République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Dr. 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

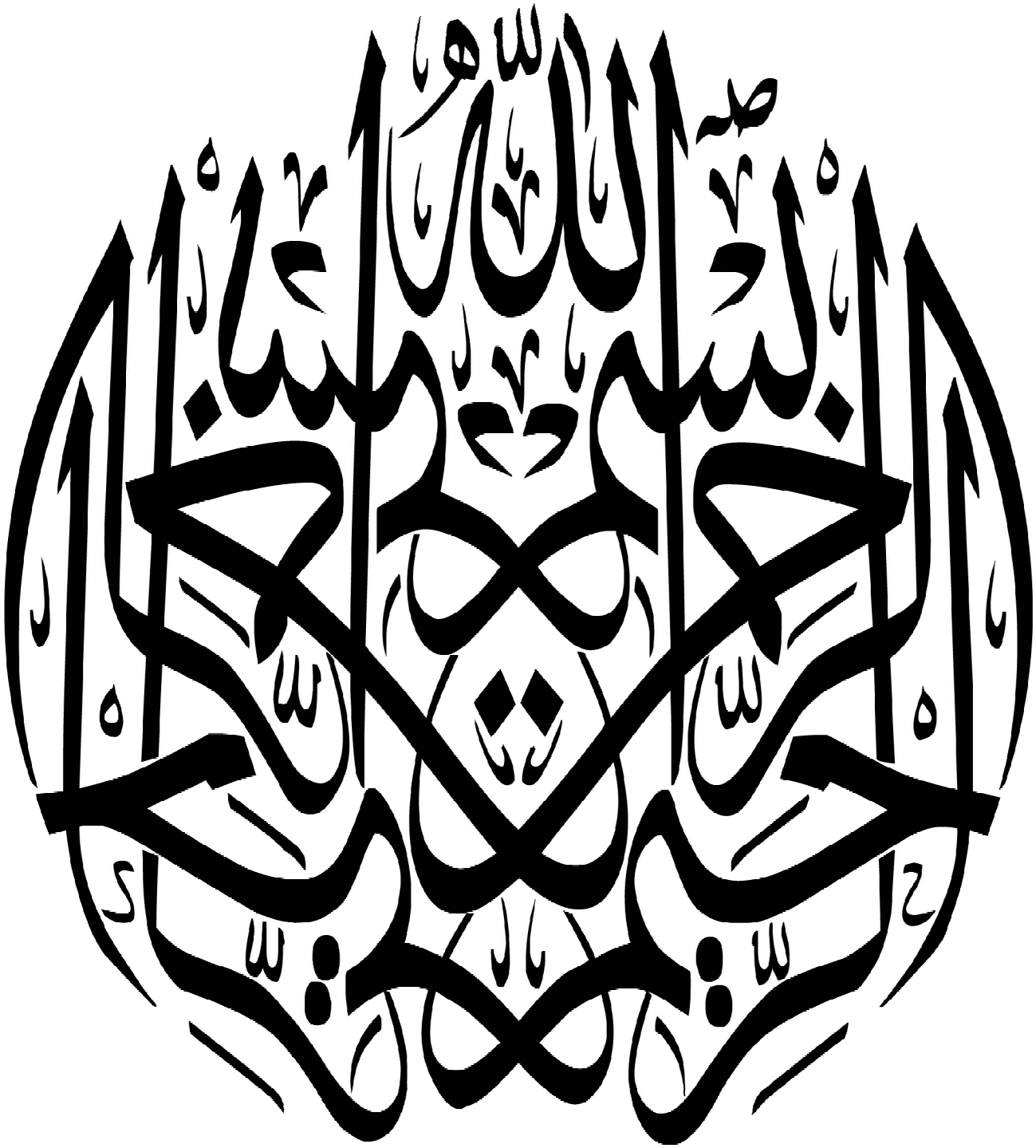
Option: Structures

Thème :Etude d'un batiment en sous/sol +RDC+5 Etages Usages (Sall dés féte + Habitation)

Etudié par :Encadré par :

Benlakhdar Imane *lachenani Amina*

Promotion Juin 2021



ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون طابق ارضي+خمسة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية تيبازة (شرشال) المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم***III*** حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل ***(RPA99 version 2003)***

-مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة والجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.

- قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)

- تمت الدراسة الزلزالية و فق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج ***(SAP2000 version 22.0.0)***

- وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Ce projet consiste àune étude et d'un bâtiment (sous-sol+RDC+5 étages), implanté dans la wilaya de ***TIPAZA (CHERCHEL),*** cette région est classé comme zone ***III*** selonle ***(RPA99 version 2003).***

-La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version22.0.0 »***.

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

Abstract

This project is a study of a structure (basement +ground floor+5floors), will be implanted in ***TIPAZA (CHERCHEL),*** this area is classified in area***III*** according to ***(RPA99 version 2003).***

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force ***(CBA93, RPA99 v 2003).***

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"SAP2000 version*****22.0.0*****"***.

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

Dédicaces



Une chance m'a été offerte aujourd'hui pour vous parler des personnes chères et à qui je leurs doit tout.

Avec cette dédicace, j'espère pouvoir leurs exprimer toutes mes remerciements et ma profonde gratitude.

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

A mes sœurs : Rihanna, mon frère Tareq et Achraf Nasser et à toute ma famille sans exception.

D'une autre part je dois remercier ceux qui se sont sacrifiés pour nous et pour notre réussite.

Mes amis et surtout mon ami Hassan, mes collègues sans exception surtout de la promotion ***Génie Civil 2020****.*

A tous qui m'ont soutenu de près ou de loin en pensées et prières.

BENLAKHDAR IMANE

Sommaire

Remerciement

Résumé

Sommaire

Liste des Tableaux

Liste des Figure

Notation

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

I. Presentation de l'ouvrage ……....1

I.1. Introduction……1

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment……1

I.2.1. Dimensions en plan……..1

I.2.2. Dimensions en élévation……..1

I.3. CLASSIFICATION de l'ouvrage……...1

I.3.1. Classification des zones sismiques……..1

I.3.2. Classification des sols ……...1

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement ……...1

I.4. Conception structurelle……..1

I.4.1. Planchers……1

I.4.2. Maçonnerie……2

I.4.3. L'acrotère……...2

I.4.4. Les escaliers……...……..2

I.4.5. Revêtement……2

I.4.6. L'acrotère……...2

I.4.7. L'infrastructure……..…2

I.5. Caractéristique des matériaux……..……....2

I.5.1. Béton ……..…….....3

I.5.2. Acier..…… ……3

I.5.3. Granulats……3

I.5.4. Béton arm……..3

I .6.Résistance du béton……..3

I.6.1.Résistance caractéristique à la compression……3

I.6.2.Résistance caractéristique à la traction ……..4
I.6.3.Coefficient de Poisson……‘‘‘……..4
I.6.4.Moduledédéformationlongitudinale……...……...4
I.6.5.Acier……..……..……..5
I.6.6.Principe de calcul du CBA 93 ……..…...6

