.v
S6	704.58	1.97	2.30	48	50	0.168	0.18	c.v
S7	709.41	1.98	2.30	48	50	0.169	0.18	c.v
S8	925.75	2.26	2.60	55.5	60	0.172	0.18	c.v
S9	958.51	2.3	2.60	55.5	60	0.177	0.18	c.v
S10	747.92	2.03	2.30	48	50	0.176	0.18	c.v
S11	841.80	2.16	2.50	53	55	0.170	0.18	c.v
S12	1030.73	2.39	2.70	58	60	0.177	0.18	c.v
S13	791.23	2.09	2.40	50.5	55	0.172	0.18	c.v
S14	1127.76	2.23	2.70	50.5	65	0.176	0.18	c.v

b-Vérification de chevauchement

$$L > \frac{1.5(B+B')}{2}$$

Il y a un chevauchement avec les plupart des semelles isolées.

- **Conclusion**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, et on passe donc à l'étude des semelles filantes avec des semelles isolées .

VI.4.2- Semelles filantes

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, la semelle et la poutre de libage (poutre de rigidité).

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux uniformément réparti dus poussée des terres , elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

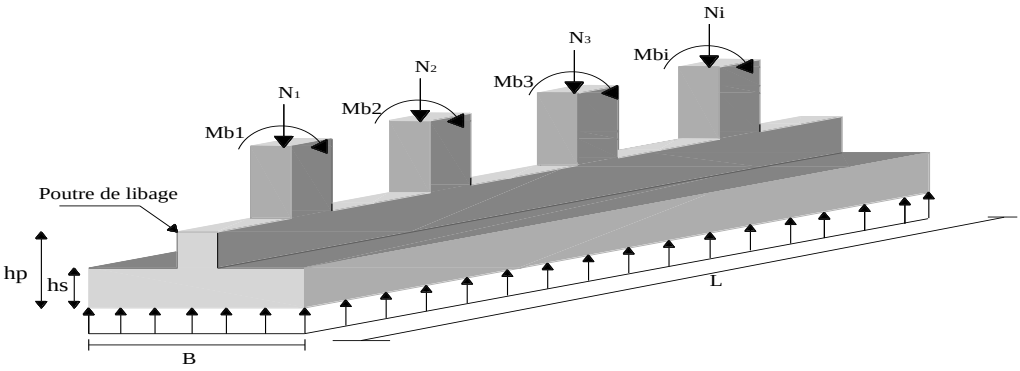


Figure. VI.2. : Semelle filante sous poteaux

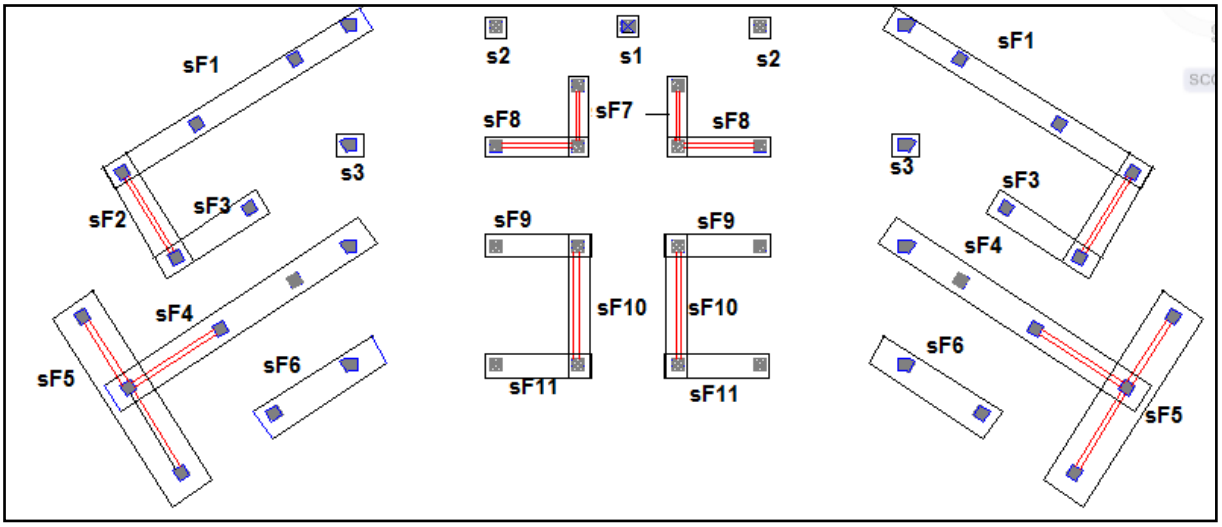


Figure. VI.3. : dispositions des Semelles filantes

a. Dimensionnement de semelles filantes

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N_t}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{Sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_t}{L \times \overline{\sigma_{Sol}}}$$

$\overline{\sigma_{Sol}}$:Contrainte admissible du sol vaut 0,18 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle

Tableau.VI.2.dimensionnement des semelles filants et la vérification de la contrainte**.**

semelle	L(m)	N(kN)	B(m)	h(cm)	σ_s(MPa)	($\overline{\sigma_{sol}}$(Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{sol}}$
SF1	9	3274.34	1.80	40	0.173	0.180	C.V
SF2	3.35	3290.61	2.80	65	0.179	0.180	C.V
SF3	2.97	945.66	1.10	65	0.179	0.180	C.V
SF4	8.75	4618.41	2.50	55	0.179	0.180	C.V
