République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option:STRUCTURE

Thème :

Etude d'un batiment (R+8) a usage d'habitation

Etudié par :
-RABIAI Ishak
-DERRADJI Hassen

Encadré par :
- Mr:SKANDER-Z

Promotion Juin 2018


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement :

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.
Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M Skandar. Pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée .Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de juger notre travail.
Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de YAHYA FARES DE MEDEA, et à tous les enseignants qui ont participé à notre formation.
Encore des remerciements au l'ingénieur OULD EL TURKI Benaissa a tousses aide.
Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

ISHAK ET HASSEN.

Dédicace

Tout d'abord, On tient remercier mon dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, Qu'on dédie :

A Mes chères parents que dieu protège.

A Mon cher frère Merouane et mes SŒURS, et toutes nos familles.

A Mes chers amis, Bilal , Imad et Hassen ,Ibrahim.

A toute la promotion 2018 Et toute personne qu'on connait.

➢ *ISHAK*

Dédicace

Tout d'abord, On tient remercier mon dieu de nous avoir aidé et donner la volonté et la patience pour arriver à ce niveau de savoir, et de réaliser ce travail, Qu'on dédie :

A Ma chère mère que dieu protège.

A Mon cher frère Oussama et ma chère SŒUR, et toutes nos familles.

A Mes chers amis, Ishak,Yacine,Farid.

A toute la promotion 2018. Et toute personne qu'on connait.

➢ *HASSEN*

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي+8 طابق بولاية تيبازة الواقعة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.
هذا المشروع مهيكل بواسطة نظام صد (الأعمدة و العارضات) لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية.
قياس الأبعاد و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:
*القواعد الجزائرية المضادة للزلازل "RPA99
* قانون الخرسانة المسلحة "CBA93"
*الدراسة الزلزالية تمت وفق الطريقة العددية

RESUME

Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment en RDC+8 étage, à usage d'habitation, Il est implanté à Tipaza , Cette région est classée en zone sismique III selon le ***RPA99 version 2003***.

La résistance de la structure aux charges verticales et horizontales est assurée par une ossature auto stable en béton armé (voille-poteaux- poutres).

Le dimensionnement de tous les éléments résistants sont établis conformément aux Règlements Algériens (CBA93 et RPA99).

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par la méthode statique équivalente.

ABSTRACT

This project deals with the study of a building in Tépaza. This is classified in a high seismicity region (III) according to the Algerian seismic rules ***RPA99 version 2003.***

The resistance of structure to vertical and horizontals loads is assured by a skeletal with concrete army (frames and shells).

The dimensioning and the counting of steel framework were established in accordance with the Algerian payments (CBA93 and RPA99)**.**

SOMAIRE

Remerciements & dédicace

Résumé

Table des Matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Notation

Les plans

Introduction générale

Table des Matières

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE……1

I.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE……1

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment……1

I.2.2.Dimensions en élévation du bâtiment……1

I.3.CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES……1

I.3.1.Système de contreventement……1

I.3.2.Planchers……1

I.3.3.Maçonnerie……2

I.3.4.Revêtements……3

I.3.5.L'acrotère……3

I.3.6.Les escaliers……3

I.3.7.L'infrastructure……3

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX……3

I.4.1.Le béton…… ……3

I.4.1.1.Résistance du béton……3

I.4.1.2.Module d'élasticité……4

I.4.1.3.Coefficient de POISSON (υ)…… ……4

I.4.1.4.Contraintes limites……4

I.4.2.Les aciers……6
I.4.2.1.Types d'acier……6
I.4.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier……6
I.4.2.3.Contraintes limites……6
a) Etat limite ultime (ELU)……6
b) Etat limite de service (ELS)……7
II.1. INTRODUCTION……8
II.2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES DALLES……8
II.2.1 Plancher en corps creux……8
II.3.Evaluation des charges et surcharge……9
II.3.1.Charges permanentes……10
II.3.2.Charges d'exploitation……12
II.3.Maçonnerie……12
II.4. PRÉDIMENSIONNEMENT des poutres……13
II.4.1-Les poutres……13
II.4.1.1.1. Poutres principales (porteuses)……13
II.4.1.1.2. Poutres secondaires (non porteuses)……14
II.5. Pré dimensionnement des poteaux……15
A. Etapes de pré dimensionnement……15
B- Choix du poteau le plus sollicité……17
C- La surface reprise par le poteau……18
D-Calcul de l'effort Nu……18
E-Détermination des Charges……19
F-Conclusion……22
II.5. pré dimensionnement du voile……22
II.6. Conclusio……22
III.1-INTRODUCTION……25
III.2-L'ACROTERE……25
III.3.PLANCHER A CORPS CREUX……27
III.3.1.La dalle de compression……27
III.3.2. Les poutrelles……27
III.3.2.1.Avant coulage……28
III.3.2.2.Après coulage……28

III.3.2.3.Evaluation des charges et surcharges ……29
III.3.2.4.Méthode de CAQUOT ……30
III.3.2.5.Calcul de ferraillage ……32
III.3.2.6.Vérification à l'E.L.S ……33
Vérification au cisaillement ……33
Vérification préliminaire de la flèche ……34
III.4.LES ESCALIERS ……35
III.4.1.Terminologie ……35
III.4.2.Dimensionnement ……35
III.4.3.Evaluation des charges et surcharges ……36
III.4.3.1.Charges permanentes ……36
III.4.3.2.Charges d'exploitation ……37
III.4.4.Ferraillage ……37
III.4.4.1.Armatureslongitudinales……37
III.4.6.2.Armatures de répartition ……38
III.4.6.3.Vérification de l'espacement ……38
III.4.6.4.Vérification à l'ELS ……38
III.4.7.Vérification de l'effort tranchant ……39
III.4.8.Vérification de la flèche ……39
III.5. Calcul de la poutre palière……39
III.5.1. PRE DIMENSIONNEMENT……39
III.5.2. Charges revenants à la poutre ……40
III.5.3.Calcul des efforts ……40
III.5.4.ferraillage de la poutre palière ……40
III.5.5. vérifications ……41
III.5.Calcul des dalles pleines ……42
III.5.1.. calcule des charges ……42
III.5.2-Calcul de la dalle triangulaire ……43
III.5.4.Vérifications ……43
III.5.5Calcule des dalles rectangulaire ……44
III.5.7.Vérifications ……45

IV.1.Calcul centre de mass et centre de torsion……..48
IV.2.Centre de Rigidité et Centre de Masse ……..48
IV.2.3.Excentricité ……..48
IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique) ……..48
IV.2.3.2.Effets de la torsion accidentelle ……49
IV. 2.4.Choix de la méthode de calcul ……..49
IV. 2.4.1.Introduction ……49
IV.2.4.2.Méthode dynamique modale spectrale ……..49
IV.2.4.2.1.Principe ……..49
IV. 2.4.2.2.Modélisation ……..49
A. Coefficient d'accélération A ……..51
B. Coefficient de comportement R ……51
C. Facteur de correction d'amortissement (η) ……..51
D. Facteur de qualité Q ……52
E. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 ……..52
F. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique……53
IV.3. proposition dispositions des voiles ……..53
IV.3.1.Justification du coefficient de comportement R : ……..54
IV.3.2-Vérification de comportement des trois premiers modes : ……..56
IV.3.3. Vérification de participation massique……..58
IV.3.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……59
IV.3.4.1.Calcul de la force sismique totale ……59
IV.3.5.Vérification de la stabilité au renversement……61
IV.3.5.1.Le moment de renversement……..61
IV.3.5.2.Distribution de la résultante des forces sismiques totale ……62
IV.35.3.Le moment stabilisant……62
IV.3.6Vérification des déplacements inter-étages……63

*IV.3.7.*Vérification de cisaillement des éléments : ……64

*IV.3.7.1.*Les poutres ……64

*IV.3.7.2.*Les poteaux ……65

IV.3.7.3. Les voiles ……65

IV.3.8..Vérification de l'effort normal réduit à la base ……66

*IV.3.9.*Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……66

IV.4. Conclusion : ……68

V.1. introduction……69

V.2. ferraillage des poutr……69

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de servic……*70*

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA ……71

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant ……72

V.2.6.Calcul des armatures transversales ……73

V.2.7.Vérification de la flèche ……*74*

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX ……76

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service ……*77*

V.3.7. Armatures transversales ……77

V.4.Ferraillage des voiles ……78

V.4.1.Introduction ……79

V.4.4. Méthode de calcul ……79

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins ……*79*

V.4.5.1.Armatures verticales ……*79*

A- Détermination des armatures à l'ELU de résistance ……*81*

B. Vérification des armatures à ELS……81

V.4.5.3. Armatures transversales……81

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture ……..*82*

V.4.6.1.les trumeaux ……*82*

Les armateurs verticaux ……*82*

A.1. Détermination des armatures a l'ELU……*82*

A.2. Vérification des armatures à ELS ……*83*

B. Les armateurs horizontaux : ……*83*

C. Vérification des contraintes ……*84*

V.4.6.2. Linteaux ……*84*

VI-1- Introduction :…… 86

VI-2-Type de la fondation :……86

VI-3-Connaissance du site et du sol :……87

VI-4-Choix du type de fondation :……87

VI-5-Etude préliminaire du choix de type de semelle :……87

VI-6-Les efforts normaux à base de la structure :…… …88

VI-7-La proposition des semelles : ……88

VI-8 : Calcul des semelles isolées :……88

VI-8-1 : Dimensionnement des semelles isolées ……89

VI-8-2 : Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :……89

VI- 9 : Calcul des semelles filantes :……92

VI-9-1 : Dimensionnement des semelles filantes :……91

VI-9-2 : Dimensionnement de la poutre de libage :……92

VI-10: ferraillage……94

VI-10-1: Les semelles filantes……94
VI-10-2 : Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :……94
VI-10-3 : Semelle filante (continue) sous un voile :……94
VI-10-4 : Longueur de scellement “ls” :……95
VI-11 : Poutre de libage :……96
VI-12 : Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003]……97
VI-12-1 : Recommandation des règlements :……97
VI-12-1-1 : Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1]:……98
VI-12-1.2 : Selon le CBA93 [A.7.1.2] :……98
VI-12-3 : Ferraillage à l’Etat Limite Ultime :……98
VI-12-4 : Vérification des contraintes à l’état limite de service :……99
VI-12-5 : Calcul des armatures transversales :……99

Liste des figures

Figure I.1.Plancher corps creux……2
Figure I.2 Plancher dalle pleine……2
Figure I.3. .Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU……5
Figure I.4. Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU……6
Figure II.1. Plancher a corps creux……...8
Figure II.2. Dimensions du corps creux……9
Figure II.3. Mur double cloison……...13
Figure II.4. Schéma de la poutre……..…13
Figure II.5. Section réduite des poteaux……...17
Figure. II.6. représentation du poteau le plus sollicité……17
Figure. II.7.surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité……18
Figure II.8. Conditions aux zones nodales……...23
Figure II.9. Vue en plan et vue en 3D du voile ……...24
Figure III.1. Acrotère (dimensions et charges exercées)……25
Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère……...27
Figure III. 3. Poutrelle à deux travées……..29
Figure III.4. Poutrelle à cinq travées……...30
Figure III.5. Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (àdroit .e)……...35
Figure III6. Schéma d'un 3 volé……...36
Figure III.07 Dessine des dalles planes triangulaires……...43
Figure.III.8 Dessine des dalles planes rectangulaires……..45
Figure. IV.1. modalisation de structure en 3D ……..50
Figure. IV.2 : Spectres de réponse (X et Y)……51

Figure. IV.3. disposition des voiles en 3D ……54

Figure. IV.4. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)……57

Figure. IV.5. Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)…….57

Figure. IV.6. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)……..58

Figure. IV.7. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...61

Figure V-1: Ferraillage poutre principale terrasse……...67

Figure V-2 : Ferraillage poutre principale courant……..68

Figure V-3 : Ferraillage poutre secondaire terrasse……68

Figure V-4 : Ferraillage poutre secondaire courant……...68

Figure .V.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux ……72

Figure V-5 : Ferraillage des poteaux…….....75

Figure. V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.75

Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....88

Liste des tableaux

Tableau I.1.Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….6

Tableau II.1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……10

Tableau II.2. Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)……10

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….11

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)……11

Tableau II.5. Charges permanentes du mur double cloison……...12

Tableau .II.6 : charge permanente du mur intérieur……...12

Tableau II.7: Pré dimensionnement des poteaux……..18

Tableau II.8:calcule de Nu ……18

Tableau. II.9:Calcule de Q cum…….19

Tableau .II.10.Vérification de l'effort normal des poteaux……20

Tableau .II.11.Vérification des sections selon le RPA99 version2003 …….21

Tableau .II.12.Vérification aux zones nodales selon le RPA99 version2003……....21

Tableau-III.01 : calcule les charges et les efforts et ferraillage…….26

Tableau.III.02 : vérifier les conditions en état limite ultime et service……..26

Tableau : III.03 .les charges est le moment des poutrelles avant coulage……....28

Tableau : III.04 .le ferraillage est la flèche des poutrelles avant coulage……..29

Tableau.III.05.Combinaison des charges des poutrelles……30

.

Tableau.III.06.Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.U …….31

Tableau.III.07.Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées à l'E.L.S …….31

Tableau.III.08Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées à l'E.L.U…….31

Tableau.III.9 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées à l'E.L.S……..32

Tableau.III.10Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis. ……...32

Tableau.III.11Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U. ……...33

Tableau.III.12Vérification des poutrelles à l'E.L.S. ……..33
Tableau.III.13 Armatures longitudinales des poutrelles……34
Tableau.III.14 Armatures transversales des poutrelles…….....34
Tableau.III.15 .les donne pour calcule la flèche. ……....34
Tableau.III.16 Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles…….....35
Tableau.III.17Vérification de la flèche des poutrelles…….....35
Tableau III.18.les caractéristiques géométriques pour les trois volées. ..……....36
Tableau.III.19 détermine des sollicitations et les efforts ……....38
Tableau.III.20Caractéristiques de l'escalier et de matériau…….38
Tableau.III.23.Section d'armatures longitudinales dans l'escalier. …….39
Tableau.III.24.Vérification de la section d'armatures. ……....39
Tableau.III.25 Section d'armatures de répartition dans l'escalier. ……..39
Tableau.III.26.vérification de l'espacement. …….....40
Tableau.III.27 Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS. …….……40
Tableau.III.28Vérification de la flèche de l'escalier. …….....41
Tableau.III.29.calcule des réactions et les moments. ……42
Tableau.III.30. ferraillage de la poutre palier. ……....42
Tableau.III.31.vérification a état limite service. ……42
Tableau.III.32.calcule des charges. …….....44
Tableau.III.32 Ferraillage de la dalle pleine triangulaire. ……..…….……45
Tableau.III.33 : Vérification des contraintes à l'état limite de service. …….....45
Tableau.III.34.Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire. ……..…….....46
Tableau.III.35 : Vérification des contraintes à l'état limite de service. …….....47

Tableau IV.1. Calcul de centre de masse et centre d'inertie ……..…….……48
Tableau IV.2. Calcul d'excentricité. …….……..49
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités Pq …….....52
Tableau IV.4. Le comportement des trois premiers modes. …….……..54
Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X. ……..…..54
Tableau IV.6. Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage. …55

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y …….55

Tableau IV.8. Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage. ...56

Tableau IV.9. Le comportement des trois premiers modes ……..……56

Tableau IV.10. Vérification de participation massique. ……..…..58

Tableau IV.11. Calcul de la force sismique …….….60

Tableau IV.12. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …….…..60

Tableau IV.13. Calcul du moment de renversement ……..…..61

Tableau IV.14. Calcul du moment stabilisant …….62

Tableau IV.14 : Vérification de stabilisation …….……..63

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x ……..64

Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y ……..…....64

Tableau IV.17 : Vérification de cisaillement des poutres ……....65

Tableau IV.18 : Vérification de cisaillement des voiles……....66

Tableau IV.19 : Vérification de l'effort normal réduit à la base ……..…..67

Tableau IV.21 : Vérification l'effet P-Δ suivant X …….……..68

Tableau IV.22 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y ……...68

Tableau. V.1 : Les données de calcul ……69

Tableau .V.2: Ferraillage longitudinal des poutres principales ……....70

Tableau .V.3: Ferraillage longitudinal des poutres secondaire ……70

Tableau .V.4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale..70

Tableau .V.5 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire..71

Tableau V-6: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA ……..…...…71

Tableau V-7: Vérification de ferraillage des poutres principales SELON CBA …….....71

Tableau V-8:Vérification de ferraillage des poutres secondaire selon RPA ……..….72

Tableau V-9:Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA …….…...72

Tableau V-10 : Lois de la contrainte ……..…..72

Tableau V-11 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.....…72

Tableau V-12 : Vérification contrainte de cisaillement des poutres secondaires …..……73

Tableau .V.13 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales……..……..73

Tableau .V.14 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires ……..……73

Tableau .V.15 : Vérification de la flèche des poutres ……..…74

Tableau .V.16: Les Armatures longitudinaux des poteaux ……..…..…76

Tableau .V.17 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S ……..77

Tableau .V.18 : Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés…..78

Tableau V.19.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ($At/S_t.b$) :.78

Tableau .V.20 : Les données de calcul…….. 79

Tableau .V.21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……80

Tableau .V.22. : Vérification des armateurs verticaux a ELS……81

Tableau .V.23 : Vérification des armatures……...81

Tableau .V.24 : Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins…….……81

Tableau .V.25 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux……..…81

Tableau .V.26: Vérification des armatures a ELS des trumeaux……...82

Tableau .V.26: Vérification des armatures a ELS des trumeaux……...83

Tableau .V.27 : Calcul des armatures horizontaux des trumeaux……84

Tableau .V.28 : Vérification des contraintes…….84

Tableau .V.29 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux…....84

Tableau .V.30: Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……..86

Tableau VI.01 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS…….86

Tableau VI.02 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS ……87

Tableau VI.03 : Vérification chevauchement entre les semelles isolées…….88

Tableau VI.04 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……89

Tableau VI.05 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage……90

Tableau VI.06 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS ……90

Tableau VI.07 : Vérification l'excentricité des semelles filantes……91

Tableau VI.08 : Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales.92

Tableau VI.09 : Vérification l'excentricité des semelles filantes……92

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous voile (armatures principales). 93

Tableau VI.11:Vérification longueur de scellement des semelles filantes……94

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…….95

Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage……..95

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…96

Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS…….96

Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……....97

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines……....98

Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines……98

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les Longrines……...99

Notations

❖ **Majuscules romaines :**

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}: :Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.
A_{ver} : Section d'armatures verticales.
A_h : Section d' d'armatures horizontales.
A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
A_D : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
NU : Effort normal ultime.
TU : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

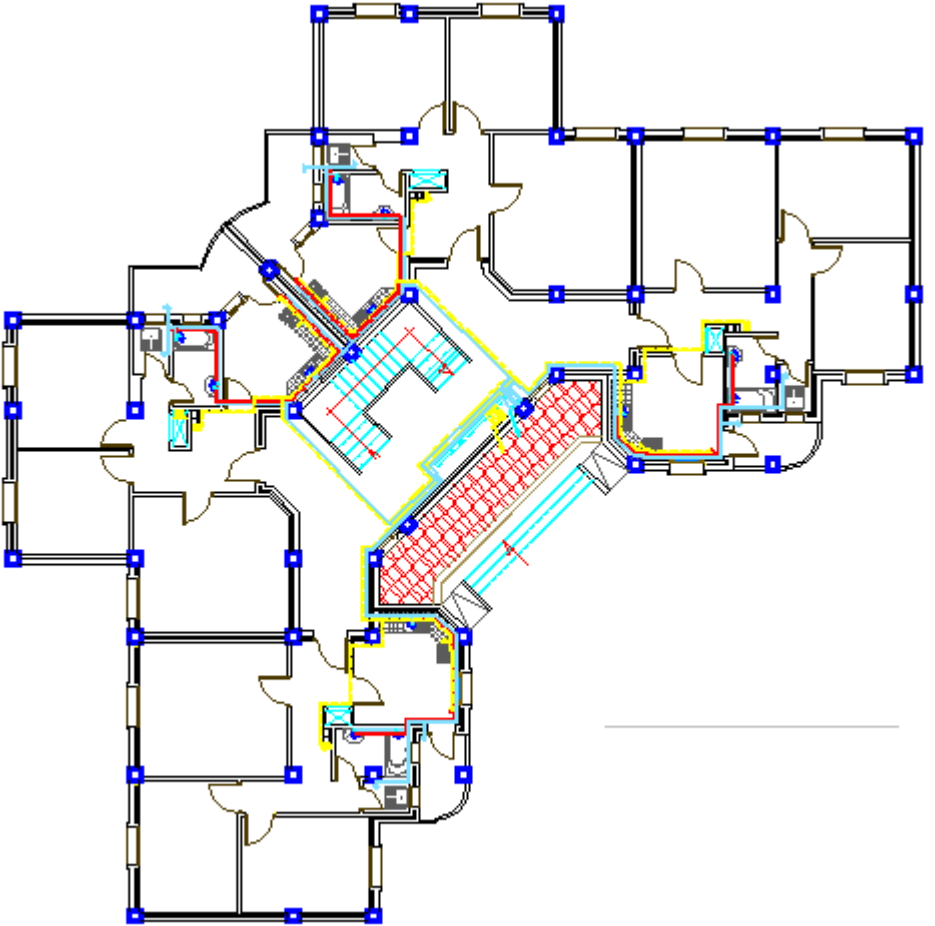
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance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