Chapitre II : .Pré-dimensionnement

II.1. Introduction…… …….……..8
II.2. Pré-dimensionnement…….……...8
II.2.1. Redimensionnement des planchers…….…..8
II.2.1.1. Plancher à corps creux ……..8
II.2.1.2. Plancher à dalle pleine…….……....9
II.3. Evaluation des charges et surcharges…….……..10
II.3.1. Plancher terrasse inaccessible……..……..…10
II.3.1.1. Planche à corps creux……10
II.3.2. Plancher étage courant…….……..10
II.3.2.1. Plancher à corps creux……10
II.3.2.2. Plancher dalle pleine……...10
II.4. Maçonnerie ……..11
II.4.1. Murs extérieur (Double cloison) ……..11
II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) ……...……....12
II.5. Charges d’exploitation……..12
II.6. Poutres……..…13
II.7. Les Poteaux……..….14
II.7.1. Pré-dimensionnement des poteaux…….…..14
II.7.2. Choix du poteau le plus sollicité……..……...…..15
II.7.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux……..16
II.7.3.1.Détermination des charges permanente……16
II.7.3.2.Détermination des Surcharge d’exploitation ……..….16
II.7.4.Détermination de l’effort normal ultime…….....17
II.7.5.Vérification des conditions de l’RPA99V2003……...18
II.7.5.1.Vérification des conditions de l’RPA99V2003…….…….....18
II.7.5.2.Vérification aux zones nodales…….…… ….....18

II .8 .Le cas de poteau circulaire le plus sollicite……..... 18
II.8.1 .Calcul de La surface reprise par le poteau circulaire…… …...19
II.8.2. Choix du poteau le plus sollicité……...19
II.8.3.Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux…….……...19
II.8 .3.1.Détermination des charges permanente…… 20
II.8.3.2.Détermination des Surcharge d'exploitation …… …. 20
II.8.4.Détermination de l'effort normal ultime…….....21
II .9.Predimensionnement des voiles…….…..22
II .10.Longrines…….…...23

Chapitre III :Calcul des éléments secondaires

III .1.Acroter…….…….....26
III.1.1.Introduction……..…….……..26
III.1.2 .Calcul les efforts……..…… ……..26
III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges……..…….....26
III.1.2.1.1. Charge permanente……..…… 26
III.1.2.1.2. Charges d'exploitations……..……...27
III.1.2.1.3. Combinaisons d'action…… 27
IIIFerraillage……...27
III.1.3.1 .Détail de Ferraillage……...27
III.1.3.2 .Vérification des contraintes de cisaillement……..28
III.2.Calcul des poutrelles…….29
III.2.1.Introduction……..…29
III.2.2.Plancher à corps creux……..29
III.2.2.1.La dalle de compression……30
III.2.2.2.Type des poutrelles…….31
III.2.2 .3. poutrelles……..…31
III .2.2.2.1.Avant coulage ……..31
III2.2.2.2. Apres coulage …….....33
III.2.2.4.calceul des charge et surchage……..……33

III.2.3 .4. Sollicitations de calcul ……35

III.3.Dalle pleine……39

III.3.1 .Méthode de calcul ……39

III.3.2 Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 1soul cotés ……40

II.3.3.Calcul des armatures longitudinales ……40

III.3.3.1.Calcul de ferrages à L'ELU …… …40

III.3.3.2.Vérification des contraints à l'E.L.S (G+Q) ……41

III.3.3.3.Vérification d'effort tranchant à ELU ……41

III.3.3.4.Vérification de la fléché à L'ELS _ CBA93 Art. 6.5……41

III.2.Escaliers ……42

III.2.1.Introduction……42

III.2.2.1.Dimensionement……42.