SF5	6.12	3746.65	2.60	60	0.179	0.180	C.V
SF6	2.97	2531.84	2.10	50	0.178	0.180	C.V
SF7	2.00	1886.71	2.70	70	0.175	0.180	C.V
SF8	2.70	2147.58	3.50	75	0.179	0.180	C.V
SF9	2.70	1190.64	1.30	40	0.168	0.180	C.V
SF10	3.90	2422.68	2.60	55	0.178	0.180	C.V
SF11	2.70	1239.78	1.70	50	0.174	0.180	C.V

b. vérification de chevauchement

Tableu.VI.3. vérification de chevauchement sens x :

semelle	B(m)	L(m)	$L - \frac{(B*B')}{2}$ (m)	$L - \frac{(B*B')}{2} \geq 50$
S 2	2.80	4.80	2.5	C.V
S F1	1.80			
S F3	1.10	3.95	2.15	C.V
S 3	2.50	4.8	1.80	C.V
S F8	3.50			
S F9	1.30	4.8	2.9	C.V
S F4	2.50			
S F5	2.60	3.70	1.85	C.V
S F6	2.10	4.80	2.90	C.V
S F11	1.70			
S F10	2.60	3.20	0.6	C.V
S F10	2.60			
S F7	2.70	3.20	0.5	C.V
S F7	2.70			

Tableau.VI.4. vérification de chevauchement sens y

semelle	B(m)	L(m)	$L-\frac{(B*B')}{2}$ (m)	$L-\frac{(B*B')}{2}$ ≥50
S F1	1.80	3.35	1.90	C.V
S F3	1.10			
S F4	2.50	2.8	1.00	C.V
S F6	2.10	3.35	1.05	C.V
S F8	3.50			
S F9	1.30	3.35	0.95	C.V

VI.4.2.1. Ferraillage

La semelle n'est pas sollicitée longitudinalement car l'action du mur s'annule avec le réaction du sol. Par contre, elle est sollicitée transversalement, c'est à dire qu'elle fléchit autour de l'axe parallèle au mur. On utilise pour le calcul de ferraillage la méthode des bielles. Cette méthode admet que la charge N centrée agissant par unité de longueur du mur est transmise au sol par l'intermédiaire des bielles de béton inclinées. Les armatures jouent le rôle de tirant puisqu'elles doivent équilibrer la composante horizontale de l'effort de compression dans la bielle.

a) Armatures principales " A " :

La force de traction horizontale " F " sera équilibrée par les armatures, elle aura pour valeur :

$$F=\frac{N}{8}.\frac{(B-b)}{d} \quad \text{F= A.}\overline{\sigma_s} \rightarrow A=\frac{F}{\overline{\sigma_s}} \rightarrow A=\frac{N.(B-b)}{8.d.\overline{\sigma_s}}$$