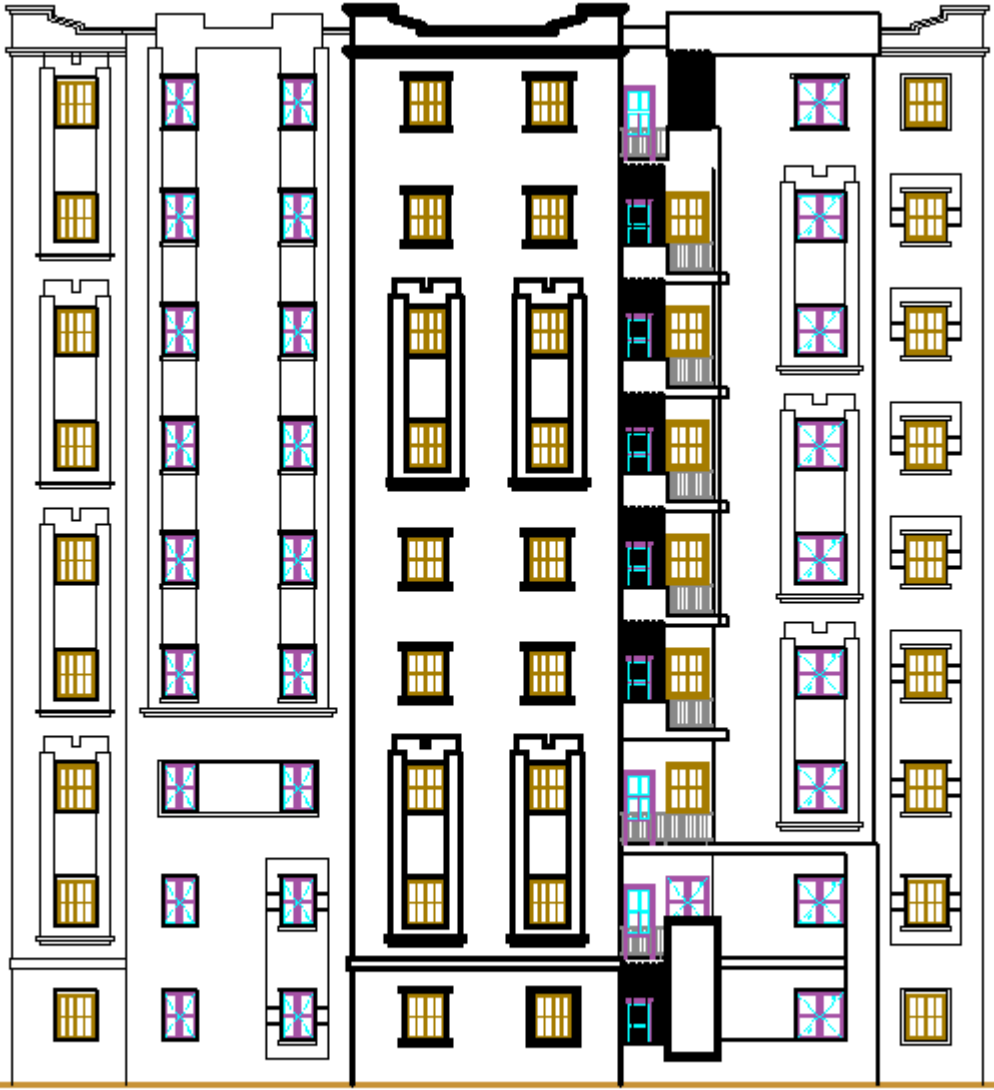
❖ **Majuscules grecques :**

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

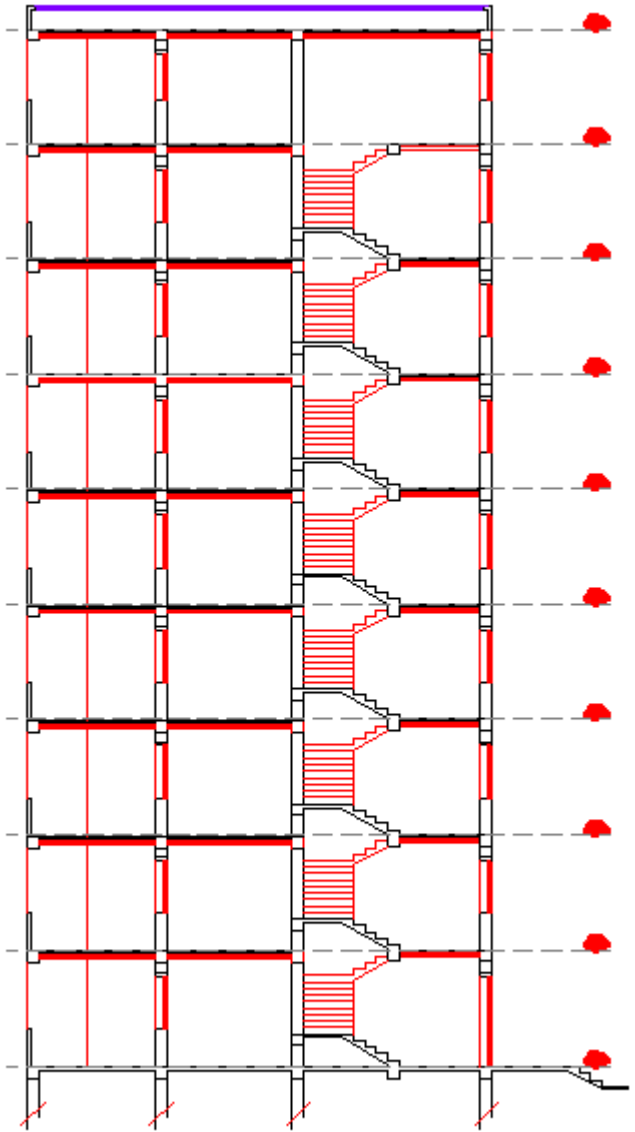
❖ **Minuscules grecques :**

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
ζ : Contrainte normale.
η : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.





FACADE PRINCIPALE



COUPE AA

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses préoccupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.
Cependant, si le métier de construire peut être considérer comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Le principal objectif de ce travail consiste à faire une étude technique, d'un bâtiment en béton armé composé de cinq étages, par un calcul des éléments structuraux de sa structure, le projet en question est implanté à la wilaya de Tipaza classée comme zone de forte sismicité. Cette étude a été menée selon le plan de travail qui représenté comme suit :

- Une présentation de l'ouvrage ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés sont présentés au premier chapitre.
- L'étape de pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles et planchers), est l'objet du second chapitre
- Le troisième chapitre est consacré pour le calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers, etc. …).
- La partie de l'étude dynamique et la détermination des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que sa modélisation sur le logiciel de calcule SAP 2000 fait l'objet de quatrième chapitre.
- Le cinquième chapitre présente en détail le calcule du ferraillage des éléments résistants de la structure sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux ainsi que les vérifications des contraintes.
- Le sixième chapitre résume la partie de l'étude de l'infrastructure par le dimensionnement et le calcule de ferraillage des fondations.
- A la fin de ce travail on termine par une conclusion générale.

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Il s'agit d'un bâtiment composé d'un Rez de chaussé + 8 étages à usage d'habitation qui est implanté à la wilaya de Tipaza. Classée comme une zone de forte sismicité (zone III) selon les recommandations du règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

L'étude du bâtiment a été menée conformément aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93, ainsi que les recommandations du règlement parasismiques algériens.

I.2.CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

I.2.1.Dimensions en plan du bâtiment :

- Longueur totale du bâtiment : 27.86 m

- largeur totale du bâtiment : 27.86 m

I.2.2.Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du RDC : 3.24m

- Hauteur de l'étage : 3.24 m

- Hauteur totale du bâtiment : 29.07 m + 0.60 m de l'acrotère

I.3.CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

I.3.1.Système de contreventement :

La hauteur du bâtiment en question est supérieure à 8m, donc selon les recommandations du règlement parasismique algérien, une exigence d'un système de contreventement mixte portiques-voiles est obligatoire afin de stabiliser la structure.

I.3.2.Planchers :

Le principal rôle des planchers est de résister aux charges verticales et les transmettre aux poutres qui aussi aux éléments porteurs de la structure, notamment les poteaux et les voiles, deux types de planchers on été utilisé dans cette étude sont comme suit :

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

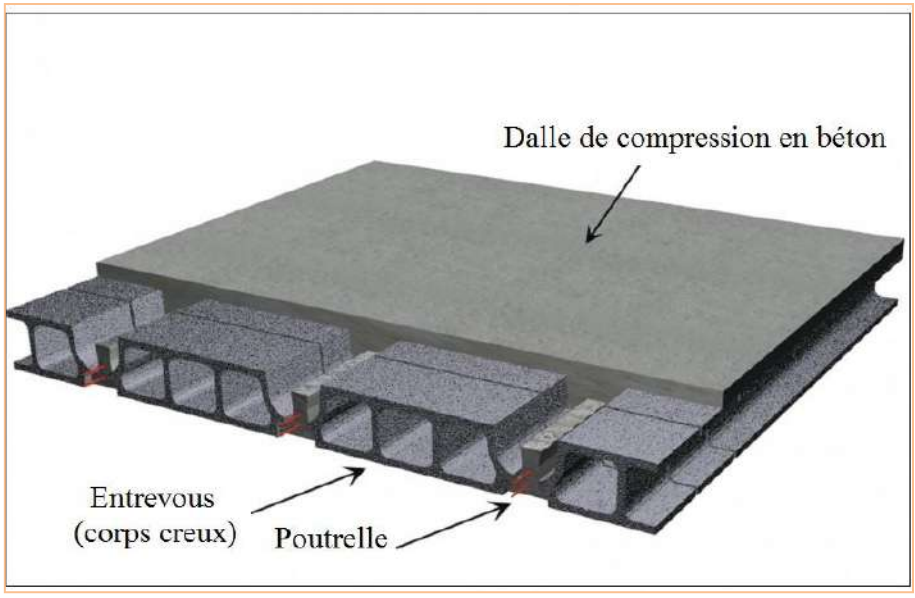


Figure I.1.Plancher corps creux

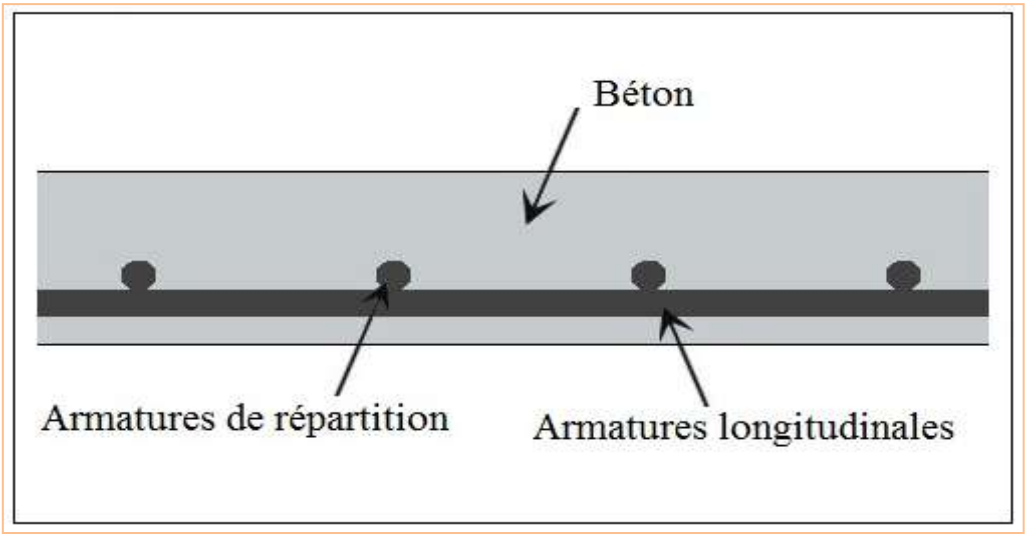


Figure I.02 *Plancher dalle pleine*

I.3.3.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 10 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.4.Revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2 cm pour tout l'étage et les escaliers;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs;
- Mortier de ciment pour les façades extérieures.

I.3.5.L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire fabriqué en béton armé, il entoure le dernier plancher (terrasse) d'une hauteur 60 cm et de 10 cm d'épaisseur, son rôle principal est d'empêcher le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, ainsi que la protection du bâtiment contre toute infiltration de ces eaux,

I.3.6.Les escaliers :

Les escaliers sont aussi considérés comme des éléments secondaires fabriqués en béton armé, ils assurent la circulation verticale entre les étages du bâtiment. Il existe plusieurs types d'escaliers (balancé, deux volets, trois volets, droit ….), dans notre cas on a utilisé des escaliers droits à trois volets.

I.3.7.L'infrastructure :

Les fondations sont les éléments enterrés dans le sol, elles assurent la transmission des charges de la structure vers le sol d'assise c'est la partie d'interaction structure-sol, elles forment un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain. Il existe trois types de fondation (profondes, semi profondes et superficielles), le choix des fondations dépond de la nature du sol et la hauteur du bâtiment.

I.4.CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans ce bâtiment sont conformes aux recommandations des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.4.1.Le béton :

Un béton ordinaire a été utilisé pour l'étude de bâtiment avec un dosage en ciment portland composé CPJ-CEMII42.5 de 350 Kg/m^3 ce qui donne une résistance à la compression à 28 jours égale à fc28=25 MPa, et une résistance à la traction égale à ft28=2.1 MPa.

I.4.1.1.Résistance du béton :

C'est la capacité d'un matériau de se résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée fc28.

a-Résistance caractéristique à la compression:

La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les recommandations données par le CBA 93. ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄

$f_{cj} = \frac{\text{j}}{4.76+0.83\text{j}} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$f_{cj} = \frac{\text{j}}{4.76+0.83\text{j}} \times f_{c28}$ pour ; $f_{c28} > 40MPa$

b- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de la résistance à la compression selon la relation du CBA 93 suivante : ►►Art [A.2.1.1.2] ◄◄

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ (f_{tj} et f_{cj} en MPa)

I.4.1.2.Module d'élasticité :

a) Module d'élasticité longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané est donné par :

$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{i28} = 32164.195$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.1]◄◄

Le module de déformation longitudinale différée est donnée par :

$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa) ; $E_{v28} = 10721.40$ MPa. ►►CBA93 Art [A.2.1.2.2]◄◄

b) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

I.4.1.3.Coefficient de POISSON (υ) :►►CBA93 Art [A.2.1.3] ◄◄

$$\upsilon = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} = \frac{\text{Allongement relatif transversal}}{\text{Racourcissement relatif longitudinal}}$$

Les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Allongement transversal "Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l"), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\upsilon = 0.2$ Pour le calcul des déformations (ELS)

$\upsilon = 0$ Pour le calcul des sollicitations (ELU)

I.4.1.4.Contraintes limites :

a) Contrainte de cisaillement :

Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchant.

- Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.2\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,5\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 3.33\text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \text{Min}\left[0.15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;\,4\text{ MPa}\right] \qquad \text{Pour : } f_{c28} = 25\text{ MPa} : \tau_u = 2.5\text{ MPa}$$

b) contrainte-déformation: ►►CBA93 Art [A.4.3.4.1]◄◄

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

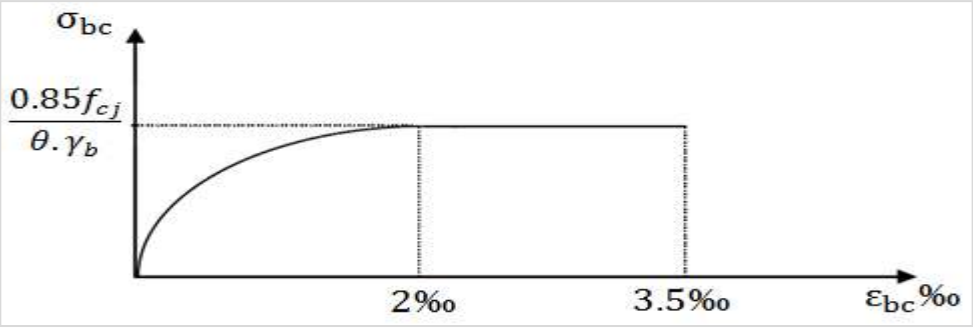


***Figure I.03**.Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS*

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta . \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1.5$ Pour une situation durable ; $\gamma_b = 1.15$ Pour une situation accidentelle.

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

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

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

I.4.2.Les aciers :

I.4.2.1.Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa nuance et sa forme géométrique; les aciers du béton armé sont sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable par rapport à son diamètre, il existe des aciers à surface externe lisse et d'autres a surface rugueuse. Les caractéristiques techniques et géométriques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	f_e (MPa)
Barre rond lisse	Armatures transversales	Fe E215	Ø6 et Ø8	215
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	Fe E400	Ø ≥ 10	400
Treillis soudé	Table de compression	TL E520	Ø6	520

I.4.2.2.Module d'élasticité longitudinale de l'acier : ►►CBA93 Art [A.2.2.1] ◄◄

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constant quelque soit le type et la nuance de l'acier utilisé, il est de l'ordre de $Es=2.10^5$ MPa

I.4.2.3.Contraintes limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

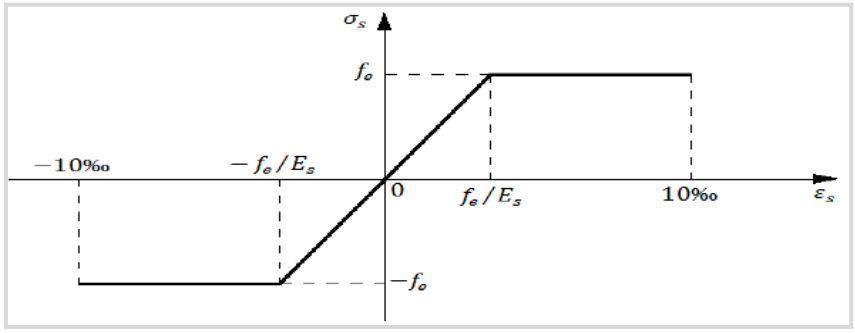


Figure.04.Diagramme contraintes-déformations de

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

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

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{(Situation durable)} \\ \gamma_s = 1 & \text{(Situation accidentelle)} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS) :

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments dans le calcul des structures est une étape très importante, elle permet d'évaluer l'ordre de grandeur des éléments résistants, a cet effet des règlements en vigueur, notamment le règlement parasismique algérien ***« RPA99 version2003 »*** préconise des dimensions minimales des éléments résistants afin de minimiser le risque de la ruine de la structure en tenant compte l'aspect économique.

II.2. Pré dimensionnement des dalles :

Le pré-dimensionnement des dalles est aussi recommandé par les règlements, lorsqu'on veut les dimensionner on peut utiliser les formules préconisées par ces règlements selon le type de plancher.

II.2.1 Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est composé de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

L'épaisseur du plancher recommandé par le règlement est comme suit :

$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$ avec : $h_t \geq \frac{L}{22.5}$

Avec :

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

h_t : hauteur totale du plancher

L= 4.20m d'où alors $16.8 \leq h_t \leq 21$ on adopte h_t=20cm

Telle que : $h_t = (d + e)$.

d=16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression, selon le CBA93 ARTICLE B7.2.2).

Donc **h_t =20cm**

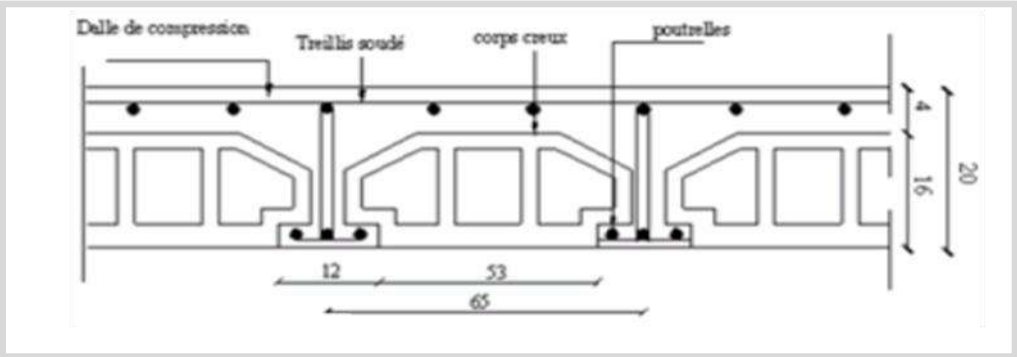


Figure. II.1. Plancher a corps creux

II.2.2. Plancher dalles pleines :

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleines, doit vérifier les critères de résistance donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels elles reposent.

Critère de résistance :

a) Dalle reposant sur 2 appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

b) Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40}$

L : représente la plus grande portée de la dalle mesurée à nu d'appuis.

$(Lx/45) \leq ep \leq (Lx/40)$; $L = 455cm \rightarrow 10.11\ cm \leq ep \leq 11.375$

- **Résistance au feu :**

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu

On adopte : e =15 cm.

- **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques en vigueur « **CBA93** », en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour avoir une bonne isolation acoustique.

Conclusion :

Pour le plancher à corps creux on a adopté une épaisseur 20 cm, dont la dalle de compression et de 4cm, tandis que pour la dalle pleine on a adopté d'épaisseur de 15 cm.

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Charges permanentes :

A-Plancher Terrasse: (corps creux) :

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

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
Protection gravillon	0,05	17	0,85
Etanchéité Multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	4	0,16
Papier kraft	/	/	0,09
Béton en pente (2%)	0,10	22	2,2
Film poly âne	/	/	0,1
Corps creux+table de compression	0,16+0,04	/	2,8
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
			Σ = G terrasse = 6,52 KN/ m^2

B-Plancher terrasse (dalle pleine) :

Tableau. II. 2.Charge permanente du plancher terrasse (dalle pleine)

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m^3)	Poids surfacique KN/m^3)
1	**Gravillon roulé 8/15**	0.04	20	0.80
2	**Etanchéité multicouche**	0.02	6	0.12
3	**Papier Kraft**	-	-	0.05
4	**Forme de pente**	0.10	22	2.20
5	**Film poly âne**	-	-	0.01
6	**Plaque de liège**	0.04	4	0.16
7	**Pare vapeur**	-	-	0.06
8	**Dalle pleine**	0.15	25	3.75
9	**Enduit en plâtre**	0.02	10	0.20
			totale	7.35

C-Plancher courant (corps creux) :

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/ m^2)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,03	20	0,6
Corps creux+table de Compression	0,16+0,04	/	2,8
Cloison de distribution	0,1	/	1
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
			Σ = G étage courant = 5,04 KN/ m^2

D-Plancher courant (dalle pleine) :

Tableau II.4. *Charge permanente du plancher courant (dalle pleine)*

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	**Carrelage**	0.02	20	0.40
2	**Mortier de pose**	0.02	20	0.40
3	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
4	**Dalle pleine**	0.15	25	3.75
5	**Enduit en plâtre**	0.02	10	0.20
6	**Cloison simple**	0.10	-	1.30
			Totale	6.59

II.3.2.Surcharges d'exploitation:

- Terrasse inaccessible : $Q = 1\ kN/m^2$
- Etage courant : $Q = 1.5\ kN/m^2$
- Balcon (Dalle pleine) : $Q = 1.5\ kN/m^2$

II.3.Maçonnerie :

A-Murs extérieurs (doubles-cloisons) :

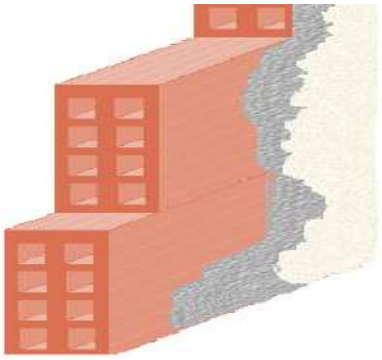
Tableau II.5. Charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1		0.02	10	0.20
2	**Enduit en ciment**	0.02	18	2 x 0.36
3	**Brique creuse**	0.1	9	2 x 0.90
4	**Lame d'air**	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

B-Murs intérieurs (simple-cloison) :

Tableau II.6. Charges permanentes du mur simple cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
1	**Enduit en plâtre**	0.02	10	0.2
2	**Enduit en ciment**	0.02	18	2 x 0.36
3	**Brique creuse**	0.1	/	0.9
Charge permanente G				1.82



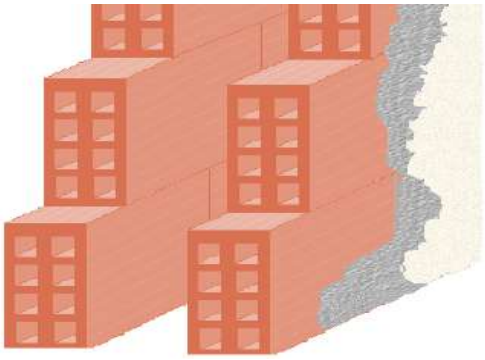


Figure II.3. Murs simple cloison **Figure II.4.**Murs double cloison

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

II.4.1 .Les poutres :

Les poutres sont des éléments résistants, leurs sections est généralement de forme rectangulaire ou en « T »

II.4.1.1.Poutres principales (porteuses) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

H : La hauteur de la section.

B : La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L=4.55 m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ ⟶ $30.33cm \leq h \leq 45.5cm$ On adoptee : h=40cm

- **Détermination de la largeur « b » :**

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ ⟶ $12cm \leq b \leq 28cm$ On adopter: b =30cm

- **Vérification selon le «RPA 99 version 2003 » :** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

b≥20cm ⟹ b=30cm>20cm……..…….. Condition Vérifiée

h≥30cm ⟹ h=40cm>30cm……...……. Condition Vérifiée.

$\frac{h}{b} \leq 4 \Longrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4$..... Condition Vérifiée

$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1 \Longrightarrow 30 < 1.5 \times 40 + 35 = 95$ cm..... Condition Vérifiée

- **Condition de rigidité *:***

On doit vérifier que :

$\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$ $\frac{40}{455} = 0.088 > 0.0625$..... Condition Vérifiée

II.4.1.2.Poutres secondaires (non porteuses) :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- **Détermination de la hauteur « h » :**

On a: L=4.10m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 27.33\text{cm} \leq h \leq 41\text{cm}$

On adopte: h=35cm

- **Détermination de la largeur « b » :**

$0.3h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$

On adopte: b=30cm

- **Vérification selon le «RPA 99 version 2003 » :** (Zone sismique III)

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$b \geq 20$cm ⟶ b=30cm>20cm…….. Condition Vérifiée

$h \geq 30$cm ⟶ h=35cm≥30cm…….. Condition Vérifiée

$\frac{h}{b} \leq 4$ ⟶ $\frac{35}{30} = 1.16 < 4$..…….. Condition Vérifiée

$b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ ⟶ 30<1.5×35+30=82.5cm…….. Condition Vérifiée

- **Condition de rigidité *:***

On doit vérifier que :

$\left(\frac{h}{l}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$ $\frac{35}{420} = 0.083 > 0.0625$..... Condition Vérifiée

Conclusion :

- Toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes.
- Toutes les conditions sont vérifiées on adopte les sections :

- Poutres principales (Sens porteur) : (bxh) = (40x30) cm^2.

-Poutres secondaires (Sens non porteur) : (bxh) = (35x30) cm^2

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on a utilisé un calcul basé sur la descente des charges, cette technique a pour but d'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation, c'est pourquoi le pré-dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

Le CBA 93 préconise une section réduite des poteaux telle que :

- r = (b – 2) (h – 2) → section rectangulaire.
- Br = (D – 2)² / 4 → section circulaire.

A-Etapes de pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Le pré-dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire les conditions du RPA.99 version 2003 : ► [Art 7.4.1] ◄ suivantes :**(** Pour les poteaux rectangulaires (carrés)**)**
- Min (b1, h1) 25 cm.
- Min (b1, h1) $\geq \frac{he}{20}$ (Zone III)
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$
- Détermination de la surface reprise par le poteau.
- Détermination de charge et surcharge revenant à ce poteau.
- Une majoration de 10 % de charges évaluées pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments de moins de trois travées. **[1] (Art B.8.1.1).**
- Vérifier $N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right]$ **(CBA93 [B.8.4.1])**

Avec :

A : section d'acier comprime prise en compte dans le calcul A=$\frac{B}{1000}$

Br : section réduite du poteau obtenue en déduisant de la section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique.

N_u: Effort normal ultime (compression) *=1,35G+1,5Q*.

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton

γ_b*=1,50*…….. (situation durable)

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_s*=1,15*…….. (Situation durable).

fe : Limite élastique de l'acier *(fe=400MPa).*

fc28 : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(fc28=25MPa).*

fc28 et *fe* : Resistances caractéristiques du béton et de l'acier.

As : Section d'armatures dans le poteau prise égale a 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \textbf{ pour } \boldsymbol{\lambda \leq 50}$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \textbf{pour } \boldsymbol{50 \leq \lambda \leq 70}$$

Avec : $\boldsymbol{\lambda = \frac{L_f}{i}}$:c'est l'élancement mécanique. $\mathbf{L_f = 0.7L_0}$:cest la longueur de flambement.

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

i = $\frac{b}{\sqrt{12}}$ I= $\frac{b.h^3}{12}$ (poteau carré). **i** = $\frac{D}{4}$ I= $\frac{\pi D^4}{64}$ (poteau circulaire).

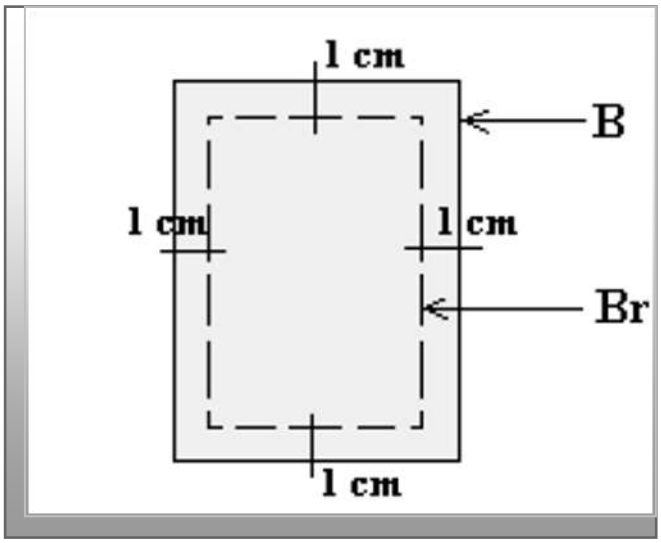


Figure. II.5. Section réduite des poteaux

B- Choix du poteau le plus sollicité : Le poteau le plus sollicité est :

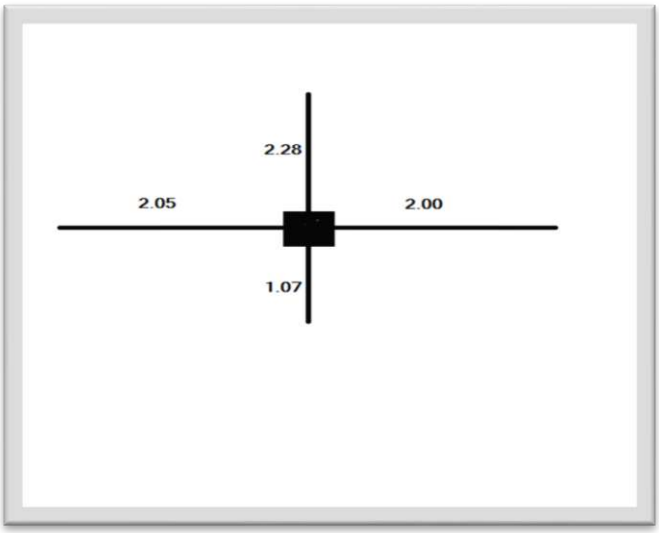


Figure. II.7.surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

C- La surface reprise par le poteau :

S_{totale}= (2+1.975+0.35) (2.28+1.075+0.3)=15.80m²

$S_{plancher}$= (2+1.975) (2.28+0.075)=13.33 m²

S_{totale} : Surface totale du plancher comprise les poutres.

$S_{plancher}$: Surface du plancher seulement.

Donc finalement on a S_t= 15.80 m² et S_P=13.33 m²

D-Calcul de l'effort Nu :

On calcul les charges permanentes et les surcharges d'exploitations reprises par le poteau le plus sollicité, les dimensions des poteaux peuvent être modifié pour chaque niveau, selon la charge qui lui revient. Pour ce la on adopté les sections des poteaux résumé comme suit :

Tableau II.7. Pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage	*RDC*	*1ème*	*2ème*	*3ème*	*4ème*	*5ème*	*6ème*	*7ème*	*8ème*
H (cm)	50	50	45	45	45	40	40	35	35
B (cm)	50	50	45	45	45	40	40	35	35

Tableau II.8.calcul de Nu

Niveau	Dimension	Br (mm²)	λ	A	As(mm²)	Nu (kN)
8eme étage	35*35	108900	21.18	0.7935	108.9	3614.548
7eme étage	35*35	108900	21.18	0.7935	108.9	3614.548
6eme étage	40*40	144400	18.62	0.8017	144.4	2179.328
5eme étage	40*40	144400	18.62	0.8017	144.4	2179.328
4eme étage	45*45	184900	16.58	0.8115	184.9	2825.593
3eme étage	45*45	184900	16.58	0.8115	184.9	2825.593
2eme étage	45*45	184900	16.58	0.8115	184.9	2825.593
1er étage	50*50	230400	14.84	0.8212	230.4	3569.482
RDC	50*50	230400	16.97	0.8212	230.4	3569.482

E-Détermination des Charges :

- **Charge d'exploitation:**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu' à 0,5Q.

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_i$$

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

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

(Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$)

-$Q_0 = 1\ kN/m^2$ $(terrasse\ inaccessible)$

- $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1.5\frac{kN}{m^2}$ $(étage\ courant)$

Tableau. II.9. Calcul de Q cum.

	Q Kn/m²	*Poteaux*	*Poutre p*	*Poutre s*	*Surface (m²)*	*Q cum (KN/m)*
Terrasse	*1*	*35*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*15.8*
7eme	*2.5*	*35*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*39.5*
6eme	*3.85*	*40*	*40*35*		*15.8*	*60.83*
5eme	*5.05*	*40*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*79.79*
4eme	*6.1*	*45*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*96.38*
3eme	*7*	*45*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*110.6*
2eme	*7.75*	*45*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*122.45*
1er	*8.35*	*50*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*131.93*
RDC	*8.8*	*50*	*40*35*	*35*30*	*15.8*	*139.04*

- **Charges permanentes et $\overline{\bar{N}\bar{u}}$:**

$\mathbf{N_u = 1.35\ G + 1.5\ Q}$, $\overline{\bar{N}\bar{u}} = \mathbf{1.1\ N_u}$

Tableau. II.10.*Vérification de l'effort normal des poteaux*

Niveau	$G(kN)$	$G_{Cumulé}(kN)$	*Qcum(KN/m)*	$N_u\ (kN)$	$1.1N_u\ (kN)$	$\overline{Nu}\ (kN)$	$1.1N_u \leq \bar{N}$
ETAGE 8	119.527	119.527	15.8	185.061	203.567	3614.548	Condition Vérifiée
ETAGE7	99.796	219.323	39.5	355.336	390.869	3614.54	Condition Vérifiée
ETAGE6	103.181	322.504	60.83	526.62	579.582	2179.328	Condition Vérifiée
ETAGE5	103.185	425.689	79.79	694.365	763.801	2179.328	Condition Vérifiée
ETAGE4	103.256	528.945²	96.38	858.645	944.509	2825.593	Condition Vérifiée
ETAGE3	106.256	635.201	110.6	1023.451	1125.796	2825.593	Condition Vérifiée
ETAGE 2	106.256	741.457	122.45	1184.633	1303.093	2825.593	Condition Vérifiée
ETAGE1	110.088	851.545	131.93	1347.480	1482.228	3569.482	Condition Vérifiée
RDC	111.776	963.321	139.040	1509.043	1659.947	3569.482	Condition Vérifiée

G-Conclusion :

Les sections de pré dimensionnement des poteaux de tous les niveaux sont suffisantes par rapport aux efforts normaux ultimes.

- **Vérification selon le RPA99 version2003**
- **Vérification des sections**

Tableau. II.11.*Vérification des sections selon le RPA99 version2003 ►► [Art 7.4.1]*

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $min(b_1, h_1) \geq 30cm$ $min(b_1, h_1) \geq h_e/20$ $1/4 < b_1/h_1 < 4$	7ème, 8ème étage : 50cm et 14.2 cm et 1cm	Condition Vérifiée
	5ème, 6ème étage : 45cm et 14.2 cm et 1cm	Condition Vérifiée
	2ème et 3ème 4ème étage : 40cm et 14.2 cm et 1cm	Condition Vérifiée
	RDC et 1er étage : $40cm$ *et 14.2 cm et 1cm*	Condition Vérifiée

- **Vérification aux zones nodales :**

Tableau. II.12.Vérification aux zones nodales selon le RPA99

Conditions	Vérification	Remarque
Zone III $b_{max} \leq 1.5h_1 + b_1$ $d \leq max\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}\right)$	7ème, 8ème étage : 35cm≤ 87.5cm et 2.5cm≤ 17.5cm	Condition Vérifiée
	5ème, 6ème étage : 35cm≤ 100cm et 2.5cm≤ 20cm	Condition Vérifiée
	2ème et 3ème 4ème étage : 35cm≤ 112.5cm et 2.5cm≤ 22.5cm	Condition Vérifiée
	RDC et 1er étage : *35cm≤ 125cm et 2.5cm≤ 25cm*	Condition Vérifiée

III-PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, leurs principal rôle est d'assurer le contreventement du bâtiment contre les sollicitations horizontales et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. Selon les recommandations du règlement parasismique algérien [Art 7.7.1], une épaisseur

minimale de 15 cm doit être prise en considération cette épaisseur est calculée en fonction des conditions suivantes :

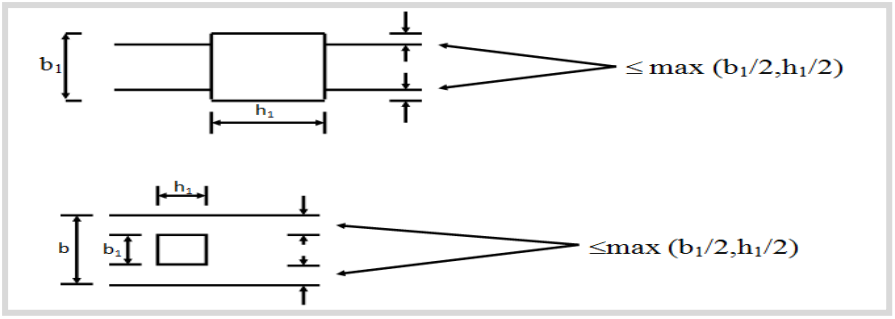


Figure II.9. Conditions aux zones nodales

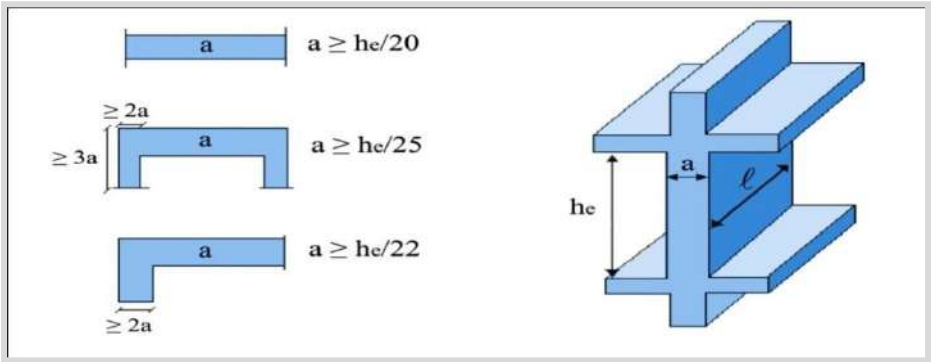


Figure II.10 *Vue en plan et vue en 3D du voile*

$$a \geq Max\left(15cm\,;\frac{h_e}{25}\,;\frac{h_e}{22}\right) \quad \Rightarrow \quad a \geq Max\left(15cm\,;\frac{h_e}{22}\right)$$

Pour le RDC et les étage, on a $h_e = 324 - 30 = 304\ cm$ $\quad \frac{h_e}{22} = \frac{304}{22} = 13.81cm$

VI-Conclusion : A la fin de cette étape de pré-dimensionnement, une épaisseur de **15 cm** a été adopte pour tous les types de voiles.

III.1-Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

III.2-l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé construite à la périphérie du plancher terrasse.

Figure III.1 *: Acrotère (dimensions et charges exercées)*

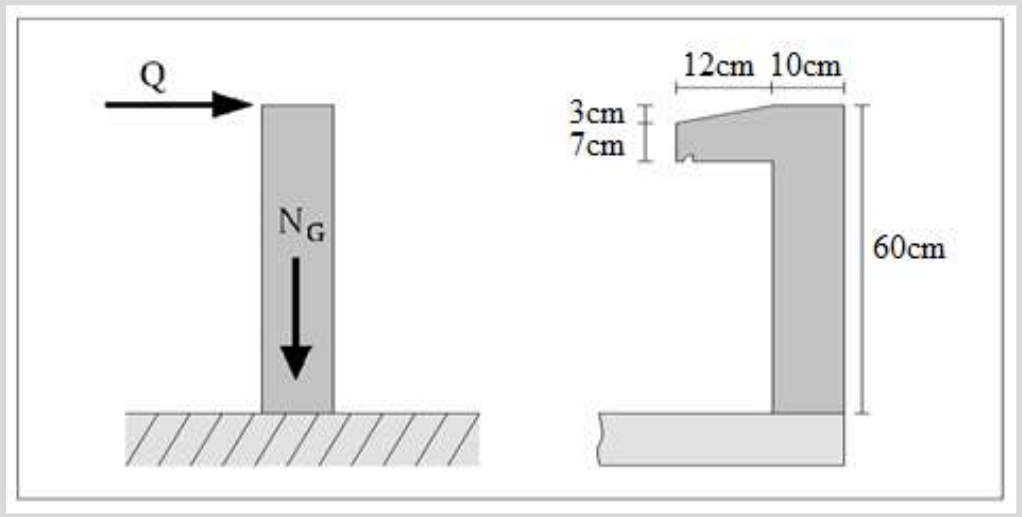


Tableau-III.01 *: calcul des charges et les efforts et ferraillage*

Charge	Charges permanentes : G			G=$\mathbf{1.76}\frac{\boldsymbol{kN}}{\boldsymbol{ml}}$		
	Charges d'exploitation : Q			$Q = 1\frac{kN}{ml}$		
Détermination des efforts :	L'état limite ultime (ELU) :			Effort normal :$N_u = 1.35.G = 2.38\ kN$	Moment encastrement: $M_u = 1.5\ Q.h = 0.9\ kN.m$	Effort tranchant :$T_u = 1.5\ Q = 1.5\ kN$
	L'état limite de service (ELS) :			$N_{ser} = G = 1.76\frac{kN}{ml}$	:$M_{ser} = Q.h = 0.6$ kN.m	/
Calcul de ferraillage :	$\mathbf{f_{c28}}$	**25 MPa**	$\mathbf{C_1}$	**2.5 cm**	$\mathbf{N_u}$	**2.38 kN**
	f_e	400 MPa	C_2	2.5 cm	M_u	0.90 kN.m
	B	100 cm	l_0	0.60 m	N_{ser}	1.76 kN
	H	10 cm	l_f	1.20 m	M_{ser}	0.60 kN.m

***Tableau.III.02** : vérification des conditions en état limite ultime et service.*

L'état limite ultime (ELU) :	**Calcule d'excentricité :**	$\mathbf{e_0 = 37.82\ cm}$; $\mathbf{\frac{h}{2} - C =}$ $\mathbf{2.5\ cm}$; $\boldsymbol{e_0 > \frac{h}{2} - C}$
	Calcule des moments de flexion	$e = 40.32$ cm ; $M_1 = N_U * e$; $M_1 = 0.96$ KN. m
	Calcule des armatures verticales	$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc}.b.d^2}$=0.012 ; $A_1 = \frac{M_1}{\overline{\sigma_s}.\beta.d}$=37.00 mm^2 ; A=0.37 cm^2
	Condition de non fragilité	$A = 4\ HA\ 8 = 2.01\ cm^2$
	Espacement :	$S_t = 25$ cm
	Calcul des armatures de répartition :	$A_{rép} \geq \frac{A}{4} = 0.50\ cm^2$
	Espacement :	$S_{rép} = 15$ cm
L'état limite de service (ELS) :	**Calcule d'excentricité :**	$e_0 = 34.09$ cm ; $\frac{h}{2} - C = 2.5$ cm ; $e_0 > \frac{h}{2} - c$
	Vérifier cette inégalité	$\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_0 \cdot \vartheta_2}$; 31.54 cm > 1.61 cm Condition vérifié
	fissuration préjudiciable	$\sigma_{b=}$1.02 MPa ≤ $\bar{\sigma}_{b=}$15MPa Condition vérifié $\sigma_{s=}$42.08 $MPa \leq \bar{\sigma}_s$=201.63 MPa Condition vérifié
Vérification de l'effort tranchant	**Vérifier cette inégalité**	$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} = -11.83$ kN
Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :	**Vérifier cette inégalité**	$\tau_u = 0.02$MPa ≤ $\bar{\tau}$=2.5MPa Condition vérifié

III.3.Plancher a corps creux :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.3.1.La dalle de compression :

La dalle de compression a un rôle de distribution des charges verticales sur les poutrelles :

►►CBA93 Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

On a choisi :

$$A_{\perp} = 5\,Ø5 = 0.98\,cm^2 \quad ; \quad esp = 20\,cm$$

$$A_{/\!/} = 5\,Ø5 = 0.98\,cm^2 \quad ; \quad esp = 20\,cm$$

III.3.2. Les poutrelles :

III.3.2.1.Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes:

Tableau : III.03 .les charges est les moments des poutrelles avant coulage

N	Poutrelle	G	Q	MG	MQ	MU	U	U max	Vérification
1	4,550	0,77	2,275	1,992	2,587	6,571	4,285	0,392	Condition non vérifié
2	2,275	0,77	1,137	0,498	0,646	1,642	1,071	0,392	Condition non vérifié
3	1,516	0,77	1	0,221	0,379	0,867	0,565	0,392	Condition non vérifié
4	1,137	0,77	1	0,124	0,284	0,594	0,387	0,392	Condition vérifié

Tableau : III.04 .le ferraillage est la flèche des poutrelles avant coulage

N	G	Q	*fc28*	E	L	I	f_{max}	$\bar{f}$	$f_{max} \leq \bar{f}$
1	0.77	2,275	25	32164,19	4550	640000	20,874	0,91	Condition non vérifié
2	0.77	1,1375	25	32164,19	2275	640000	1,304	0,45	Condition non vérifié
3	0.77	1	25	32164,19	1516,66	640000	0,257	0,30	Condition vérifié
4	0.77	1	25	32164,19	1137,5	640000	0,081	0,22	Condition vérifié

Conclusion :

Il faut prévoir deux étais le long de la travée espacés de 1.1375 m pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.2.2.Après coulage :

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

- Poutrelle à 2 travées.
- Poutrelle à 5 travées



Figure III.03.*Poutrelle à deux travées*

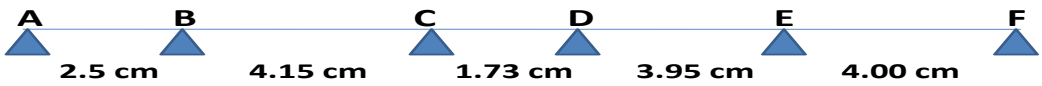


Figure III.04.*Poutrelle à cinq travées*

III.3.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau.III.05. Combinaison des charges des poutrelles

Poutrelle	$G(kN/ml)$	$Q(kN/ml)$	$q_u(kN/ml)$	$q_{ser}(kN/ml)$
Plancher terrasse	6.52×0.65=4.23	1×0.65=0.65	6.685	4.880
Plancher courant	5.04×0.65=3.27	1.5×0.65=0.975	5.877	4.244

Remarque :

Les charges sont presque égaux pour les deux types de plancher. Donc, on fait le calcul des poutrelles du plancher terrasse, et on adopte les mêmes résultats pour tous les niveaux.