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max [A_{ELU} et A_{ELS}]

Tableau VI.5. Armatures principales des semelles filantes

Semelle	N_{ser} KN/L	$N_{u(KN/L)}$	$A_{ser}(cm^2)$	$A_u(cm^2)$	$A_{choisie}$ (cm^2)	Espacement St(cm)
SF1	363.81	410.20	9	5.80	10HA12 = 11.31	15
SF2	72.82	982.99	24.30	14.11	22HA12 = 24.86	12
SF3	318.46	435.27	7.88	6.20	8HA12 = 9.05	15
SF4	527.80	556.20	13.06	7.90	12HA12 = 13.56	20
SF5	612.19	645.08	15.15	9.20	14HA12 = 15.82	15
SF6	852.47	840.40	21.10	12.07	20HA12 =22.60	10
SF7	943.55	1091.81	23.42	15.60	22HA12=24.86	12
SF8	995.40	1063.50	19.68	15.06	20HA12=22.60	15
SF9	340.45	603.44	8.42	8.60	8HA12=9.05	15
SF10	621.20	778.12	15.37	11.8	14HA12=15.82	15
SF11	459.17	531.27	11.36	7.63	12HA12=13.56	15

b) Armatures de répartition " $A_{rép}$ "

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.
$A_{rép}=A\times B/4$; B en [m] , A et $A_{rép}$ en [cm^2].

Tableau VI.6. Armatures de répartition des semelles filantes

Semelle	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ choisie}(cm^2)$	Esp (cm)
SF1	9.08	8HA 12 = 9.05	15
SF2	17.40	16HA12 = 18.08	15
SF3	2.48	6HA12 = 6.78	15
SF4	8.47	10HA12 =11.31	15
SF5	10.28	10HA12 =11.31	15
SF6	11.86	11HA12 = 12.43	15
SF7	16.78	16HA 12 = 18.08	15
SF8	19.77	18HA 12 = 20.34	15
SF9	2.94	6HA 12 = 6.78	15
SF10	19.28	6HA12 = 6.78	15
SF11	5.76	8HA 12 = 9.05	15

c) Longueur de scellement " ls " :

- Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement " ls " avec la largeur de la semelle " B ".

$$l_s=\emptyset.f_e/4\,\tau_s \quad ; \quad \tau s=2.8 \text{ Mpa}$$

ls>$\frac{B}{4}$: toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comporter des encrages courbes.
B8 ≤ls≤B4 : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter des crochets.
ls<$\frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur 0.71 B ou alterner des barres de longueur 0.86 B.

Tableau .VI. 7. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes

semelle	Ø(mm)	l_s (cm)	B/8(cm)	B/4 (cm)	Ancrage
SF1	12	42	22.5	45	Courbe/ rectiligne
SF2	12	42	35	70	Courbe/ rectiligne
SF3	12	42	13.75	27.5	courbe
SF4	12	42	31.25	62.50	Courbe/ rectiligne
SF5	12	42	32.50	65	Courbe/ rectiligne
SF6	12	42	26.50	52.5	Courbe/ rectiligne
SF7	12	42	33.75	67.5	Courbe/ rectiligne
SF8	12	42	43.75	87.50	Courbe/ rectiligne
SF9	12	42	16.25	32.50	courbe
SF10	12	42	32.50	65	Courbe/ rectiligne
SF11	12	42	21.25	42.50	Courbe/ rectiligne

Conclusion :
Dans toutes les semelles, les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes (crochets).