III.3.2.4.Méthode de CAQUOT :

- **poutrelle à deux travées :**

Tableau.III.06. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées A L'E.L.U

Travée	**L=L'**	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	2.5	5.22	1.043	9.356	-0.449	4.650	-12.049
B-C	4.15	14.38	9.356	2.876	7.796	15.648	-12.073

Tableau.III.07. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées A L'E.L.S

Travée	**L=L'**	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kNm)$	$M_t(kN.m)$
A-B	2.5	3.812	0.762	7.519	-0.328
B-C	4.15	10.505	7.519	2.101	5.695

- **poutrelle à 5 travées :**

Tableau.III.08 Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées A L'E.L.U

Travée	**L**	**L'**	$M_0(kN.m)$	$M_w(kN.m)$	$M_e(kN.m)$	$M_t(kN.m)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	2.5	2.5	5.225	1.045	7.059	1.172	5.954	-10.756
B-C	4.15	3.32	14.398	7.059	6.564	7.585	13.996	-13.785
C-D	1.73	1.384	2.502	6.564	5.992	-.3741	6.155	-5.414
D-E	3.95	3.16	13.0.43	5.992	9.654	4.831	12.049	-14.367
E-F	4	4	13.376	9.654	2.975	6.788	15.332	-11.419

Tableau.III.09 Différentes sollicitations dans la poutrelle à 5 travées A L'E.L.S

Travée	L	L'	$\mathbf{M_0(kN.m)}$	$\mathbf{M_w(kN.m)}$	$\mathbf{M_e(kN.m)}$	$\mathbf{M_t(kN.m)}$
A-B	2.5	2.5	3.816	0.763	5.156	0.856
B-C	4.15	3.32	*10.516*	*5.156*	*4.794*	*5.540*
C-D	1.73	1.384	*1.827*	*4.794*	*4.326*	*-2.732*
D-E	3.95	3.16	*9.527*	4.326	*7.669*	*3.529*
E-F	4	4	9.77	7.669	1.954	4.985

- **Récapitulation :**

D'après le calcul précédant, les sollicitations maximales en travée et en appuis sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.10.*Sollicitations max des poutrelles en travée et en appuis*

	E.L.U			E.L.S	
	$\mathbf{M_{a.u}(kN.m)}$	$\mathbf{M_{t.u}(kN.m)}$	$\mathbf{T_u(kN)}$	$\mathbf{M_{a.ser}(kN.m)}$	$\mathbf{M_{t.ser}(kN.m)}$
Sollicitation	9.654	7.796	15.684	7.669	5.695
Référence	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 5 travées	Poutrelle à 2 travées

III.3.2.5.Calcul de ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Tableau.III.11*Calcul de ferraillage des poutrelles à l'E.L.U*

	En travée	Aux appuis
$\boldsymbol{M_u\ (kN.m)}$	7.796	9.654
$\boldsymbol{M_0\ (kN.m)}$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\,adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= \mathbf{58.95}$	$M_0 = b.h_0.\sigma_{b\,adm}.(d - h_0/2)$ $= 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times 10^6(0.18 - 0.02)$ $= \mathbf{58.95}$
$\boldsymbol{M_0\ (kN.m)}$	$M_u < M_0$	$M_u < M_0$
$\boldsymbol{\mu}$	0.0216	0.0274
$\boldsymbol{\mu_l}$	0.392	0.392
$\boldsymbol{\mu < \mu_l}$	Oui	Oui
$\boldsymbol{\beta}$	0.989	0.919
$\boldsymbol{A'\ (cm^2)}$	0	0
$\boldsymbol{A\ (cm^2)}$	1.35	1.56
$\boldsymbol{A_{min}\ (cm^2)}$	1.30	0.24
$\boldsymbol{A_{adopt}\ (cm^2)}$	2HA10=1.57	2HA10=1.57

III.3.2.6.Vérification à l'E.L.S :

Tableau.III.12*Vérification des poutrelles à l'E.L.S*

	En travée	Aux appuis
$M_{ser}\ (kN.m)$	5.695	7.661
$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	15	15
$y\ (mm)$	43.84	62.41
$I\ (cm^4)$	10278.62	13406.66
$K\ (N/mm^3)$	0.082	0.142
$\sigma_b\ (MPa)$	2.42	3.56
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

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

Tableau.III.13 *Armatures longitudinales des poutrelles*

Section d'armatures	En travée	Aux appuis
	$2HA10 = 1.57\ cm^2$	$2HA10 = 1.57\ cm^2$

- **Armatures transversales :**

Tableau.III.14*Armatures transversales des poutrelles*

Armatures transversales	Espacement
2 ∅ 6	15 cm

-Vérification au cisaillement :

$$V_u \leq 0.4\ b_0.a\left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right);\ V_u = 14.59\ kN \leq 78.4\ kN \quad (Condution\ vérifier)$$

-Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau.III.15 *.les donnés pour calcul de la flèche*

H (Cm)	L Cm)	Mt ser	Mo Ser	Fe	Bo (cm)	D (Cm))	A final	Fc28	B (Cm)	Ft28	Ho (cm)
20	455	5.695	10.516	400	12	18	1.57	25	65	2.1	4

Tableau.III.16*Vérification préliminaire de la flèche des poutrelles*

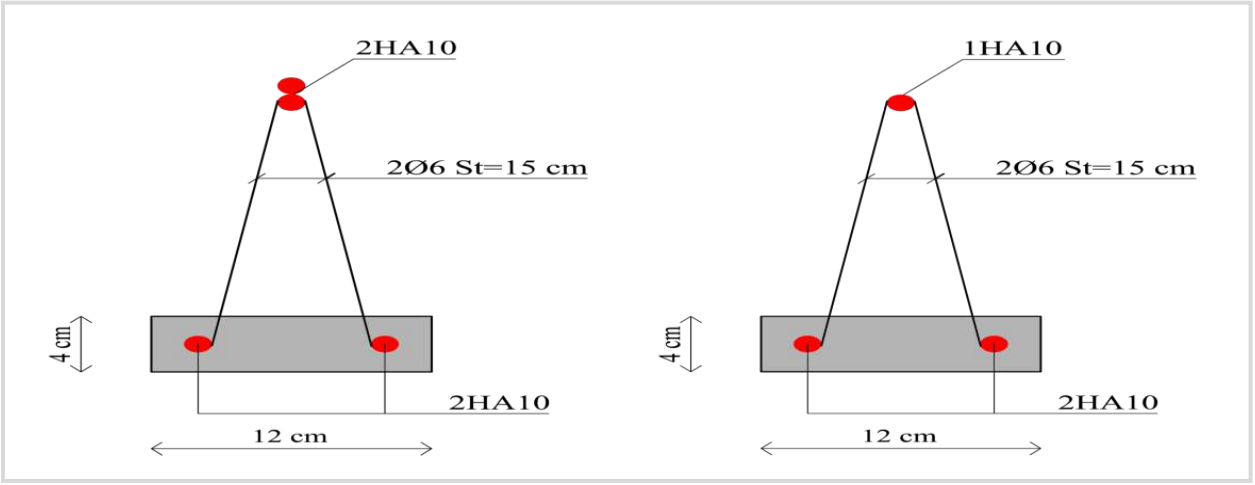
1ère Condition	2ème Condition
$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15\,M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
$\frac{20}{455} = 0.043 \geq \frac{5.695}{15 \times 10.516} = 0.036$	$\frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0072 \leq \frac{3.6}{400} = 0.0090$
condition vérifié	Condition vérifié

Tableau.III.17 *Vérification de la flèche des poutrelles.*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
1.57	6.16	0.0069	258.25	0.605	6.808	18465.92
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
4451.69	8376.18	13.066	20.835	7.768	10.510	Condition vérifiée

Donc, on garde la même épaisseur trouvée au pré dimensionnement $h_t = (16 + 4)$ cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

Figure III.05 : Ferraillage des poutrelles aux appuis (à gauche), en travée (à droite

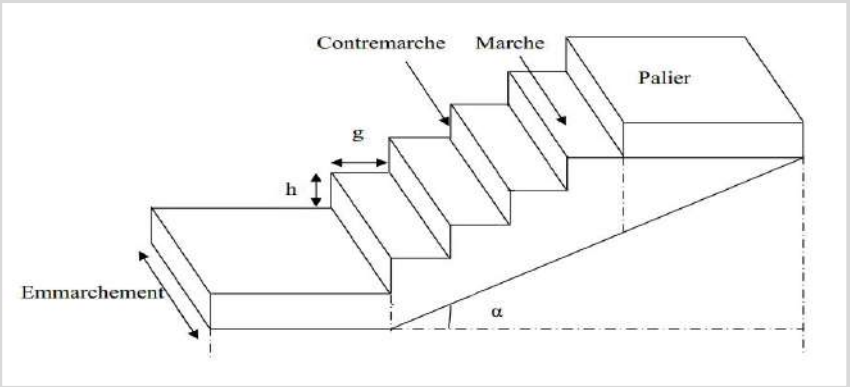


III.4.LES ESCALIERS :

III.4.1.Terminologie :

Un escalier est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

Figure III.6. *Représentation d'un escalier.*



III.4.2.Dimensionnement

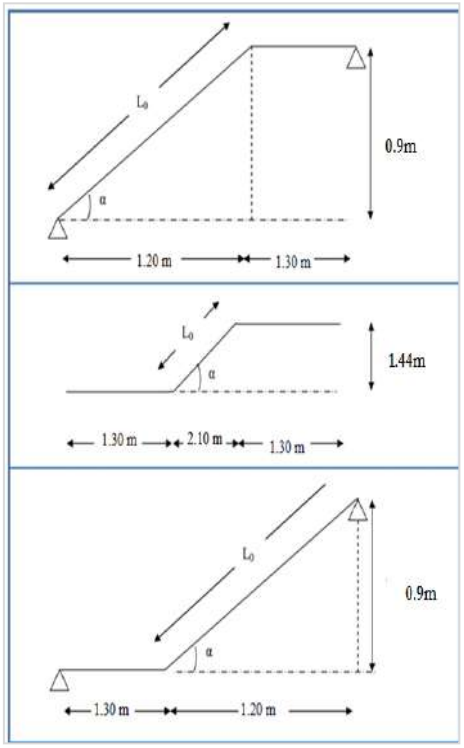
Dans notre bâtiment, On a un seul type d'escalier droit à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires

Tableau III.18 .*les caractéristiques géométriques pour les 3 volées*

	$\mathbf{tng\ \alpha = \frac{H}{L}}$	$\mathbf{\alpha°}$	$\mathbf{L_0 = \frac{H}{\sin \alpha}\ (cm)}$	**N**	h (cm)	g (cm)	e (cm)
1ère volée	0.6	30.96	1.39	4	18	30	16
2éme volée	0.6	30.96	2.44	7	18	30	16
3éme volée	0.6	30.96	1.39	4	18	30	16

Le schéma statique de se type d'escalier est comme suit :

Figure III.7. *Schéma d'un 3 volé*



III.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

III.4.3.1.Charges permanentes :

-Charge permanente de la paillasse : G totale = 4.31+2.13+1.74=8.18 (KN/m^2)

-Charge permanente du palier de repos : G totale=3.75+1.74=5.49(KN/m^2)

III.4.3.2.Charges d'exploitation :

-Pour la paillasse : $Q = 2.5\ kN/m^2$

-Pour le palier de repos : $Q = 2.5\ kN/m^2$

Tableau.III.19.détermination des sollicitations et les efforts

Détermination des sollicitations	Combinaisons des charges dans l'escalier	/		G	Q	P_u		P_{ser}
		Paillasse		8.18	2.5	14.79		10.68
		Palier		5.49	2.5	11.16		7.99
détermination des efforts	**Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis**	**E.L.U**	V max	Ra=Rb	Ma	Mt	Tu	Mx
			32.55	32.55	20.86	35,46	41.50	41.72
		E.L.S	Vmax	Ra=Rb	Ma	Mt	Tu	Mx
			/	23.41	14.97	25.46	/	29.95

III.4.4.Ferraillage :

III.4.4.1.Armatures longitudinales

Tableau.III.20.Caractéristiques de l'escalier et de matériau

Béton	$\mathbf{f_{c28} = 25\ MPa}$	$\mathbf{\delta_b = 1.5}$	$\mathbf{\delta_{bc} = 14.17\ MPa}$	$\mathbf{c = 2\ .5cm}$
	$f_{t28} = 2.1$ MPa	b = 100 cm	h = 16 cm	d = 13.5 cm
Acier	Fe E400	$f_e = 400$ MPa	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348$ MPa

Tableau.III.21.*Section d'armatures longitudinales dans l'escalier*

	$\mathbf{M_u\ (kN.m)}$	$\mathbf{\mu}$	$\mathbf{\beta}$	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A'\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adoptée}(cm^2)}$
En travée	35.46	0.137	0.989	7.63	0	5HA14=7.69
En appuis	20.86	0.080	0.984	4.51	0	5HA12=5.65

Tableau.III.22.*Vérification de la section d'armatures*

	$\mathbf{A\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{min}\ (cm^2)}$	$\mathbf{A > A_{min}}$
En travée	7.69	1.6	Condition vérifié
En appuis	5.65	1.6	Condition vérifié

III.4.6.2.Armatures de répartition :

Tableau.III.23 Section d'armatures de répartition dans l'escalier

	$\mathbf{A_{rép} = A/4\ (cm^2)}$	$\mathbf{A_{adopt}\ (cm^2)}$
En travée	1.92	3HA10=2.35
En appuis	1.41	3HA10=2.35

III.4.6.3.Vérification de l'espacement :

Tableau.III.24.vérification de l'espacement

Armatures longitudinales :	$S_t \leq min[3h = 48\ cm; 33\ cm] = 33\ cm$	
	Travée	$S_t = 20\ cm \leq 33\ cm$ Condition vérifié
	Appuis	$S_t = 20\ cm \leq 33\ cm$ Condition vérifie
Armatures de répartition :	$S_t \leq min[4h = 64\ cm; 45\ cm] = 45\ cm$	
	Travée	$S_t = 33.33\ cm \leq 45\ cm$ Condition vérifié
	Appuis	$S_t = 33.33\ cm \leq 45\ cm$ Condition vérifié

III.4.6.4.Vérification à l'ELS :

Tableau.III.25 *Vérification de ferraillage de l'escalier à l'ELS*

	$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$y\ (cm)$	$I\ (cm^4)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	7.69	25.46	4.01	9781.96	10.43	15	Condition vérifiée
En appuis	5.65	14.57	4.01	9781.96	5.97	15	Condition vérifiée

III.4.7.Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ $\tau_u = 0.30\ MPa \leq \overline{\tau}_u = 3.33\ MPa$

III.4.8.Vérification de la flèche :

Tableau.III.26 *Vérification de la flèche de l'escalier*

$A(cm^2)$	$M(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$
7.69	*25.46*	*0.5*	*249.97*	*0.529*	*8.89*	*30752.28*
$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
15389.44	*25498.55*	*13.067*	*23.661*	*10.593*	*10.88*	*Condition vérifié*

III.5. Calcul de la poutre palière:

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

III.5.1. Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =4.7m

L/15 ≤ h ≤ L/10; 0,6h ≤ b ≤ h

Soit: (b x h) = (35 x 30) cm2

VERIFICATION DES PRESCRIPTIONS DU RPA 99 VERSION 2003:

- b = 30 cm ≥ 20 cm. Condition vérifiée
- h = 35 cm ≥ 30 cm. Condition vérifiée
- h / b = 1,16 < 4 condition vérifiée

III.5.2. Charges revenants à la poutre :

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

Ru = 32.55 KN ; Rs = 23.41 KN

Poids propre de la poutre: 0,35 x 0,30 x 25 = 2,625 KN/ml.

Poids de double cloison : 2,04×2,52=5,14 KN/ml

Donc: Pu = 36.093 KN/ml

Ps = 26.035 KN/ml

III.5.3.Calcul des efforts :

Tableau.III.27.*calcul des réactions et les moments*

	Ra=Rb	**Ma=Mb**	**Mt**
ELU	84.820	66.442	33.221
ELS	61.182	47.926	23.963

III.5.4.ferraillage de la poutre palière

Armatures longitudinales:

Le calcul des armatures longitudinales a été effectué en flexion simple à l'état limite ultime.

Tableau.III.28.*dimensionnement et ferraillage de la poutre palière*

B (cm)	**H (cm)**	**D (cm)**	**C (cm)**	**Fe**	**Fc28**	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	**Ft28**
30	35	32.5	2.5	400	25	1.15	1.15	347.82	14.16	2.1

	M (KN .m)	μ	β	*A (cm2)*
Travée	33.221	0.074	0.989	2.97=4HA10=3.14
Appuis	66.442	0.148	0.984	5.97=4HA14=6.16

III.5.5. vérifications :

a. Vérification à ELS :

Tableau.III.29.*vérification a état limite service.*

	$M_{ser}(kN.m)$	*A (cm2)*	$I(cm^4)$	*Y (cm)*	σ_b $(MPa$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Travée	25.46	3.14	9781.86	4.01	10.43	Condition Vérifiée
Appuis	14.57	6.15	9781.86	4.01	5.97	Condition Vérifiée

Conclusion:

Les armatures déterminées à l'état limite ultime conviennent.

b. RPA 99 Version 2003:

A min = 0,5% b×h

A max = 4% b×h zone courante

A max = 6% b×h zone de recouvrement

c-vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = 0.62\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$

c-1.vérification des armatures longitudinales :

A=3.14(cm^2) $\geq \gamma_s$.VU/Fe=2.42(cm^2)

A=6.15(cm^2) $\geq \gamma_s$.VU/Fe=1.75(cm^2)

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

VU= $84.32KN \leq \left(\frac{fc28}{1.5}\right)$ a.b.0.4=166KN

c.3Vérification au voisinage de l'appui :

$\frac{2VU}{b.a} \leq 0.8\frac{fc28}{\gamma_s}$ =2.2.≤ 17.39

d. Armature transversale :

Φt ≤ min ($\frac{h}{35}$=10 ; Φl=12 ; $\frac{b}{10}$=30)=10.00mm

Φt=8mm

at=0.502 cm^2

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

At =2,009 cm^2 , At =4HA8=2, 01 cm^2

d.1.espacement;

S≤ St= Min [0,9d; 40cm] = 29, 25 cm

St ≤ Min [8,7; 14,4] = 8,7cm en zone nodale

St≤ h/2 = 17,5cm en zone courante

-On adopte les valeurs suivantes:

St = 5cm (zone nodale)

St = 15cm (zone courante)

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

d.2.section minimale d'armature transversale ;

At min =0,003. St.b ≤ At

0, 003.15.30=1,35 cm^2 < 2,01 cm^2 (zone courante)

0, 003.5.30=0,45 cm^2 < 2,01 cm^2 (zone nodale)

e. Vérification de la flèche :

-$\frac{h}{L}$=0.074 ≥$\frac{1}{16}$=0.062 - $\frac{h}{L}$=0.074 ≥$\frac{1}{10}\frac{Mt}{Mo}$=0.05 -$\frac{A}{bo.d}$=0.0032≤ $\frac{3.6}{fe}$=0.009

Toutes les conditions sont vérifiées.

III.5.Calcul des dalles pleines :

III.5.1. calcule des charges

Tableau.III.30.calcul des charges

	G (KN/m)	*Q (KN/m)*	*P (KN/m)*
ELU	6.59	1.5	11.14
ELS	6.59	1.5	8.09

III.5.2-Calcul de la dalle triangulaire :

Figure III.08 *Dessin de la dalle plane triangulaire*

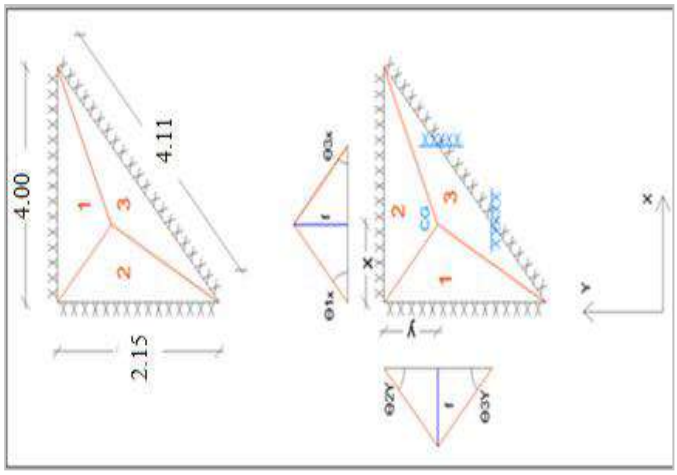


Tableau.III.31. Ferraillage de la dalle pleine triangulaire

	Sens	M_u (KN.m)	D(cm)	$\mu < \mu_l$	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi	A final (cm^2)
Travée	Y	0.4	12.5	0.0201	0.992	0.92	1.5	5HA10	3.93
Appuis	Y	0.27	12.5	0.008	0.996	0.62	1.5	5HA10	3.93

III.5.4.Vérifications :

a-Vérification de l'espacement entre les aciers :

St adm ≤Min (3h et 33cm)=33cm
Espacement réal :
b/n=100/4=25cm≤33cm…..condition vérifiée

b-Vérification de l'effort tranchante :

$$\tau = \frac{v}{b_0 . d} = \frac{8.59 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.069 \text{ MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{MPA}$$

c-Vérification des contraintes à état limite service :

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 0.30\ KN.m$ ……. Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mser = -0.20\ KN.m$ ……. Le moment aux appuis

Tableau.III.32 : *Vérification des contraintes à l'état limite de service*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A\ (cm^2)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Travée	0.30	3.93	0.16	15	Condition vérifiée
Appuis	0.20	3.93	0.11	15	Condition vérifiée

d-Vérification de la flèche :

h/Lx=0.007≥Mt/10Mx= 0,0064……condition vérifiée

A/b.d.=0,003≤3.6/ Fe=0,009……condition vérifiée

e-Conclusion : les armatures détermines a l'état limite ultime conviennent.

III.5.5Calcule des dalles rectangulaire :

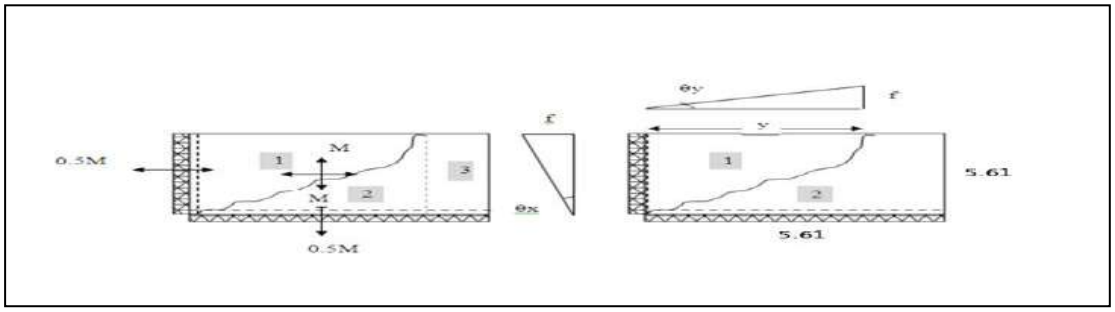


Figure.III.9 *Dessin des dalles planes rectangulaires*

Tableau.III.33. Ferraillage de la dalle pleine rectangulaire

	Sens	M_u (KN.m)	D(cm)	$\mu < \mu_l$	β	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A choisi	A final (cm^2)
Travée	Y	3.00	12.5	0.0201	0.992	0.7	1.5	5HA10	3.93
Appuis	Y	2.00	12.5	0.008	0.996	0.69	1.5	510	3.93

III.5.7.Vérifications :

a-Vérification de l'espacement entre les aciers :

$St_{adm} \leq min\ (3h\ et\ 33cm) = 33cm$

Espacement réal :

b/n=100/4=25cm≤*33cm…..condition vérifié.*

b-Vérification de l'effort tranchante :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{9.52 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.076\ \text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{MPA} \ldots\ldots\ldots \text{C.V}$$

c-Vérification des contraintes à état limite service :

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 2.16\ \text{KN.m}$ …… Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mser = -0.93\ \text{KN.m}$ …… Le moment aux appuis

Tableau.III.34 : *Vérification des contraintes à l'état limite de service*

	$M_{ser}(kN.m)$	$A\ (cm^2)$	$\sigma_b\ (MPa)$	$\overline{\sigma}_b\ (MPa)$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
Travée	2.16	3.93	1.49	15	Condition vérifié
Appuis	0.93	3.93	0.99	15	Condition vérifiée

d-Vérification de la flèche.

h/Lx=0.071≥Mt/10Mx= 0,014……condition vérifiée

A/b.d.=0,003≤3.6/ Fe=0,009……condition vérifiée

e- ***Conclusion*** *: les armatures détermines a l'état limite ultime conviennent.*

IV.1.Introduction :

L'analyse dynamique consiste à étudier le comportement de la structure vis a vis les sollicitations horizontales, elle nécessite initialement la création d'un modèle idéal de calcul qui représente la structure à étudier. Les caractéristiques dynamiques de la structure sont ensuite déterminer a l'aide d'un logiciel de calcul des structures. La stabilité de structure doit être assurée par un système de contreventement dont il existe plusieurs. Pour le cas de notre bâtiment le contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions.

IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

Le centre de Masse (G).

Le centre de Torsion (R).

IV.2.1.Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

- 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 :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de

l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_r = \frac{\sum I_{Yi} * X_i}{\sum I_{Yi}} \quad , \quad Y_r = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_R et Y_R : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.1.Calcul centre de mass et centre de Rigidité [Art 3.5.1-a RPA99v2003] :

- **Dimensions du bâtiment :**

Longueur du bâtiment = 27.86 m
Largeur du bâtiment = 27.86 m

- **Excentricité admissible :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.13 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 4.13 m

***Tableau IV.1**. Calcul de centre de masse et centre d'inertie*

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie	
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**XR (m)**	**YR (m)**
I_ DIAPH_ 3.24	3.24	4808.410	12.592	14.615	14.987	10.786
H_ DIAPH_ 6.48	6.48	4495.671	12.489	14.701	14.393	11.168
G_ DIAPH_ 9.72	9.72	4434.425	12.485	14.707	13.975	11.504
F_ DIAPH_ 12.96	12.96	4434.425	12.485	14.707	13.650	11.815
E_ DIAPH_ 16.2	16.2	4373.485	12.479	14.712	13.390	12.099
D_ DIAPH_ 19.44	19.44	4318.657	12.475	14.718	13.170	12.361
C_ DIAPH_ 22.68	22.68	4264.916	12.470	14.722	12.979	12.605
B_ DIAPH_ 25.92	25.92	4214.409	12.465	14.732	12.808	12.831
A_ DIAPH_ 29.16	29.16	3939.467	12.300	15.166	12.655	13.033

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique) :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$E_X = |X_T - X_G|$ $E_Y = |Y_T - Y_G|$

Tableau IV.2. *Calcul d'excentricité*

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	**Vérification**
I_ DIAPH_ 3.24	3.24	2.395	3.829	Condition vérifiée
H_ DIAPH_ 6.48	6.48	1.904	3.533	Condition vérifiée
G_ DIAPH_ 9.72	9.72	1.490	3.203	Condition vérifiée
F_ DIAPH_ 12.96	12.96	1.165	2.892	Condition vérifiée
E_ DIAPH_ 16.2	16.2	0.911	2.613	Condition vérifiée
D_ DIAPH_ 19.44	19.44	0.695	2.357	Condition vérifiée
C_ DIAPH_ 22.68	22.68	0.509	2.117	Condition vérifiée
B_ DIAPH_ 25.92	25.92	0.343	1.901	Condition vérifiée
A_ DIAPH_ 29.16	29.16	0.355	2.133	Condition vérifiée

IV.2.3.2.Effets de la torsion accidentelle :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV. 2.4.Choix de la méthode de calcul :

IV. 2.4.1.Introduction :

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

Méthode statique équivalente

Méthode dynamique modale spectrale

Suite a la forme irrégulière du notre bâtiment ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les **17 m**, en conséquence, selon **le RPA 2003 Art 4.1.2**, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, a cet effet, on utilise la méthode modale spectrale d'une manière automatique Moyennant le logiciel d'analyse **'SAP2000.v19.**

IV.2.4.2.Méthode dynamique modale spectrale :

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

IV. 2.4.2.2.Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan sujettes a la torsion et comportant des planchers rigides ,elles sont représentes par un modèle tridimensionnel , encastré a la base et ou les masses sont concentrée au niveau des centres de gravitée des planchers avec trois degrés de libertés (2 translations horizontales et une et une rotation d'axe verticale .le modèle choisi a été introduisant par un logiciel de calcul des structures SAP 2000 version 19.

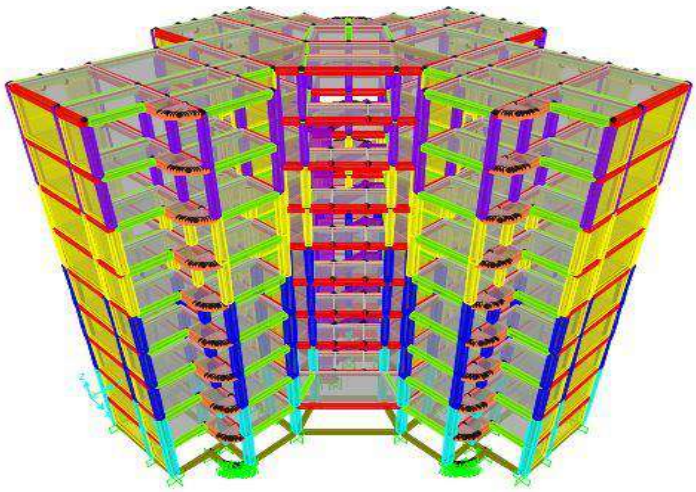


***Figure. IV.1**. modalisation de structure en 3D*

IV2.4.2.3. Spectre de réponse de calcul :

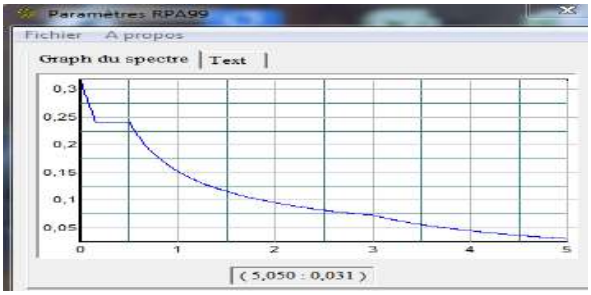


Figure. IV.2 : Spectres de réponse (X et Y)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) \dots\dots\dots 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} \dots\dots\dots T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T \ge 3.0s \end{cases}$$

A. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya Tipaza (zone III).

Donc : A=0,2

B. Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]:

Ce type de contreventement doit Vérifier les conditions suivantes :
Les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de Leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : **R =3.5**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) **A = 0,2**

C. Facteur de correction d'amortissement (η):

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \xi = 7\ \%$$ **►► [Art 4.1] ◄◄**

Avec remplissage dense → η = 0,882**:** **►► [Art 4.3] ◄◄**

D. Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les Critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q).$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1.1	1.1

E. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 :

D'après d'étude géotechnique (rapport du sol) présenté par le laboratoire, notre bâtiment est implanté sur un sol classé comme (Site S3) selon le règlement parasismique.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases}$$

F. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.

2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).

3. Vérification de la force sismique V à la base.

4. Vérification de la stabilité au renversement.

5. Vérification de l'effet P-Δ.

- Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.

7. Vérifications des déplacements inter-étage.

8. Vérification du cisaillement des éléments.

9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

IV.3. proposition dispositions des voiles

- **disposition des voiles :**

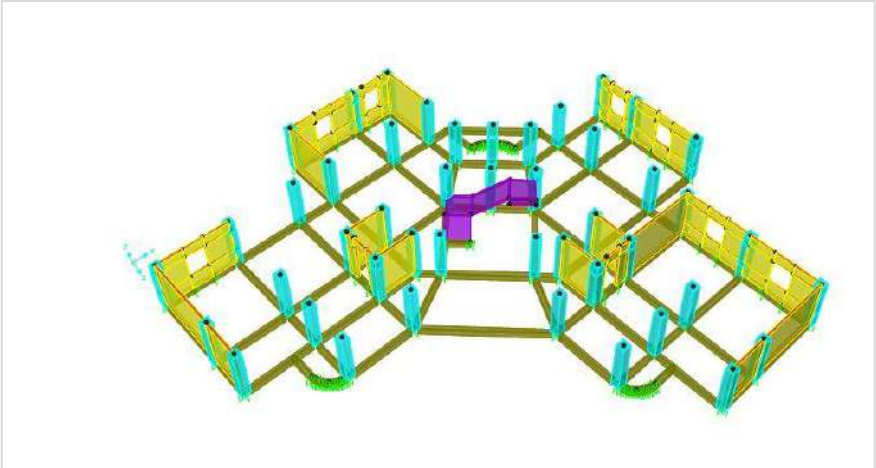


Figure. IV.3*. disposition des voiles en 3D*

Tableau IV 4*. Le comportement des trois premiers*

Modes	Périodes	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)
1	0.435	0.624	67.637	0.056
2	0,401	64.720	0.527	3.102
3	0.264	4.026	0 .360	65.129

IV.3.1.Justification du coefficient de comportement R : [Art 3.5] :

Suivant X :

Tableau IV.5. *Justification du coefficient de comportement R suivant X.*

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (KN)	Nz /Voiles (KN)	Effort tranchant Tx (KN)	Tx /Poteaux (KN)	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_	3707.273	2660.960	1046.313	541.644	0.000	541.644
B_ DIAPH_	7453.901	5395.982	2057.919	1285.219	0.000	1285.219
C_ DIAPH_	11597.617	8713.748	2883.869	1880.773	0.000	1880.773
D_ DIAPH_	15632.687	11795.244	3837.443	2381.111	0.000	2381.111
E_ DIAPH_	20179.617	15714.042	4465.575	2815.340	0.000	2815.340
F_ DIAPH_	24435.949	19081.308	5354.641	3205.251	0.000	3205.251
G_ DIAPH_	28758.887	22528.940	6229.947	3587.443	0.000	3587.443
H_ DIAPH_	33814.501	27214.513	6599.988	3987.695	0.000	3987.695
I_ DIAPH_	36699.398	29726.513	6972.885	3486.685	0.000	3486.685

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.6. *Vérification du coefficient comportement R suivant X en pourcentage*

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux (%)	Tx Voiles (%)
A_ DIAPH_	100	71.777	28.223	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	72.391	27.609	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	75.134	24.866	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	75.452	24.548	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	77.871	22.129	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	78.087	21.913	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	78.337	21.663	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_	100	80.482	19.518	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_	100	81.056	18.944	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (KN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (KN)
A_ DIAPH_	3652.039	2660.960	991.079	1281.315	0.000	1281.315
B_ DIAPH_	7424.938	5395.982	2028.956	2249.604	0.000	2249.604
C_ DIAPH_	11570.748	8713.748	2857.000	3056.427	0.000	3056.427
D_ DIAPH_	15586.456	11795.244	3791.212	3718.439	0.000	3718.439
E_ DIAPH_	20135.791	15714.042	4421.749	4264.331	0.000	4264.331
F_ DIAPH_	24370.088	19081.308	5288.780	4697.739	0.000	4697.739
G_ DIAPH_	28658.215	22528.940	6129.275	5024.041	0.000	5024.041
H_ DIAPH_	33707.289	27214.513	6492.776	5226.642	0.000	5226.642
I_ DIAPH_	37751.172	31210.057	6541.115	4801.430	0.000	4801.430

- **Valeurs en pourcentage :**

Tableau IV.6. *Vérification du coefficient comportement R suivant Y en pourcentage*

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_	100	72.862	27.138	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	72.674	27.326	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	75.308	24.692	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	75.676	24.324	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	78.040	21.960	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	78.298	21.702	100	0.000	100.000
G_ DIAPH_	100	78.613	21.387	100	0.000	100.000
H_ DIAPH_	100	80.738	19.262	100	0.000	100.000
I_ DIAPH_	100	82.673	17.327	100	0.000	100.000

IV.3.2-Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tableau IV.9*. Le comportement des trois premiers modes*

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Translation suivant l'axe (Y) avec : T1=0.434	Translation suivant l'axe (x) avec : T_2=0.401	rotation autour de l'axe (Z) avec : T_3=0.263

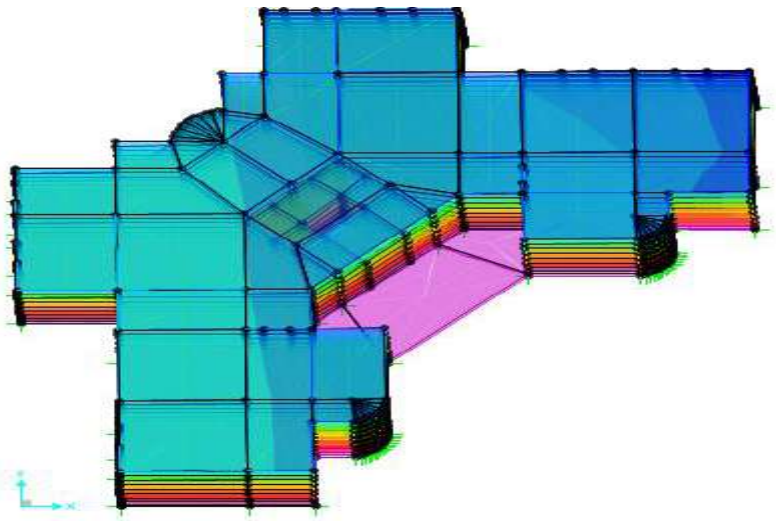


Figure. IV.4*. Comportement de mode 1 (translation suivant l'axe Y)*

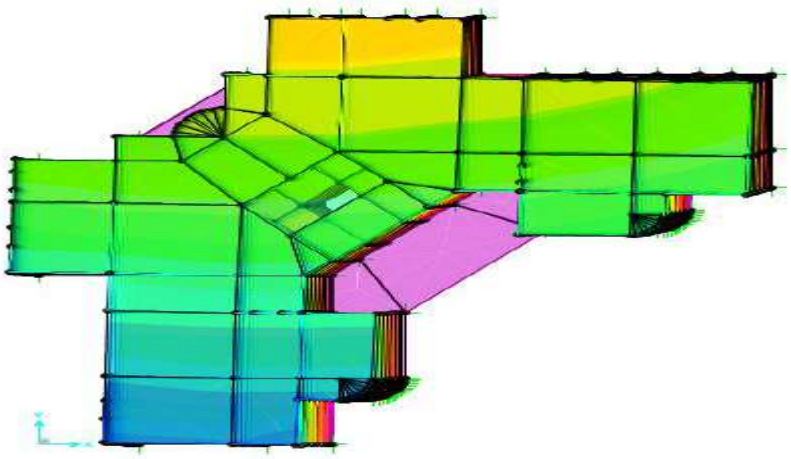


Figure. IV.5. *Comportement de mode 2 (translation suivant l'axe X)*

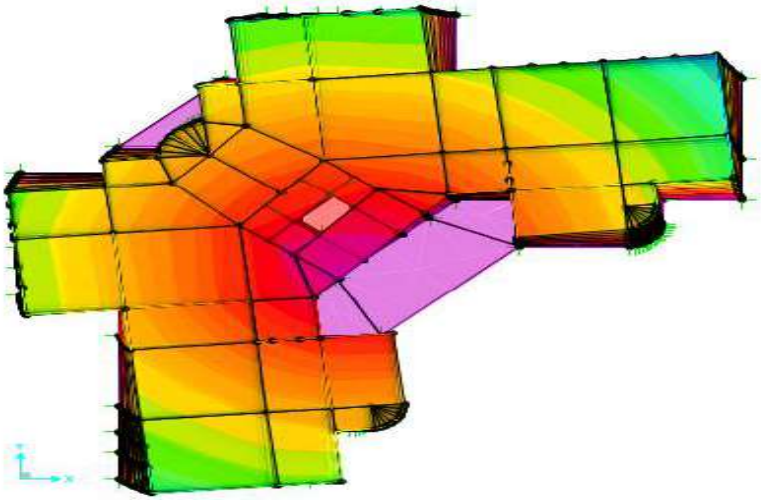


Figure. IV.6*. Comportement de mode 3 (rotation autour de l'axe Z)*

IV.3.3. 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 que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure d'après **[Art 4.3.4.].**

Tableau IV.10 : *vérification de participation massique*

modes	Périodes	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Unité	Sec	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0,434704	0,62%	67,64%	0,06%	0,62%	67,64%	0,06%
2	0,40117	64,72%	0,53%	3,10%	65,34%	68,16%	3,16%
3	0,26376	4,03%	0,36%	65,13%	69,37%	68,52%	68,29%
35	0,057512	0,05%	3,93%	0,00%	88,72%	93,52%	89,51%
45	0,054802	2,04%	0,05%	0,02%	91,16%	93,99%	89,55%
91	0,038029	0,00%	0,59%	0,28%	94,69%	95,50%	90,04%

*IV.3.4.*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée, donc on doit vérifier que $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

*IV.3.4.1.*Calcul de la force sismique totale [Art 4.2.3RPA99v2003] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule suivante:

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \geq 3.0s \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]}$$

T2 = 0,5 s, (site S3) …….[Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

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

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \text{… … …} \text{ [Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 24.99 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \text{ … … … …} \text{ [Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 24 \text{ m} \\ Dy = 24 \text{ m} \\ h_n = 24.99 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.559 \text{ s}$$

$$Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.459\text{s} \qquad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.459\text{s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

Donc:

T=0.459 s

$$D = 2.5\eta = 2.205 \text{ … … … } 0 \leq 0.459 \leq 0.50$$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003] :

Q_x=1.1 ; Q_y=1.1

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]}$$

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003]

***Tableau IV.11**. Calcul de la force sismique*

A	Dx	D_y	R	Q_X	Q_Y	$\sum W_i$ (KN)	V_x (KN)	V_Y (KN)
0,2	2.205	2.205	3.5	1,05	1,05	45226.35	5983.447	5983.447

***Tableau IV.12**. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul*

	V (KN)	Ed (KN)	Ed/V	Ed/V > 0,8
X	7479,31	6030,09	0,81	Vérifier
Y	7479,31	6242,98	0,83	Vérifier

*IV.3.5.*Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

*IV.3.5.1.*Le moment de renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de renversement est égal à :

$M_{Rx} = h_i . F_{iy}$

$M_{Ry} = h_i . F_{ix}$

Avec :

- Fix ,Fiy : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

❖ Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} M_{tx} = Y_G . W_i \\ M_{tx} = X_G . W_i \end{cases}$$

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau IV.13. *Calcul du moment de renversement*

Mrx	125911,67
Mry	120857,30

IV.*3.5.2.*Distribution de la résultante des forces sismiques totale [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0{,}07\ TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes

. La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(v - F_t) w_{i.h_i}}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher i, j

Car on a T <0.7 donc F_t=0 KN

W totale= 45226,353 KN.