VI.4.2.2. Vérification de la stabilité au renversement [RPA99.Art 10.1.5]

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement. $e = M/N \leq B/4$

Tableau VI.8. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes

semelle	N_u (KN)	M_u(KN)	B(m)	B/4(m)	e(m)	e≤ $B/4$
SF1	3274.34	23.45	1.8	0.45	0.0071	C.V
SF2	3290.01	1801.54	2.80	0.70	0.50	C.V
SF3	945.66	4.04	1.10	0.27	0.004	C.V
SF4	4618.41	1512.59	2.50	0.62	0.32	C.V
SF5	3746.65	2620.32	2.60	0.65	0.60	C.V
SF6	2531.84	10.23	2.10	0.52	0.004	C.V
SF7	1886.71	1200.59	2.70	0.67	0.63	C.V
SF8	2147.58	1735.33	3.50	0.87	0.80	C.V
SF9	919.24	11.14	1.30	0.32	0.012	C.V
SF10	2422.68	1507.60	2.60	0.65	0.62	C.V
SF11	1239.78	10.81	1.70	0.42	0.008	C.V

Toutes les semelles sont stables vis à vis le renversement

VI.4.3. Poutre de libage

VI.4.3.1. Dimensionnement

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$l \leq \pi/2 l_e$; $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K\,b}}$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E=10818.87 MPa)

l : La plus grande travée

k : Coefficient de raideur du sol (k=4 kg/cm3)

I : Moment d'inertie de la poutre de libage ($I=b.h_p^3/12$)

b : Largeur de la poutre de libage égale à la largeur du poteau

h_p : Hauteur de la poutre de libage $h_p = \sqrt[3]{\frac{48l^4}{\pi^4 E}}$

Remarque :

La hauteur " h_p" de la poutre de libage est généralement largement supérieure à la hauteur "h" de la semelle. Dans le cas contraire ($h_p < h$), on adoptera comme hauteur de la poutre de libage $h_p=h$. Les poutres de libage (PL1 , PL2 , PL3) sont les poutres correspondantes aux semelles filantes (SF1 ,SF4 et SF6) respectivement .

Tableau VI.9. Dimensionnement de la poutre de libage

poutre	b (m)	L_{max}(m)	h_p(m)	I(m^2)	$\frac{\pi}{2}.l_e$	$l_{max} \leq \frac{\pi}{2}.l_e$
PL1	0.50	9.00	0.80	$2.13x10^6$	9.42	C.V
PL2	0.50	5.07	0.80	$2.13x10^6$	9.42	C.V
PL3	0.50	2.97	0.80	$2.13x10^6$	9.42	C.V

VI.4.3.2. Ferraillage

La poutre de libage est considérée comme une poutre continue mais renversée soumise à une charge uniformément répartie " q ". Cette charge sera égale à la somme de toutes les charges concentrées (ΣN_i) dans les poteaux et provenant de la superstructure divisée par la longueur totale " L " de la poutre de libage. $q = \frac{\Sigma N_i}{L}$

a . Chargement de la poutre de libage

le chargement de la poutre de libage est due au poussées des terres qui est représenté dans le tableau suivante :

Tableau. VI.10. Chargement de la poutre de libage

Poutre	L (m)	B(m)	I(cm^2)	Σ $N_{i\ ser}$	q_{ser} (kN/ml)	q_u (kN/ml)
PL1	9	0.50	$2.13*10^6$	3274.34	305.62	412.10
PL2	5.07	0.50	$2.13*10^6$	1954.68	378.78	511.35
PL3	2.97	0.50	$2.13*10^6$	2531.84	507.41	685.00

b. Armatures longitudinales

Le calcul d'armatures longitudinales est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

élément		M_u(Kn.m)	d(cm)	A'(cm^2)	A(cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
PL1	**Travée**	347.83	77	0	14.5	8HA16=16.08
	appuis	-447.63	77	0	17.50	9HA16=18.09
PL2	**Travée**	282.99	77	0	10.9	6HA16=12.06
	appuis	-428.49	77	0	16.80	8HA16=16.08
PL3	**Travée**	251.76	77	0	9.60	6HA16=12.06
	appuis	-503.52	77	0	18.00	9HA16=18.09

c.Vérification des contraintes à l'E.L.S

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 : $\overline{\sigma_b} = 0.6\ f_{c28} = 15$ MPa , et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier :

La fissuration est préjudiciable, donc $\overline{\sigma_s}$: =Min [(2/3) fe ;$110\sqrt{\eta . ftj}$]=201.63 MPa , et on doit vérifier que : : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'E.L.S