*IV.35.3.*Le moment stabilisant

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_{Gy}$ et $M_{sy} = W.Y_{Gx}$

Tableau IV.15 : *Vérification de stabilisation*

Msx	677704,29
Msy	560105,82

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

- Commentaire :

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

M_{Rx}	M_{Ry}	M_{sx}	M_{sy}	Msx /Mrx	Msy /Mry	Vérification
125911,67	120857,30	677704,29	560105,82	5.38	4.63	Vérifiée

*IV.3.*6Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] et en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

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

$\delta_k = \delta_{ek} x\ R$

δek: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

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

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

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Suivant X :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose que notre structure est considérée comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique), en suite on calcule le déplacement en tête qui représente la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Commentaire :

Les déplacements (en tête et inter étage) sont inférieurs aux déformations admissibles

Tableau IV.16 : *Vérification des déplacements inter-étage suivant x*

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_ DIAPH_ 29.16	29,16	1,59	5,57	0,74	3,24	OK
B_ DIAPH_ 25.92	25,92	1,38	4,83	0,73	3,24	OK
C_ DIAPH_ 22.68	22,68	1,17	4,1	0,77	3,24	OK
D_ DIAPH_ 19.44	19,44	0,95	3,33	0,74	3,24	OK
E_ DIAPH_ 16.2	16,2	0,74	2,59	0,73	3,24	OK
F_ DIAPH_ 12.96	12,96	0,53	1,86	0,63	3,24	OK
G_ DIAPH_ 9.72	9,72	0,35	1,23	0,56	3,24	OK
H_ DIAPH_ 6.48	6,48	0,19	0,67	0,42	3,24	OK
I_ DIAPH_ 3.24	3,24	0,07	0,25	0,25	3,24	OK

Tableau IV.17 : *Vérification des déplacements inter-étage suivant y*

Diaphragme N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification
A_ DIAPH_ 29.16	29,16	1,57	5,5	0,74	3,24	OK
B_ DIAPH_ 25.92	25,92	1,36	4,76	0,73	3,24	OK
C_ DIAPH_ 22.68	22,68	1,15	4,03	0,74	3,24	OK
D_ DIAPH_ 19.44	19,44	0,94	3,29	0,73	3,24	OK
E_ DIAPH_ 16.2	16,2	0,73	2,56	0,74	3,24	OK
F_ DIAPH_ 12.96	12,96	0,52	1,82	0,63	3,24	OK
G_ DIAPH_ 9.72	9,72	0,34	1,19	0,56	3,24	OK
H_ DIAPH_ 6.48	6,48	0,18	0,63	0,38	3,24	OK
I_ DIAPH_ 3.24	3,24	0,07	0,25	0,25	3,24	OK

*IV.3.7.*Vérification de cisaillement des éléments :

*IV.3.7.1.*Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

Pour la vérification de cisaillement des éléments a la base le CBA préconise les vérifications suivantes :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{cas de fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right) \ldots\ldots\ldots\ldots \text{cas de fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

Tableau IV.18 : *Vérification de cisaillement des poutres*

Elément	b	L	T(KN)	Combinaison	τ_{max} (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP 30x40	30	4.8	112.313	ELU	0.998	3.33	Vérifiée
PS 30x35	30	2.4	73.908	G+Q+EdX	0.785	3.26	Vérifiée
PPL 30x30	30	4.7	109.254	G+Q+EdY	0.958	3.33	Vérifiée
Longrine 30x30	30	5.04	30.411	G+Q+EdX	0.369	3.33	Vérifiée

*IV.3.7.2.*Les poteaux [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Pour les poteaux la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement R=3.5.

IV.3.7.3. Les voiles [Art 4.3.2 RPA99v2003]

Dans le cas des voiles, la vérification de cisaillement est nécessaire selon le règlement parasismique, les résultats des vérifications sont résumés sur le tableau suivant.

Tableau IV.19 : *Vérification de cisaillement des voiles*

	b (cm)	L (cm)	T (KN)	τ (mpa)	τ adm	Vérification
suivant x	15	245	582,74	1,762	5,00	Vérifiée
	15	480	1295,08	1,999	5,00	Vérifiée
	15	77	152,01	1,462	5,00	Vérifiée
	15	375	730,23	1,442	5,00	Vérifiée
	15	240	378,32	1,168	5,00	Vérifiée
	15	430	821,76	1,416	5,00	Vérifiée
	15	420	745,17	1,314	5,00	Vérifiée
	15	450	593	0,976	5,00	Vérifiée
	15	275	211,38	0,569	5,00	Vérifiée
suivant y	15	275	619,08	1,668	5,00	Vérifiée
	15	450	1005,98	1,656	5,00	Vérifiée
	15	430	784,77	1,352	5,00	Vérifiée
	15	240	471,49	1,455	5,00	Vérifiée
	15	480	1236,23	1,908	5,00	Vérifiée
	15	64	178,23	2,063	5,00	Vérifiée
	15	245	562,35	1,700	5,00	Vérifiée

IV.3.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.20 : *Vérification de l'effort normal réduit à la base*

Section	b(cm)	h(cm)	N (KN)	Bc (mm^2)	combinaison	fc28	γ (mpa)	TO	Vérification
pot50×50	50	50	1384,701	230400	G+Q+Edx	25	0,240	0,3	Vérifiée
pot50×50	50	50	1340,239	230400	G+Q+Edy	25	0,233	0,3	Vérifiée

*IV.3.9.*Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

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 :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k)

Vk: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau (k-1).

hk: hauteur de l'étage « k ».

Suivant X :

Tableau IV.21 : *Vérification l'effet P-Δ suivant X*

Niveau k	Niv	Pk (KN)	Dx	dx×R	Δkx (cm)	Wi×Hi	Vkx (kN)	hk (cm)	θkx	Vérification
A_ DIAPH_ 29.16	2916	3939,47	1,59	5,57	0,74	11487494,52	1115,6	324	0,0081	Vérifiée
B_ DIAPH_ 25.92	2592	4214,41	1,38	4,83	0,73	10923750,72	1060,85	324	0,009	Vérifiée
C_ DIAPH_ 22.68	2268	4264,92	1,17	4,1	0,77	9672838,56	939,37	324	0,0108	Vérifiée
D_ DIAPH_ 19.44	1944	4318,66	0,95	3,33	0,74	8395475,04	815,32	324	0,0121	Vérifiée
E_ DIAPH_ 16.2	1620	4373,49	0,74	2,59	0,73	7085053,8	688,06	324	0,0143	Vérifiée
F_ DIAPH_ 12.96	1296	4434,42	0,53	1,86	0,63	5747008,32	558,11	324	0,0154	Vérifiée
G_ DIAPH_ 9.72	972	4434,42	0,35	1,23	0,56	4310256,24	418,59	324	0,0183	Vérifiée
H_ DIAPH_ 6.48	648	4495,67	0,19	0,67	0,42	2913194,16	282,91	324	0,0206	Vérifiée
I_ DIAPH_ 3.24	324	4808,41	0,07	0,25	0,25	1557924,84	151,3	324	0,0245	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.22 : *Vérification l'effet P-Δ suivant Y*

Niveau k	Niv	Pk (KN)	Dy	dy× R	Δky (cm)	Wi×Hi	Vky (KN)	hk (cm)	θky	Vérification
A_ DIAPH_ 29.16	2916	3939,47	1,57	5,5	0,74	11487494,52	1154,98	324	0,0078	Vérifiée
B_ DIAPH_ 25.92	2592	4214,41	1,36	4,76	0,73	10923750,72	1098,3	324	0,0086	Vérifiée
C_ DIAPH_ 22.68	2268	4264,92	1,15	4,03	0,74	9672838,56	972,53	324	0,01	Vérifiée
D_ DIAPH_ 19.44	1944	4318,66	0,94	3,29	0,73	8395475,04	844,1	324	0,0115	Vérifiée
E_ DIAPH_ 16.2	1620	4373,49	0,73	2,56	0,74	7085053,8	712,35	324	0,014	Vérifiée
F_ DIAPH_ 12.96	1296	4434,42	0,52	1,82	0,63	5747008,32	577,82	324	0,0149	Vérifiée
G_ DIAPH_ 9.72	972	4434,42	0,34	1,19	0,56	4310256,24	433,36	324	0,0177	Vérifiée
H_ DIAPH_ 6.48	648	4495,67	0,18	0,63	0,38	2913194,16	292,9	324	0,018	Vérifiée
I_ DIAPH_ 3.24	324	4808,41	0,07	0,25	0,25	1557924,84	156,64	324	0,0237	Vérifiée

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifiée vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4. Conclusion :

A la fin de ce chapitre on peut conclure se qui suit :

- La stabilité de la structure dépend de plusieurs factures, dont la disposition des voiles et la répartition équitable de la rigidité
- La régularité de la structure en plan et en élévation influe sur le comportement dynamique de la structure

V.1. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections a été mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et R.P.A.99/V2003).
Les règles C.B.A.93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.
Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs. Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

-Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant et ils sont donc calculés en flexion composée.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables**.**

- **LES SECTIONS:**
  - Poutres principales : (bxh) = (40x30) cm^2.
  - Poutres secondaires : (bxh) = (35x30) cm^2.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau. V.1 : *Les données de calcul*

situation durable		*situation accidentelle*	
Béton	Acier	Béton	Acier
δb=1,5	δs=1,15	δb=1,5	δs=1
fc28= 25 MPa	FeE 400	fc28= 25 MPa	FeE 400
δb=14.2 MPa	δs=348 MPa	δb=18.48 MPa	δs=400 MPa

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est limité à 0,5% pour toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est limité comme suit :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales ils sont sollicités 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 pour les armatures est limitée à 40ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée par **:** $A_t = 0,003.\ St.b.$

Avec b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St \leq h/2$ en Zone courante.
- $St \leq \min(h/4 ; 12\phi)$ en zone nodale.

Tableau .V.2: *Ferraillage longitudinal des poutres principales*

niveau (B)	Position	type	N°	Combinaison	Mu	A cal	A choisi
terrasse	Travée	intermédiaire	2072	ELU	58.11	4.7	3 * HA 12+2*HA 12 = 5.65 cm2
	Appuis	intermédiaire	2092	ELU	79.03	6.6	3 * HA 12+3*HA12 = 6.79cm2
Courant	Travée	intermédiaire	394	ELU	51	4.2	3 * HA 12+1*HA12 = 4.52cm2
	Appuis	Intermédiaire	2039	ELU	72.61	6	3 * HA 12 + 3 * HA 12 = 6.79cm2

Tableau .V.3: *Ferraillage longitudinal des poutres secondaires*

niveau (B)	Position	type	N°	combinaison	Mu	ACALCULE	ACHOISI
terrasse	Appuis	Rive	2048	ACC	69.24	6.7	3 * HA 12+3*HA12 = 6.79cm2
Courant	Appuis	Rive	1064	ACC	73.09	7.1	3 * HA 12 + 4* HA 12 = 7.92cm2

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule

➢ $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

➢ $\overline{\sigma_s}$ =min ((2/3)*f_e ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .V.4 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principale*

niveau	Position	A choisi	N°	M ser	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
terrasse 30*40	Travée	5.7	2072	42.44	5.4	15	60.9	202	Condition vérifiée
	Appuis	6.8	2092	57.73	7.2	15	84	202	Condition vérifiée
Courant 30*40	Travée	4.5	394	37.71	5.2	15	56.2	202	Condition vérifiée
	Appuis	6.8	2039	52.62	6.8	15	80.3	202	Condition vérifiée

Tableau .V.5 : *Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire*

niveau (B)	Position	A choisi	N°	M ser	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification
terrasse 35*30	Appuis	7.9	2049	39.7	5.4	15	61.2	202	Condition vérifiée
Courant 35*30	Appuis	6.8	2034	34.59	5.9	15	62.8	202	Condition vérifiée

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

➢ A tendue ≥ Amin CBA

- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A_{max} RPA.
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A_{max} RPA.

Tableau V-6: Vérification de ferraillage des poutres principales selon RPA

NIV (B)	position	type	A choisi	Amin	A max	vérification
terrasse (30*40)	Intermédiaire	Appuis	10.18	7.2	72	Condition vérifiée
		travée	9.04			
courant (30*40)	Intermédiaire	Appuis	10.18	7.2	72	
		travée	10.18			

Tableau V-7: Vérification de ferraillage des poutres principales selon CBA

NIV (B)	position	type	A choisi	Amin	Vérification
terrasse (30*40)	Intermédiaire	Appuis	10.18	1.2	Condition vérifiée
		travée	9.04		
courant (30*40)	Intermédiaire	Appuis	10.18	1.2	
		travée	10.18		

Tableau V-8: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon RPA

NIV (B)	position	type	A choisi	Amin	A max	Vérification
terrasse (30*35)	Rive	Appuis	10.18	6.3	63	Condition vérifiée
courant (30*35)	Rive	Appuis	10.18	6.3	63	

Tableau V-9: Vérification de ferraillage des poutres secondaires selon CBA

NIV (B)	position	type	A choisi	Amin
terrasse (30*35)	Rive	Appuis	7.9	1.05
courant (30*35)	Rive	Appuis	6.8	1.05

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le règlement (CBA 93) : $\tau^{max} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau V-10 : *Lois de la contrainte*

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}$	Min [0.15 ; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]	Min [0.2; $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa]

Tableau V-11 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales*

niveau (B)	Position	type	N°	combinaison	T	τ_u	$\bar{\tau}$	$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}$
terrasse 30*40	Appuis	Intermédiaire	2092	ELU	112.31	0.998	3.33	Condition vérifiée
Courant 30*40	Appuis	Intermédiaire	2039	ELU	112.31	0.998	3.33	Condition vérifiée

Tableau V-12 : *Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires*

niveau (B)	Position	type	N°	combinaison	T	τ_u	$\bar{\tau}$	$\tau_u^{max} \leq \bar{\tau}$
terrasse 30*35	Appuis	Rive	2048	ACC	73.908	0.758	3.26	Condition vérifiée
Courant 30* 35	Appuis	Rive	1064	ACC	73.908	0.758	3.26	Condition vérifiée

V.2.6.Calcul des armatures transversales *:*

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par Øt ≤ min [h/35 ; b/10] Selon le CBA93 ► [Art A.6.4.2] ◄
- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- Selon le RPA 99 version 2003 ► [Art 7.5.2.2]◄

- St = min [h/4 ; 12Øl] …… [Zone nodale]
- St ≤ h/2 ……..[Zone courant]

- $St \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$

-Selon le CBA93► [art A.5.1.2.2]◄ :

- St = min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.K)}{0.9 f_e(cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau .V.13 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres principales*

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	*B*	*Tu*	S_t	A_t	S_t(nodale)	S_t(courant)	*At*	S_t (nodale)	*St (courant)*	*At choisie*
Terrasse30*40	30*40	0.988	33.75	2.53	10	20	1.35	10	15	4Ø8 =2.01
Courant 30*40	30*40	0.998	33.75	2.53	10	20	1.35	10	15	4Ø8 =2.01

Tableau .V.14 : *Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les poutres secondaires*

			CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
Niveau	*B*	*Tu*	S_t	A_t	S_t(nodale)	S_t(courant)	*At*	S_t (nodale)	*St (courant)*	*At choisie*
Terrasse 30*35	30*35	0.758	29.25	0.87	8.75	17.5	1.17	10	15	4Ø8 =2.01
Courant 30*35	30*35	0.758	29.25	0.87	8.75	17.5	1.17	10	15	4Ø8 =2.01

V.2.7.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$

➢ $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau .V.15 : *Vérification de la flèche des poutres*

		1ère condition			2ème condition			3ème condition		
Niveau	B	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Tous les Niveau	30*35	0.14	0.062	C.V	0.14	0.085	Condition vérifiée	0.008	0.010	Condition vérifiée
	35*40	0.083	0.062	C.V	0.087	0.085	Condition vérifiée	0.005	0.010	Condition vérifiée

Les conditions toutes vérifiées donc le calcul de la flèche né pas nécessaire.

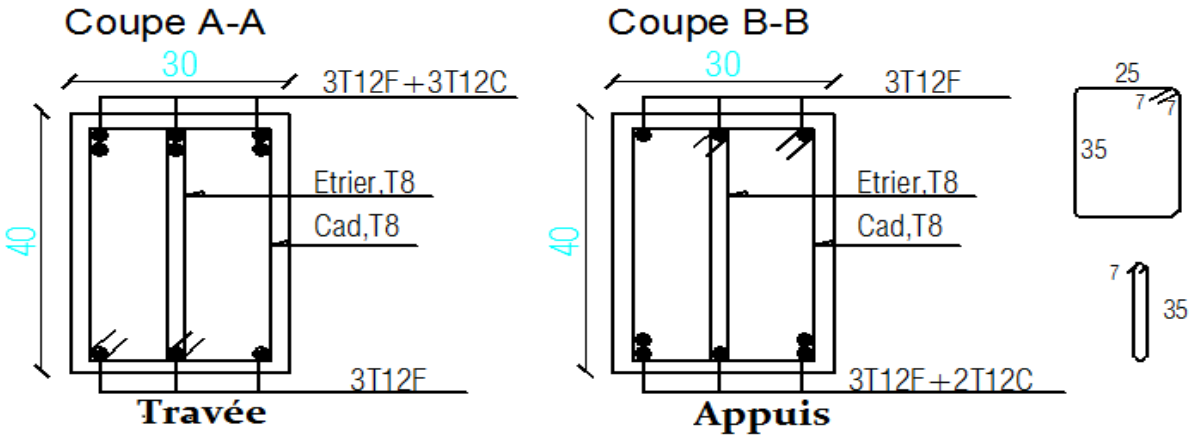


Figure V-1 : Ferraillage poutre principale terrasse.

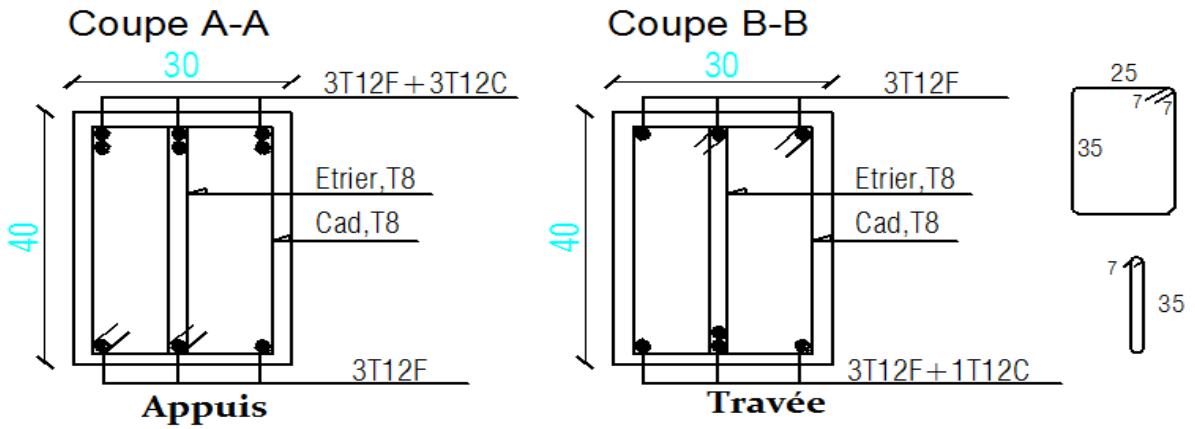


Figure V-2 : Ferraillage poutre principale courant

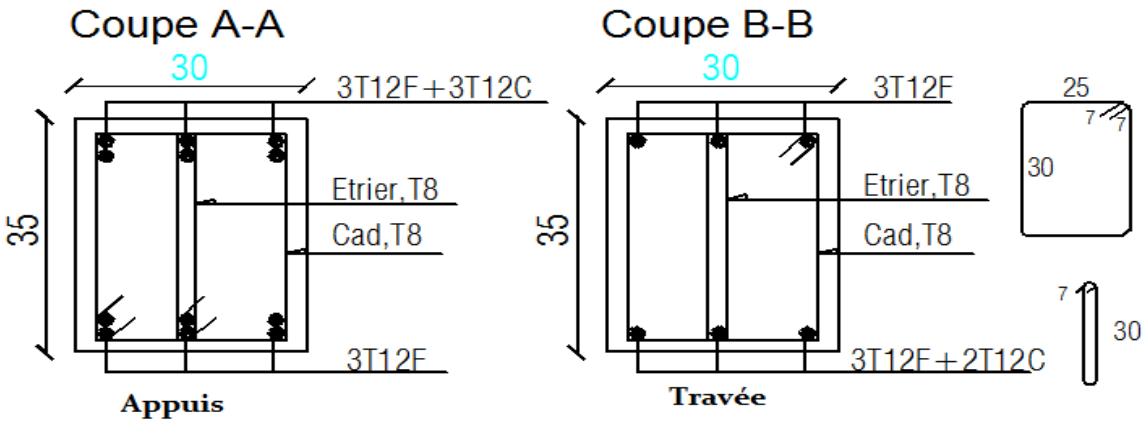


Figure V-3 : Ferraillage poutre secondaire terrasse

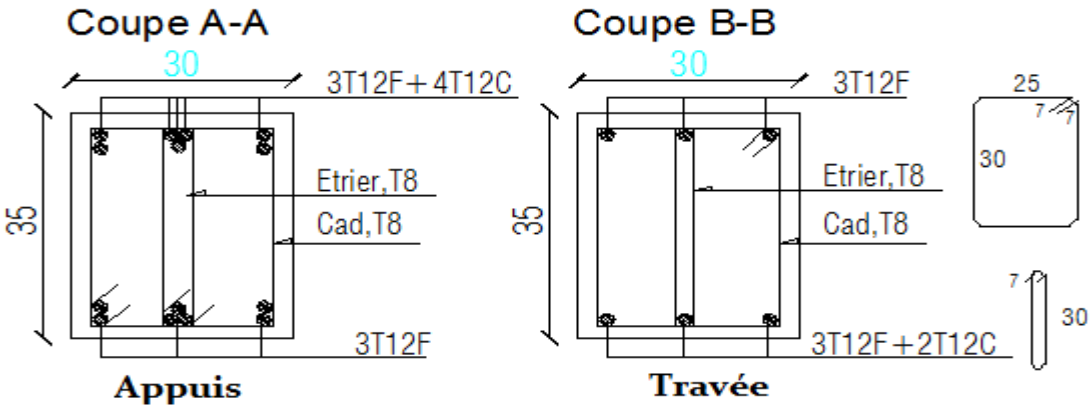


Figure V-4 : Ferraillage poutre secondaire courant

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux calculés en flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M_{MAX}" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

- Situation durable :

- Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier :$\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

- Situation accidentelle :

- Béton :$\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

1- (N_{max} ; M_{corr}).

2- (M_{max} ; N_{corr}).

3- (N_{min} ; M_{corr}).