élément		$A_{choisie}$ (cm^2)	Mser(kN.m)	σ_b(MPa)	σ_s(MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
PL1	**Travée**	16.08	277.65	6.15	168.23	C.V
	appuis	18.09	331.58	6.92	165.52	C.V
PL2	**Travée**	12.06	209.62	5.22	156.32	C.V
	appuis	16.08	317.40	6.73	198.12	C.V
PL3	**Travée**	12.06	186.69	3.89	155.02	C.V
	appuis	18.09	372.98	7.20	200	C.V

d. Armatures transversales

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u$

$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.15 \cdot f_e}{\gamma_b}; 4MPa\right\} \Rightarrow$ Où : $\overline{\tau_u} = 2.5MPa$

(Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable)

Le calcul d'armatures transversales et leurs espacement est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.13. Armatures transversales de la poutre de libage

Poutre	Vu (kN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau_u}$(Mpa)	A_t(cm^2)	espacement
PL1	787.57	2.25	2.50	6HA8 = 3.01	20
PL2	803.18	2.29	2.50	6HA8 = 3.01	20
PL3	834.63	2.38	2.50	6HA8 = 3.01	20

e. Armatures de peau

Le CBA93 exige en plus des armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. Le nombre de barres pour les armatures de peau est donné dans le livre " Techniques d'ingénieur " comme suit :

- 2 barres si h≥60 cm
- 4 barres si h≥70 cm
- 6 barres si h≥80 cm

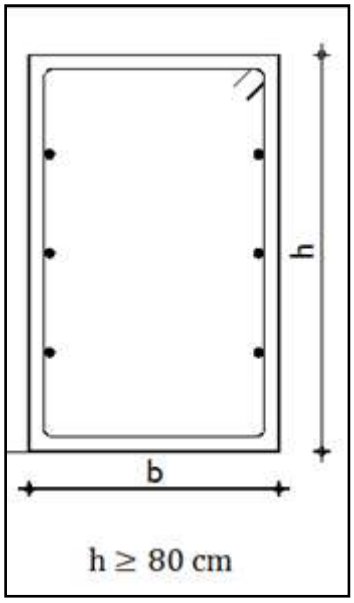


Figure VI.4. Armatures de peau

Dans notre projet, on a 1 type de poutres de libage; un hauteur h=80cm, donc on utilise des armatures de peau 6HA12=6.79 cm2.

VI.4.4. Ferraillage des semelles isolées

a. Armatures principales " A "

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. A=Max [A_{ELU} et A_{ELS}]

Tableau VI.14. Armatures principales des semelles isolées.

Semelle	N_{ser} KN/L	$N_{u(}$ KN/L)	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	B(m)	A_{ser}	Au(cm)	A choisie (cm^2)	st
S 1	417.68	569.63	0.25	14.43	2.7	10.00	8.18	10HA12=11.31	20
S 2	498.95	626.72	4.25	11.68	2.8	11.36	9.00	12HA12=13.57	20
S 3	366.67	502.33	11.33	0.57	2.5	9.07	7.22	10HA12=11.31	20

b. Armatures de répartition " $A_{rép}$ "

Parallèlement à l'axe longitudinal de la semelle, on doit prévoir des armatures de répartition.
$A_{rép}=A\times B/4$; B en [m] , A et $A_{rép}$ en [cm^2].

Tableau VI.15. Armatures de répartition des semelles isolée.

semelle	A rép=A.B/4(cm^2)	$A_{choisie}$(cm^2)	Esp (cm)
S 1	7.63	10HA12=11.31	20
S 2	9.50	10HA12=11.31	20
S 3	7.07	10HA12=11.31	20

c.**Vérification de la stabilité au renversement**

Tableau VI.16. Vérification de la stabilité au renversement

semelle	Nu (KN)	M_u(KN.m)	e(m)	B(m)	B/4(m)	e ≤ B/4
S I1	569.63	0.25	0.002	2.70	0.67	C.V
S I2	626.72	4.25	0.003	2.80	0.70	C.V
S I3	502.33	11.33	0.10	2.50	0.62	C.V

VI.5. LES LONGRINES

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, minimiser les déformations de l'infrastructure (fondations), reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux. Les longrines représentent un appui continu sous les murs doubles cloisons.

VI.5.1. Dimensionnement

Pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30*30) cm². On a choisi une section de dimensions (30*30) cm^2.

VI.5.2. Ferraillage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale

$F_u = \frac{N_u}{\alpha}$; $A = \frac{F_u}{\sigma_s}$

N_u : effort normal à la base du poteau le plus sollicité

α : coefficient du site en fonction de la zone sismique ;α=12 (zone II)

VI.5.2.1. Armatures longitudinales

- Selon le CBA93 : A_{min}=0.1% b.h=0.001∗30∗30=0.90 cm^2

- Selon le RPA99 version2003 : A_{min}=0.**6**% b.h=0.006∗30∗30=5.40 cm^2

$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1754.82}{12} = 146.23$ kN

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa

$A = \frac{146.23*10^3}{348} = 420.0\ mm^2 \rightarrow A = 4.20 cm^2$

On adopte pour le ferraillage longitudinal des longrines : A=6HA12=6.79 cm2

Vérification des contraintes à l'E.L.S

L a fissuration est considérée préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma s}$ =Min [23 fe ;$110\sqrt{\eta . f_{tj}}$] =201.63 Mpa

Nser=1285.06 kN ; $F_{ser} = \frac{1285.06}{12} = 107.08$; $\sigma_s = \frac{F_e}{A_{choisi}} = \frac{107.08*10^3}{679} = 157.70$ MPa

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ (c.v)

VI.5.2.2. Armatures transversales

$A_t = 0.003\ S_t'.b$

On choix l'espacement S_t'=15 cm, donc : $A_t = 0.003*15*30 \Rightarrow A_t = 1.35$ cm²

On adopte pour le ferraillage transversal des longrines : $A_t = 4Ø8 = 2.01$ cm²

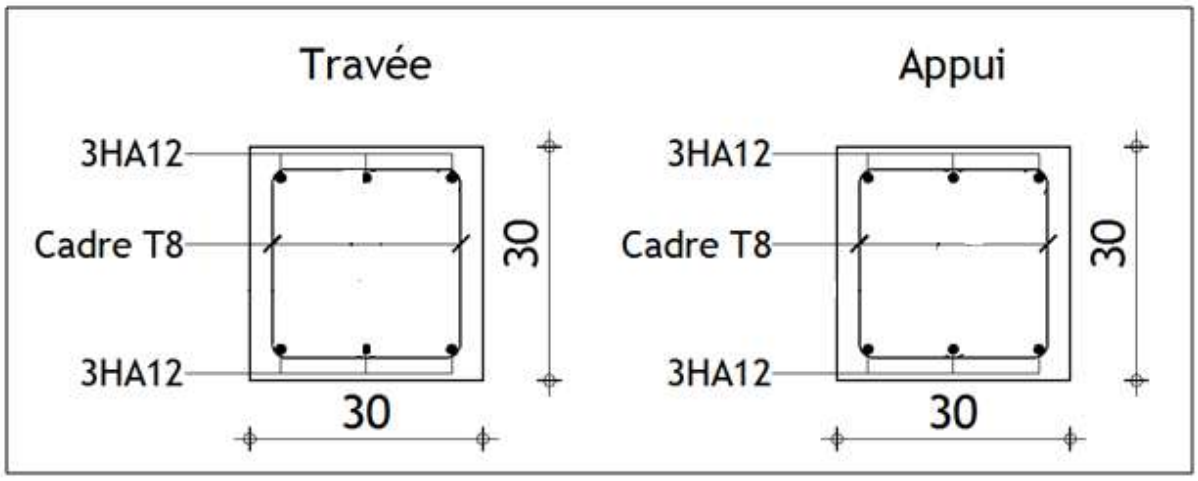


Figure VI.5. Ferraillage des longrines.

conlusion

Conclusion

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principale et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Documents réglementaires

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.
- BAEL.
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Logiciels

- SAP2000 V17
- Excel 2007.
- ROBO EXPERT