Tableau .V.16: *Les Armatures longitudinaux des poteaux*

Niveau	Section	Combinaison	Sollicitation	A(cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)
RDC	Pot50×50	1.35G+1.5Q	N max-=1600.89	8	22.5	12HA16 = 24.13 cm²
		0.8G-Ex	N min=818.8			
		G+Q+Edx	M max = 93.61			
1er	Pot50×50	1.35G+1.5Q	N max=1398.88	8	22.5	12HA16 = 24.13cm²
		0.8G-Ex	N min=101.06			
		G+Q+Edx	M max =62.48			
2eme	Pot45×45	1.35G+1.5Q	N max=1209	7.2	18.22	12HA14 =18.47cm²
		0.8G-Ex	N min=62.75			
		G+Q+Edx	M max =62.51			
3eme	Pot45×45	1.35G+1.5Q	N max=1014.97	7.2	18.22	12HA14 =18.47cm²
		0.8G-Ex	N min=35.19			
		G+Q+Edx	M max =68.97			
4eme	Pot45×45	1.35G+1.5Q	N max=834.62	7.2	18.22	12HA14 =18.47cm²
		0.8G-Ex	N min=17.49			
		G+Q+Edx	M max =81.72			
5eme	Pot40×40	1.35G+1.5Q	N max=658.9	6.4	14.4	8HA16 = 16.06cm²
		0.8G-Ex	N min=79762.5			
		G+Q+Edx	M max =			
6eme	Pot40×40	1.35G+1.5Q	N max=492.75	6.4	14.4	8HA16 = 16.06cm²
		0.8G-Ex	N min=1.31			
		G+Q+Edx	M max =71.82			
7eme	Pot35×35	1.35G+1.5Q	N max=330.88	5.6	11.4	8HA14= 12.32cm²
		0.8G-Ex	N min=4.65			
		G+Q+Edx	M max =48.34			
8eme	POT35×35	1.35G+1.5Q	N max=176.77	5.6	11 .4	8HA14= 12.32cm²
		0.8G-Ex	N min=11.05			
		G+Q+Edx	M max =53.53			

V.3.6. Vérification à l'Etat Limite Service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (Mser, Nser) selon les règles CBA93; concernant la flexion composée.

Tableau .V.17 : *Valeurs des contraintes à l'E.L.S*

Niveau (m)	Section	Combinaison	Achoisi (cm)²	Nser (kN)	σb(MPa)	[σs] (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	. $\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
RDC	Pot50×50	G+Q	24.13	1165.57	4.4	66.7	15	201	Condition
1er	Pot50×50	G+Q	24.13	1018.59	3.9	58.3	15	201	Condition vérifiée
2eme	Pot45×45	G+Q	18.47	874.59	4.1	61.5	15	201	Condition vérifiée
3eme	Pot45×45	G+Q	18.47	739.28	3.5	52	15	201	Condition vérifiée
4eme	Pot45×45	G+Q	18.47	608.07	2.9	42.8	15	201	Condition vérifiée
5eme	Pot40×40	G+Q	16.06	480.23	2.8	42.5	15	201	Condition vérifiée
6eme	Pot40×40	G+Q	16.06	359.4	2.1	31.8	15	201	Condition vérifiée
7eme	Pot35×35	G+Q	12.32	241.59	1.8	27.7	15	201	Condition vérifiée
8eme	Pot35×35	G+Q	12.32	129.55	1	14.8	15	201	Condition vérifiée

V.3.7. Armatures transversales : Selon le RPA99 ►Art. 7.4.2.2◄

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h_I: hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales

Tableau .V.18 : *Les armatures transversales et leurs espacements des poteaux carrés*

Section	A_t (cm^2)	λ_g	ρ_a	Zone	$S_{t\ finale}$	Choix
50×50	2.25	6.46	2.5	courante	15	6HA8
	1.5			Nodale	10	4 HA8
45×45	2.02	7.11	3.75	courante	15	6 HA8
	1.35			Nodale	10	4 HA8
40×40	1.8	8.00	2.5	courante	15	4 HA8
	1.2			Nodale	10	4 HA8
35×35	1.57	9.21	2.62	courante	15	4 HA8
	1.05			Nodale	10	4 HA8

V.3.9.Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/S_t.)

Tableau V.19.*Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/S_t.)*

section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	T<0.3%	t≥0.8%	0.3%<t<0.8%
50*50	courante	0.30	6.46	Vérifiée	-	-
	Nodale	0.30		Vérifiée	-	-
45*45	courante	0.29	7.11	Vérifiée		
	Nodale	0.30		Vérifiée	-	-
40*40	courante	0.3	8.00	Vérifiée	-	-
	Nodale	0.3		Vérifiée	-	-
35*35	courante	0.26	9.21	Vérifiée	-	-
	Nodale	0.26		Vérifiée	-	-

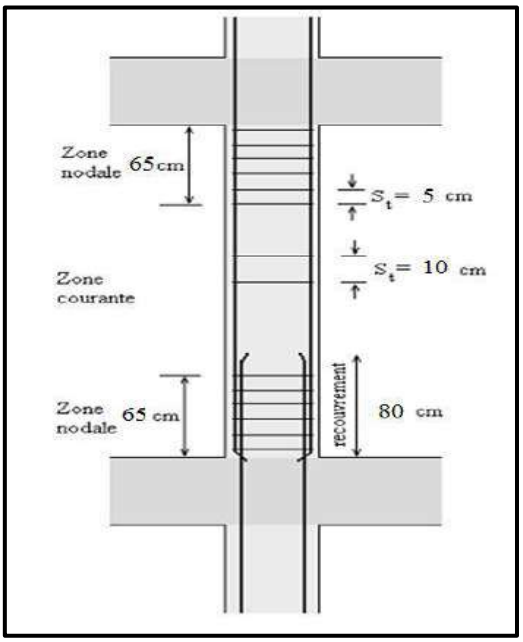


Figure .V.5 : *Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux*

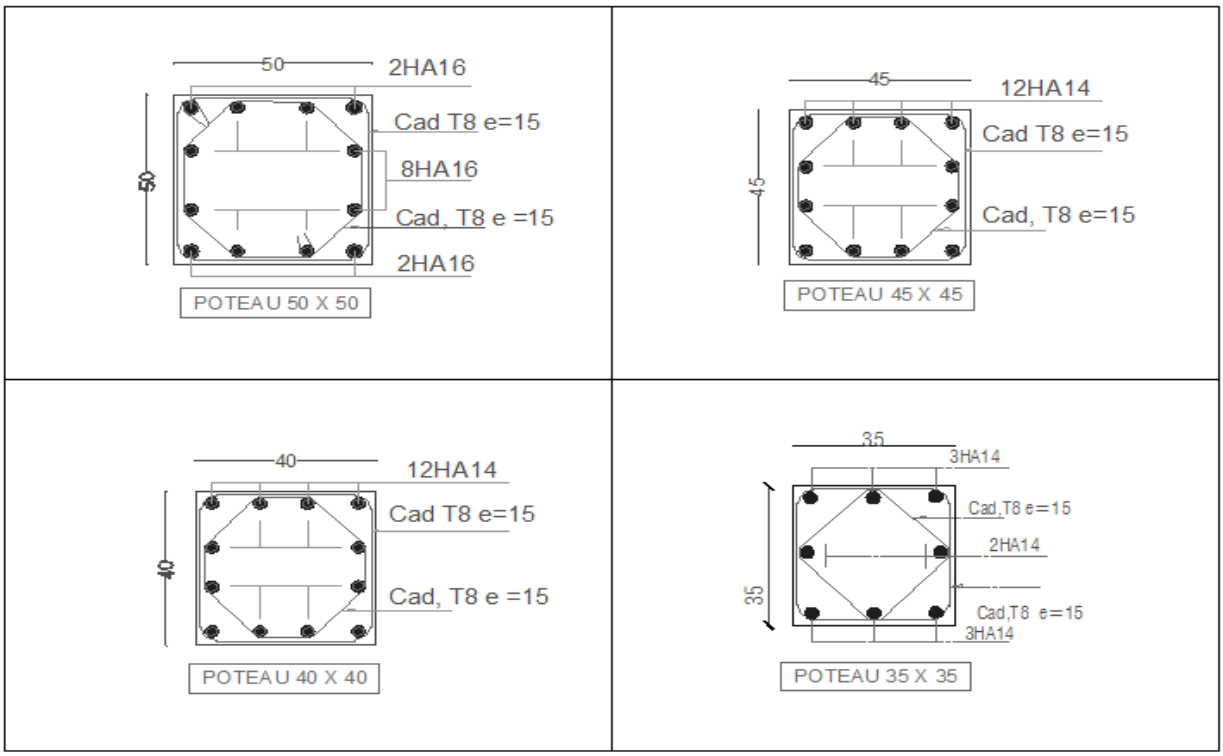


Figure V-5 : Ferraillage des poteaux

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, ils sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, leurs disposition doit prendre en considération ce qui suit :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement doivent présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite´élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant :

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.

- Les aciers transversaux

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles est calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

Les trumeaux sont sollicités comme des refends pleins en flexion composée, afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul a été mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on doit disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al".
- Des aciers transversaux " At".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour les voiles, nous avons utilisé le calcul en flexion composé.

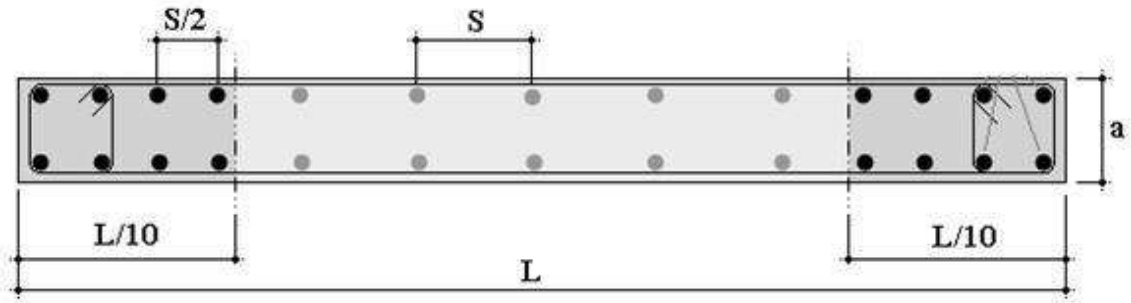


Fig. V.6 : *Disposition des armatures verticales dans les voiles.*

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

- **Détermination des armatures à l'ELU de résistance :**

Tableau .V.20 : *Les données de calcul*

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s=1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s=1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.21 *: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins*

Voile	Niveau	S(cm²)	M(KN.m)	N(KN)	Situation	A cal (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amin CBA (cm²)	St (cm)	A choisie
V1	RDC+ 1^{er}	15X480	213.04	419.27	0.8. G - Edx	17.80	10.80	7.20	20	2x (21 HA 12=23.75 cm²)
	$2^{eme}+3^{eme}+4^{eme}$		246.52	591.64		18.00			20	
	$5^{eme}+6^{eme}$		244.62	587.13		18.20			20	
	$7^{eme}+8^{eme}$		261.64	600.94		18.40			20	
V2	RDC+ 1^{er}	15x245	1645.94	1299.32	0.8. G - Edx	8.40	5.51	3.67	15	2x (13HA 10 = 10.21cm²)
	$2^{eme}+3^{eme}+4^{eme}$		2182.35	609.42		8.60			15	
	$5^{eme}+6^{eme}$		1091.16	482.27		8.80			15	
	$7^{eme}+8^{eme}$		497.13	335.52		9.00			15	
V3	RDC+ 1^{er}	15x375	277.17	344.66	0.8. G - Edx	13.60	8.43	5.62	15	2x (21HA 10= 16.49 cm²)
	$2^{eme}+3^{eme}+4^{eme}$		190.92	357.97		13.80			15	
	$5^{eme}+6^{eme}$		174.99	328.12		14.00			15	
	$7^{eme}+8^{eme}$		203.78	366.33		14.20			15	
V4	RDC+ 1^{er}	15x240	506 .57	525.48	0.8. G - Edy	8.20	5.40	3.6	15	2x (12 HA 10= 9.42 cm²)
	$2^{eme}+3^{eme}+4^{eme}$		444.84	453.80		8.40			15	
	$5^{eme}+6^{eme}$		334.97	341.91		8.60			15	
	$7^{eme}+8^{eme}$		207.67	211.01		8.80			15	

B. Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

- $\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc:

- $\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Après le choix des armatures verticales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

***Tableau .V.22**. : Vérification des armateurs verticaux a ELS*

Voile	S (cm²)	A	Nser	Mser	бb	бs	[бb]	[бs]
V1	15X480	18.85	870.67	307.4	4.6	68.7	15	201.63
V2	15x245	9.42	739	55.48	2	29.8	15	201.63
V3	15x375	14.92	1913.02	434	2.2	32.3	15	201.63
V4	15x240	9.42	1678.32	254.7	2.3	35.1	15	201.63

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

***Tableau .V.23** : Vérification des armatures*

Voile	S(cm²)	V	ζ	ζbar	ζ<ζbar
V1	15X480	469.97	1.38	5	Condition vérifiée
V2	15x245	720.34	1.84	5	Condition vérifiée
V3	15x375	1454.83	1.38	5	Condition vérifiée
V4	15x240	1070.24	1.2	5	Condition vérifiée

***Tableau .V.24** : Calcul des armatures horizontaux des voiles pleins*

NIV	VOILE	S	Ah choisi
RDC	V1	15X480	16 HA 10
	V2	15x245	
	V3	15x375	
	V4	15x240	
étage courant	V1	15X480	16 HA 10
	V2	15x245	
	V3	15x375	
	V4	15x240	

V.4.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures$\Phi_t$est tel que$\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles de diamètre de 8 mm

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.les trumeaux :

A. Les armateurs verticaux :

A.1. Détermination des armatures a l'ELU :

Tableau .V.25 : Calcul des armateurs verticaux des trumeaux

T	*Niveau*	*S*	*N(KN)*	*M(KN.m)*	*Situation*	*A calculé*	*Amin RPA*	*Amin CBA*	*St (cm)*	*A choisie*
T1	RDC+ 1^{er}	15X155	209.80	527.60	0.8.G – Edy	12.4	10.80	7.20	10	2x (11 HA 12= 12.44 cm²) 2x (14 HA 10= 11.00 cm²)
	2^{eme}+ 3^{eme}+ 4^{eme}		307.65	262 .61		5.9			10	
	5^{eme}+ 6^{eme}		197.40	161.71		6.00			10	
	7^{eme}+ 8^{eme}		18.17	16.06		6.10			10	
T2	RDC+ 1^{er}	15x190	520.35	1444.42	0.8.G - Edy	20.40	5.51	3.67	10	2x (14HA 14 = 21.55cm²) 2x (9HA 10 = 7.07 cm²)
	2^{eme}+ 3^{eme}+ 4^{eme}		394.79	328.82		6.40			15	
	5^{eme}+ 6^{eme}		351.69	308.62		6.40			15	
	7^{eme}+ 8^{eme}		32.68	35.75		6.50			15	
T3	RDC+ 1^{er}	15x102	39.85	10.43	0.8. G - Edy	7.90	8.43	5.62	10	2x (5 HA 12= 5.75 cm²)
	2^{eme}+ 3^{eme}+ 4^{eme}		154.14	50.52		8.10			10	
	5^{eme}+ 6^{eme}		162.07	63.33		8.30			10	
	7^{eme}+ 8^{eme}		33.49	26.70		8.50			10	
T4	RDC+ 1^{er}	15x232	346.01	189.35	0.8.G - Edx	2.70	5.40	3.6	20	2x (9HA 10= 7.07 cm²)
	2^{eme}+ 3^{eme}+ 4^{eme}		226.02	286.26		2.80			20	
	5^{eme}+ 6^{eme}		166.41	286.25		2.90			20	
	7^{eme}+ 8^{eme}		41.22	211.57		3.00			20	

A.2. Vérification des armatures à ELS *:*

***Tableau .V.26**: Vérification des armatures a ELS des trumeaux*

Trumeau	S (cm²)	Achoisie	Nser	Mser	бb	бs	[бb]	[бs]
T1	15X155	11.00	1116.01	48	2.4	36	15	201.63
T2	15x190	7.07	629.44	21.5	2.1	31.6	15	201.63
T3	15x102	8.64	1219.64	598.42	4.5	67.4	15	201.63
T4	15x232	5.5	1219.64	598.42	4.5	67.4	15	201.63

B. Les armateurs horizontaux :

***Tableau .V.27**: **Calcul** des armateurs horizontaux des trumeaux*

NIV	VOILE	S	St	Ah choisi
RDC	t1	15X155	20	16 HA 10
	t2	15x190		
	t3	15x102		
	t4	15x232		
Etage courant	t1	15X155		16 HA 10
	t2	15x190		
	t3	15x102		
	t4	15x232		

C. Vérification des contraintes :

***Tableau .V.28**: Vérification des contraintes*

voile	S (cm²)	T	Z	ζbar	ζ<ζbar
t1	15X155	899.36	2.17	5	Condition vérifiée
t2	15x190	600.07	2.03	5	Condition vérifiée
t3	15x102	1104.24	2.37	5	Condition vérifiée
t4	15x232	1755.29	2.24	5	Condition vérifiée

V.4.6.2. Linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux». Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

Tableau .V.29 : *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux*

	Niveau	E	L	H	V	V cal	Vbar	Sollicitation
L1	RDC – 1	15	1.20	1.64	259,01	15.98	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	15	1.20	1.64	234,67	14.48	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	15	1.20	1.64	207,89	12.77	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	15	1.20	1.64	180,66	11.11	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	15	1.20	1.64	154,64	9.54	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	15	1.20	1.64	130,85	8.02	1.5	Traction/compression
	6^{EME}-7^{EME}	15	1.20	1.64	104,7	6.46	1.5	Traction/compression
	7^{EME}-8^{EME}	15	1.20	1.64	74,06	4.57	1.5	Traction/compression
L2	RDC – 1	15	1.20	1.64	323,55	19.97	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	15	1.20	1.64	345,14	21.30	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	15	1.20	1.64	342,09	21.11	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	15	1.20	1.64	323,13	19.94	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	15	1.20	1.64	292,07	18.02	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	15	1.20	1.64	255,14	15.74	1.5	Traction/compression
	6^{EME}-7^{EME}	15	1.20	1.64	209,51	12.93	1.5	Traction/compression
	7^{EME}-8^{EME}	15	1.20	1.64	155,95	9.62	1.5	Traction/compression
L3	RDC – 1	15	1.20	1.64	253,98	15.67	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	15	1.20	1.64	287,16	17.72	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	15	1.20	1.64	289,25	15.98	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	15	1.20	1.64	276,65	14.48	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	15	1.20	1.64	253,16	12.77	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	15	1.20	1.64	221,92	11.11	1.5	Traction/compression
	6^{EME}-7^{EME}	15	1.20	1.64	184,21	9.54	1.5	Traction/compression
	7^{EME}-8^{EME}	15	1.20	1.64	139,23	8.02	1.5	Traction/compression
L4	RDC – 1	15	0.66	0.64	292.65	6.46	1.5	Traction/compression
	1^{ER}-2^{EME}	15	0.66	0.64	297.46	4.57	1.5	Traction/compression
	2^{EME}-3^{EME}	15	0.66	0.64	308.80	15.98	1.5	Traction/compression
	3^{EME}-4^{EME}	15	0.66	0.64	298.24	14.48	1.5	Traction/compression
	4^{EME}-5^{EME}	15	0.66	0.64	274.96	12.77	1.5	Traction/compression
	5^{EME}-6^{EME}	15	0.66	0.64	245.56	11.11	1.5	Traction/compression
	6^{EME}-7^{EME}	15	0.66	0.64	208	9.54	1.5	Traction/compression
	7^{EME}-8^{EME}	15	0.66	0.64	172.27	8.02	1.5	Traction/compression

Tableau .V.30: *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

	NIV	AD	AL	AT	AP	St	AD	AL	AT	AP
L1	RDC -1^{ER}	3,978	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	1^{ER}-2^{EME}	4,498	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	2^{EME}-3^{EME}	4,530	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	3^{EME}-4^{EME}	4,333	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	4^{EME}-5^{EME}	3,965	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	5^{EME}-6^{EME}	3,476	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	6^{EME}-7^{EME}	2,885	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	7^{EME}-8^{EME}	2,180	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
L2	RDC -1^{ER}	3,978	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	1^{ER}-2^{EME}	4,498	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x 10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	2^{EME}-3^{EME}	4,530	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH14]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	3^{EME}-4^{EME}	4,333	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	4^{EME}-5^{EME}	3,965	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	5^{EME}-6^{EME}	3,476	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	6^{EME}-7^{EME}	2,885	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	7^{EME}-8^{EME}	2,180	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
L3	RDC -1^{ER}	3,978	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	1^{ER}-2^{EME}	4,49	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	2^{EME}-3^{EME}	4,530	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	3^{EME}-4^{EME}	4,333	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	4^{EME}-5^{EME}	3,965	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	5^{EME}-6^{EME}	3,476	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	6^{EME}-7^{EME}	2,885	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	7^{EME}-8^{EME}	2,180	3,69	0,825	4,92	15	2x [4AH12]	2x[10AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
L4	RDC -1^{ER}	3,498	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	1^{ER}-2^{EME}	3,530	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	2^{EME}-3^{EME}	3,333	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	3^{EME}-4^{EME}	2,965	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	4^{EME}-5^{EME}	2,476	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	5^{EME}-6^{EME}	1,885	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	6^{EME}-7^{EME}	1,180	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]
	7^{EME}-8^{EME}	3,498	1,44	0,825	1,92	15	2x [4AH12]	2x [4AH10]	8x [2AH10]	2x [8HA10]

VI-1- Introduction :

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur le premier mètre.

La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

La distance minimale entre la sous -face de la semelle et le niveau 0,0 m peut être de 80 cm à 1m.

Pour préserver l'absorbation de la laitance du béton des semelles de fondation par le sol, un béton de propreté doit être mis en place avant la réalisation des semelles

VI-2-Type de la fondation :

On distingue trois catégories des fondations :

- Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers) :
- Fondations semi profondes (puits en béton non armé)
- Fondations profondes (pieux)

VI-3-Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne reconnaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, a cet effet une étude géotechnique est indispensable pour présenter des informations sur le sol d'assise.

VI-4-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

VI-5-Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La structure en question est implantée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.8 bar** pour une profondeur d'ancrage de **0.8 m** par rapport au niveau de sous-sol, le choix de type de fondation dépend des critères de résistance, de stabilité et sur l'aspect économique. A cet effet l'ordre de priorité de choix des semelles est indispensable, c.-à-d. Semelle isolé, semelle filante, et radier .

VI-6-Les efforts normaux à base de la structure :

Le figures suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles a L'ELS :

- A l'ELS :

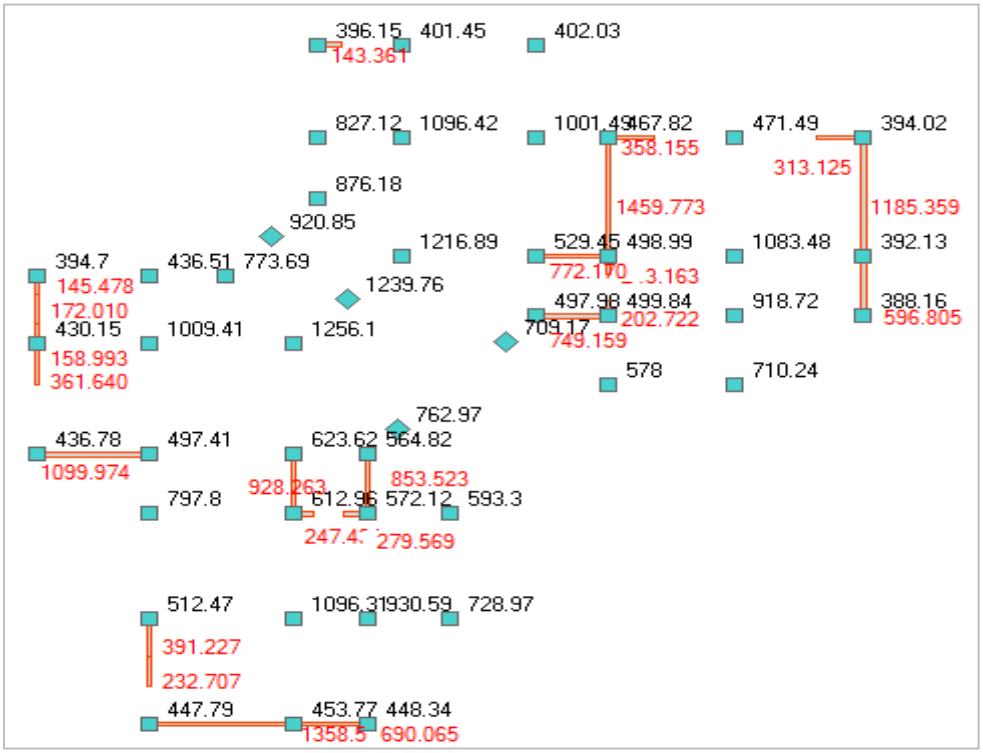


Figure VI.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI-7-La proposition des semelles :

Dans notre étude on a choisit rois types des semelles qui sont résumée comme suit :

1. Semelles isolées : Au niveau de l'extension du parking au sous-sol car on a une seul étage.
2. Semelles filantes : Sous plusieurs poteaux (des poteaux rapprocher dans une seule direction) et sous voiles
3. Radier partielle : À la zone autour de cage de l'escalier an raison du rapprochement des poteaux et ces nombres que se donnent des charges élevé.

VI-8 : Calcul des semelles isolées :

VI-8-1 : Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle

a, b : longueur et largeur du poteau

Nser : effort normal a l'ELS

C : enrobage =3 cm

Tableau VI.01 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h(m)	h_{adop} (m)
Si-5	1096.31	1.8	2.54	2.54	2.8	2.8	61	65
Si-6	930.59		2.32	2.32	2.5	2.5	53	55
Si-7	728.97		1.94	1.94	2.1	2.1	43	50
Si-8	779.8		2.1	2.1	2.3	2.3	48	50
Si-11	593.3		1.76	1.76	1.9	1.9	38	40
Si-16	762.67		2.19	2.19	2.4	2.4	51	55
Si-18	1009.41		2.39	2.39	2.6	2.6	56	60
Si-19	1256.1		2.7	2.7	2.9	2.9	63	65
Si-20	578		1.74	1.74	1.9	1.9	38	40
Si-21	710.24		1.97	1.97	2.10	2.10	43	45
Si-22	394.7		1.47	1.47	1.6	1.6	32	35
Si-23	436.51		1.55	1.55	1.7	1.7	33	35
Si-24	773.96		2.07	2.07	2.20	2.20	46	50
S26	709.17		2.15	2.15	2.30	2.30	48	50
S31	773.69		2.32	2.32	2.5	2.5	53	60
S35	1083.48		2.53	2.53	2.8	2.8	61	65
S36	398.13		1.47	1.47	1.6	1.6	32	35
S37	827.12		2.00	2.00	2.2	2.2	51	55
S38	876.18		2.24	2.24	2.4	2.4	51	55
S39	1096.42		2.5	2.5	2.7	2.7	58	60
S40	1001.49		2.42	2.42	2.6	2.6	56	60
S42	471.49		1.62	1.62	1.8	1.8	36	40

VI-8-2 : Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.02 : Vérification des contraintes sous la semelle isolées à l'ELS

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblé}$ (KN)	σ_{cal} (MPA)	σ_{sol} (MPA)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
Si-5	1096.31	127.4	52.57	0,17162628	1.8	Vérifiée
Si-6	930.59	85.24	46.8	0,1765152		Vérifiée
Si-7	728.97	55.13	32.26	0,17322449		Vérifiée
Si-8	779.8	66.13	40.82	0,17080718		Vérifiée
Si-11	593.3	36.10	28.22	0,1716205		Vérifiée
Si-16	762.67	79.2	42.24	0,17061979		Vérifiée
Si-18	1009.41	101.4	47.63	0,17372781		Vérifiée
Si-19	1256.1	136.66	91.84	0,17349465		Vérifiée
Si-20	578	36.10	41.63	0,17286981		Vérifiée
Si-21	710.24	55.13	32.26	0,17768707		Vérifiée
Si-23	436.51	25.29	32.34	0,17037024		Vérifiée
Si-24	773.96	60.5	55.13	0,00182498		Vérifiée
Si26	709.17	66.13	40.82	0,02178457		Vérifiée
Si31	773.69	85.24	46.8	0,176032		Vérifiée
Si35	1083.48	127.4	52.57	0,16958291		Vérifiée
Si36	398.13	28.9	28.51	0,17122628		Vérifiée
Si37	827.12	79.2	42.24	0,15992361		Vérifiée
Si38	876.18	79.2	42.24	0,0177316		Vérifiée
Si39	1096.42	109.35	82.01	0,17047188		Vérifiée
Si40	1001.49	101.4	47.63	0,178558655		Vérifiée
Si42	471.49	32.4	36.09	0,16665432		Vérifiée

Tableau VI.03 : Vérification chevauchement entre la semelle isolée

	Semelle	A (m)	A' (m)	$\mathbf{1.5\frac{(A+A')}{2}}$	L (m)	$\mathbf{L > 1.5\frac{(A+A')}{2}}$
Suivant X	Si23-24	1.7	2.2	2.92	2.5	Non Vérifiée
	Si5-6	2.8	2.5	3.97	2.45	Non Vérifiée
	Si9-10	2	1.9	2.92	2.45	Non Vérifiée
	Si14-15	2.1	2	3.07	2.45	Non Vérifiée
	Si-6-7	2.5	2.1	3.45	2.75	Non Vérifiée
	Si-10-11	1.9	1.9	2.85	2.75	Non Vérifiée
	Si-28-29	1.8	2.5	3.22	2.5	Non Vérifiée
	Si20-21	1.9	2.1	3.22	2.5	Non Vérifiée
	Si34-35	1.8	2.8	3.45	2.5	Non Vérifiée
	Si23-24	1.7	2.2	3.31	2.4	Non Vérifiée
	Si37-39	2.2	2.7	3.67	2.5	Non Vérifiée
Suivant Y	Si8-13	2.3	1.8	3.07	2.40	Non Vérifiée
	Si9-14	2	2.1	3.07	2.4	Non Vérifiée
	Si10-15	1.9	2	2.92	2.4	Non Vérifiée
	Si17-22	1.7	1.6	2.47	2.5	Non Vérifiée
	Si18-23	2.6	1.7	3.22	2.5	Non Vérifiée
	Si-21-29	2.1	2.5	3.45	2.8	Non Vérifiée
	Si-27-33	2.3	1.6	2.92	2.45	Non Vérifiée
	Si28-34	1.8	1.8	2.7	2.45	Non Vérifiée
	Si29-35	2.5	2.8	3.97	2.45	Non Vérifiée
	Si7-11	2.1	1.9	3	4	Vérifié

VI- 9 : Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.

- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI-9-1 : Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{Nser}{S} \implies \frac{Nser}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{Nser}{L.[\sigma_{sol}]} \quad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI.04 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N (KN)	Ϭ sol (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h calculé (cm)	h adopté (cm)
SF-1	7	1420.54	1.8	1.32	1.55	30	40
SF-2	37.91	10539.47	1.8	1.64	1.85	28.75	40
SF-3	28.91	9023.46	1.8	1.89	2.15	29.25	40
SF-4	31.2	6332.71	1.8	1.21	1.4	25.5	40
SF-5	15.46	2610.51	1.8	1	1.4	20	40
SF-6	7	1451.21	1.8	1.32	1.55	30	40
SF-8	6.9	2370.25	1.8	1.91	2.2	40	40
SF-9	6.9	2396.24	1.8	1.91	2.2	40	40
SF-10	6.9	2720.52	1.8	2.1	2.4	40	40
SF-11	3.95	1099.97	1.8	1.55	1.9	38	40

VI-9-2 : Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage doit reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion, la poutre de libage a la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p est 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 : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- I : Moment d'inertie de la poutre de libage$I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau VI.05 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (m)	L max (m)	HP $_{calculé}$ (m)	HP $_{adopté}$ (m)	$\frac{\pi}{2}l_e$	$l \leq \frac{\pi}{2}l_e$
Poutre de libage	0.50	4.8	0.76	0.80	5.37	Vérifiée

Donc la section de la poutre de libage : 50x80 cm

VI-9-3 : Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

Tableau VI.06 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	B(m	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$(KN)	$p_{.plibage}$ (KN)	S_F (m^2)	σMpa	$\bar{\sigma}_{sol}$ Mpa	$\sigma \leq \boldsymbol{\sigma_{sol}}$
SF-1	1	1.55	1420.54	35	40.5	70	10.85	1.44	1.8	Vérifiée
SF-2	37.91	1.85	10539.4	838.51	262.08	362.6	70.13	1.8	1.8	Vérifiée
SF-3	28.91	2.15	9023.46	737.61	71.82	272.6	62.015	1.7	1.8	Vérifiée
SF-4	31.2	1.4	6332.71	519.75	144.90	297	29.68	1.7	1.8	Vérifiée
SF-5	15.46	1.4	2610.51	212.58	42.82	154.6	21.64	1.6	1.8	Vérifiée

SF-6	7	1.55	1451.21	118.13	41.58	70	10.85	1.54	1.8	Vérifiée
SF-8	6.9	2.2	2370.25	112.13	39.69	69	15.18	1.70	1.8	Vérifiée
SF-9	6.9	2.2	2396.24	129.38	47.25	69	15.18	1.56	1.8	Vérifiée
SF-10	6.9	2.4	2720.52	125.65	45.36	26	16.56	1.76	1.8	Vérifiée
SF-11	3.95	1.9	1099.97	88.88	39.06	39.5	7.50	1.46	1.8	Vérifiée

VI-10 : Ferraillage :

VI-10-1: Les semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI-10-2 : Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Tableau VI.07 : Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u (KN)	M_u(KN	$\mathbf{e_0 = \frac{M_u}{N_u}(cm)}$	$\mathbf{\frac{B}{6}(cm)}$	$\mathbf{e_0 < \frac{B}{6}}$	$\mathbf{\frac{B}{18}(cm)}$	$\mathbf{e_0 < \frac{B}{18}}$
SF_2	1096.42	3.33	0.3	29	Vérifiée	10	Vérifiée
SF_3	1256.1	27.74	2.2	35	Vérifiée	19.4	Vérifiée
SF_4	930.59	2.3	0.24	23	Vérifiée	12.7	Vérifiée
SF_5	728.97	0.26	0.035	18	Vérifiée	10	Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles SF2 SF3 SF4 SF5.

-Méthode des bielles

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

-Armatures principales :

Tableau VI.08 : Ferraillages des semelles filantes sous poteaux (armatures principales

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	A (m)	B (m)	A calculée (cm^2)	A choisie (cm^2)	A choisie/ml (cm^2)	A choisie/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_2	1505.73	3.33	4	1.85	27.04	25HA12=28.27	7HA12=7.92		
SF_3	1724.73	27.74	4.78	2.15	36.84	33HA12=37.32	7HA12=7.92	7HA12=7.92	15
SF_4	1259.97	2.3	4.55	1.4	15.08	14HA12=15.83	4HA12=4.52		
SF_5	977.24	0.26	2.95	1.4	11.7	14HA12=15.83	4HA12=4.52		

-Armature de repartions :

-$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}$. B. - $A_{a,rep3}$ = 4.52cm^2 = 11HA12 et - $A_{a,rep2}$=10HA12 et - $A_{a,rep4.5}$=7HA12

Espacement de 20 cm

VI-10-3 : Semelle filante (continue) sous un voile :

Tableau VI.09 : Vérification l'excentricité des semelles filantes

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$= \frac{M_u}{N_u}(cm)$	$\frac{B}{6}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(cm)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
Sf1	320.98	52.83	16.4	25.8	Vérifiée	8.6	NonVérifiée
Sf6	320.98	52.83	16.4	25.8	Vérifiée	8.6	NonVérifiée
SF_8	270.69	44.38	16.3	36	Vérifiée	12.2	NonVérifiée
SF_9	320.76	44.38	13.8	36	Vérifiée	12.2	NonVérifiée
SF_{10}	283.02	44.38	15.6	40	Vérifiée	13.3	NonVérifiée
SF_{11}	318.82	59.06	18.5	31.6	Vérifiée	10.5	Non Vérifiée
SF_3	517.93	84.76	16.3	35.8	Vérifiée	11.9	Non Vérifiée
SF4	475.64	84.76	17.8	23.8	Vérifiée	7.7	Non Vérifiée

Donc le calcul se fait par la méthode des moments pour les semelles SF1 SF3 SF6 SF8 SF10 SF11 SF9.

Méthode des moments

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

-Armatures principales :

Tableau VI.10 : Ferraillages des semelles filantes sous voile (armatures principales)

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	A (m)	B (m)	A calculée/ml (cm^2)	A choisie/ml (cm^2)	$A_{choisie/ml}$(cm^2)	ESP (cm)
Sf1	1444.42	235.75	4.5	1.55	5.95	6HA12=6.79	10HA12=11.31	10
Sf6	1444.42	235.75	4.5	1.55	5.95	6HA12=6.79		
SF_8	1614.88	213.04	4.8	2.2	7.48	8HA12=9.05		
SF_9	1991.404	213.04	4.8	2.2	8.61	8HA12=9.05		
SF_{10}	1849.04	213.04	4.8	2.4	8.54	8HA12=9.05		
SF_{11}	1500.46	203.78	3.45	1.9	7.67	8HA12=9.05		
SF_3	1268.94	207.67	2.45	2.15	9.41	10HA12=11.31		
SF4	1165.33	207.6	2.45	1.4	7.68	8HA12=9.05		

-Armature de repartions :

-$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B.$

- $A_{a,rep10}$ = 6.79 cm^2 =12HA12 et - $A_{a,rep1.6}$ = 8HA12 et - $A_{a,rep8.9.3}$ = 11HA12

Espacement de 20 cm.

VI-10-4 : Longueur de scellement "ls" :

Pour déterminer la longueur des barres, en pratique, on compare la longueur de scellement "l_s" avec la largeur de la semelle " B ".

La contrainte admissible d'adhérence $\tau s = 2.8$ MPa.

La longueur de scellement est égale à : $ls = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

$ls \geq \frac{B}{4}$ ... ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \leq ls \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

$ls \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau VI.11 : Vérification longueur de scellement des semelles

Semelle	Ø(mm)	L_s (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	Ancrage
Sous poteau	12	42.85	22.5	45	ancrage courbe ou rectiligne.
Sous voile	14	50	22.5	45	Ancrage courbe

VI-11 : Poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante : $q \leq \frac{\sum N}{L}$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{S_{p.libage} = B.L} \times B$$

Tableau VI.12 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	P semelle (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	plibage(KN)	L (m)	B (m)	S_F (m^2)	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
PL2	14421.92	10539.47	838.51	262.08	362.6	37.91	1.85	70.19	432.18	418.68
PL3	12337.62	9023.46	737.61	71.82	272.6	28.91	2.15	62.15	477.33	464.23
PL4	8599.16	6332.71	519.75	144.90	297	31.2	1.4	43.68	317.22	306.43
PL5	3565.26	2610.51	212.58	42.82	154.6	15.46	1.4	21.44	268.94	259.57

VI-11-1 : Détermination des moments de la poutre de libage :

Tableau VI.13 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a (KN .m)	M_t (KN .m)	T (KN)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
PL2	-882.88	759.8	945.41	-682.31	567.96
PL3	-924.65	810.92	940.53	-755.35	642.57
PL4	-704.82	504.44	914.41	-440.82	348.91
PL5	-866	721	931.79	-129.3	263.95

-La poutre de libage travaille en flexion simple.

Tableau VI.14 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément		Mu (KN .m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	Choix
PL2	Travée	759.8	31.5	0	12HA20=37.7 cm²
	Appui	-882.88	37.4	0	12HA20+4HA14=43.56 cm²
PL3	Travée	810.92	33.9	0	12HA20=37.7 cm²
	Appui	-924.65	39.5	0	12HA20+4HA14=43.56 cm²
PL4	Travée	504.44	20.1	0	8HA20=25.13 cm²
	Appui	-704.82	29.00	0	12HA20=37.7cm²
PL5	Travée	721.00	29.7	0	12HA20=37.7cm²
	Appui	-866.00	36.6	0	12HA20+4HA14=43.56 cm²

VI-11-2 : Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :[σb]= 15Mpa et [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI.15 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_b}$ Mpa	$\boldsymbol{\sigma_s}$ Mpa	$\boldsymbol{\sigma'_s}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_b}}$ Mpa	$\boldsymbol{\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}}$	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \sigma'_s}$
PL2	Travée	567.96	37.7	12.57	9.1	201.6	123.1	15	Vérifier	Vérifier
	Appui	-682.31	12.57	43.56	10.8	201.6	127.5	15	Vérifier	Vérifier
PL3	Travée	642.57	43.56	12.57	9.9	201.6	134.7	15	Vérifier	Vérifier
	Appui	-755.35	12.57	50.27	11.3	201.6	130.6	15	Vérifier	Vérifier
PL4	Travée	348.91	25.13	12.57	6.3	201.6	83.6	15	Vérifier	Vérifier
	Appui	-440.82	12.57	37.7	7.4	201.6	88.6	15	Vérifier	Vérifier
PL5	Travée	263.95	37.7	12.57	4.2	201.6	57.2	15	Vérifier	Vérifier
	Appui	-129.3	12.57	43.56	2.1	201.6	24.1	15	Vérifier	Vérifier

- **Armatures de peau** :

  Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. AP=6*12 = 6.79cm², donc on adopte 6HA12=6.79cm².

Tableau VI.16 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u(Mpa)	$\overline{\tau u}$(Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm²)
PL2	945.41	2.45	2.5	10	2	10	15	2.25	10	15	4HA10 =3.14
PL3	940.53	2.44			2						
PL4	914.41	2.37			2						
PL5	931.79	2.42			2						

VI-12 : Ferraillage des longrines : [Art 10.1.1 RPA99v2003]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site S3 :25 cm x 30 cm

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30x30 cm^2

α=10 (zone III, S3)

VI-12-1 : Recommandation des règlements :

VI-12-1-1 : Selon le RPA 99 version 2003 [Art 10.1.1]:

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

A- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :

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 :

- $St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l\right]$ … … … … … … … [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ … … … … … … … … … … … … … … … [Zone courant]

VI-12-1.2 : Selon le CBA93 [A.7.1.2] :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \text{ … … … [A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\ \frac{b}{10};\ \emptyset_l\right] \text{ … … … [A. 6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ … … … [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa … … … [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ … … … [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

VI-12-3 : Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

B-Armatures longitudinales :

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20$ KN Avec : α=10 ; $A = \left(\frac{F}{\sigma_s}\right)$

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.17 : Ferraillage longitudinal des longrines

Section (cm^2)	N_u (KN)	F(KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min} CBA (cm^2)	$A_{Min\ RPA}$ (cm^2)	$A_{ch} \leq A_{Min}$
30x30	1724.73	172.47	4.95	5HA14=7.70	0.9	5.4	Vérifié

VI-12-4 : Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s = \frac{F}{A_{choisie}}$ $\qquad \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right] = 201.63$Mpa

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

Tableau VI.18 : Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F(KN)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$\boldsymbol{\sigma_s}$ Mpa	$\overline{\boldsymbol{\sigma_s}}$ Mpa	$\boldsymbol{\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}}$
30x30	1256.1	125.61	7.7	163.12	201.63	Vérifiée

VI-12-5 : Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales ($A_{t.}$), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.19 : Calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			$St_{adopté}$ (cm)		
(cm^2)	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	$A_{t.}$ (cm^2)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	$S_{t\ (courant)}$ (cm)	$A_{t.}$ (cm^2)	$S_{t\ (nodale)}$ (cm)	$S_{t\ (courant)}$ (cm)	$A_{t.\ choisie}$ (cm^2)
30x30	0.285	10	0.30	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

Conclusion générale

La mission principale de l'ingénieur c'est de stabiliser les ouvrages envers le risque sismique et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en tenant compte la résistance et l'économie.
L'achèvement de ce mémoire nous a permis de faire les conclusions suivantes:

- Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape très importante m'est pas définitive dans les études technique des ouvrages.
- Les formes géométriques irrégulières des ouvrages engendrent un problème sur la disposition voiles afin de stabiliser le bâtiment.
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans toutes les études de génie civil sur la superstructure ; en effet, elle permet d'examiner par simulation le comportement de la structure en cas d'un tremblement de terre.
- Le pré-dimensionnent adéquat des éléments résistants d'un ouvrage permet de trouver une section de ferraillage approprié.
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la qualité et la nature du sol sur le quel l'ouvrage est implanté ainsi que la capacité des charges provenant de la structure.
- L'utilisation des logiciels de calcul, permet de faciliter la tache des ingénieures sur les études technique, minimiser les erreurs par rapport au calcul manuel et diminuer le gaspillage du temps. la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant notre cycle universitaire, et de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des règlementations en vigueurs.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- **Documents réglementaires :**
  - ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A.93**
  - ✓ Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003**
  - ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.
- **Manuels techniques :**
  - ✓ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
  - ✓ Conception et calcul des structures en béton «HENRY THONIER ».
- **Logiciel :**
  - ✓ Logiciel d'analyse des structures «SAP2000 version 19.2.2».
  - ✓ Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010 .
  - ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2014.