III.4.2.1 Détermination des charges et surcharges de l'escalier ……44

III.4.2.1 .1.Paillasse ……44

III.4.2.1 .2.Palier…… 45

III.4.3.Détermination des efforts /……45

III.4 Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU……46

III.4.5.Calceul ferraillage ……46

III.4.5.1.ferraillagelongitudinal :……46

III.4.6 .Vérification des contraintes……47

III.4.7. Vérification de cisaillements ……48

III.5.Poutre palier :……49

III.5.1. Pré dimensionnement……49

III.5.3 .Calcul de ferraillage à L'ELU ……49

III.5.2. Calcul des Charges …… ……50

III.5.4.1. Vérification des contraintes à L'ELS combinaison G+Q……50

III.5.4.2. Vérification des contraintes à L'ELU……51

III.5.5. Condition de la flèche……51

III. 6. Type 2……52

III..6. 1 .Détermination des efforts ……..……52.
III..6.2.Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU……..…….52
III..6.3.1. Ferraillage longitudinal ……53
III.6. 3.2.Vérification des contraintes……53
III.6.3. Calcul de ferraillage ……...……..53
III.6.3. 3.Vérification des cisaillements ……...…….54
III.6.4.Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui …….…….54
III.7.Poutre palier 2 ……..……..…….55
III.7.1.Prédimensionnement…… 55
III.7.1. Evaluation des charges ……..55
III.7.2. Calcul de ferraillage à L'ELU ……..……..……..56
III.7.3.1. Vérification des contraintes à L'ELS (combinaison G+Q)……..…….56
III.7.3.2. Vérification des contraintes à L'ELU……..…..….56

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1. Introduction……....59
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique…….....60
IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure…….60
IV.3. 1.Centre de masse…….....61
IV.3.2. Centre de torsion ……61
IV.4. Dispotion des voiles ……62
IV.4.1. Voile périphérique (niveau sous-sol)…….…63
IV.5.Excentricité……64
IV.5.1. Calcul d'excentricité ……64

- Dimensions du bâtiment……64
- Excentricité admissible ……64

IV.5.2.Centre de Centre de Rigidité & Centre de Masse …….……64
IV.5.3. Excentricité…… ……...64
Excentricité théorique (statique)……64

Excentricités accidentelles (additionnelles)…… ..64

Effets de la torsion accidentelle……..…. …65

IV.6.Calcul dynamique du bâtiment……....65

IV.6.1.Choix de la méthode de calcul ……..65

IV IV.6.2. La Méthode dynamique modale spectrale……. ……65

IV.6.2.1. Principe ……..……...65

IV.6.2.2. Modélisation ……67

IV.5.2.4. Le spectre de réponse de calcul……...67

IV.5.3.2. Vérification de participation massique…….…… …. 67

IV.5.3.3. Le spectre de réponse de calcul……..……..… 67

Coefficient d'accélération ……67

facteur de correction d'amortissement η……..67

Justification du coefficient de comportement R ……..…68

facteur de qualité Q …….. .. ……...70

Périodes caractéristiques……..70

IV.6.3. Résultats des vérifications de la structure……70

- Stabilité de la structure ……...70
- Résistance des éléments……..…70

IV.6.3.1. Vérification de participation massique……..…...71

IV.6.3.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……...71

IV.6.3.2.1. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……71

IV.6.3.2.2Calcul de la force sismique totale ……73

IV.6.3.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] ……73

IV.6.3.3.1 Le moment de renversement ……..…74

IV.6.3.4. Vérification du déplacement en tête du bâtiment RPA version 2003 (Art 5.8)……..75

IV.6.3.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003……75

- Suivant X
- Suivant Y

IV.6.3.6.Vérification de cisaillement des éléments ……76

Les poutres [Art A.5.1 CBA93] ……79

IV.6.3.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ……79

IV.6.3.7.Vérification de l'effort normal réduit à la base……..80

Chapitre IV :Etude dynamique

V.1. Introduction ……....83

V.2Ferraillage des poutres.....83

V.2.1. Introduction ……..83

V.2.2. Recommandation des règlements ……..83

V.2.2.1. Recommandations du [R.P.A99v2003] ……83

Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]…….83

Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]…….83

V.2.2.2.Recommandations du [CBA93]……83

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS……..85

V.2.5. vérification des poutres selon les conditions ……..…….86

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……..87

V. V.2.8. Vérification de la flèche ……..87

V.2.7. Calcul des armatures transversales ……88

V.3. Ferraillage des poteaux ……..……88

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales ……..98

V .3.2.Vérification des contraintes à l'ELS ……91

V .3.3.Armatures transversales ……...92

V.4. Ferraillage des voiles.……92

V.4.1.Introduction.…… ..94

V.4.2.Les voiles pleins ……94

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures ……94

V.4.3.1.Les trumeaux ……94

V.4.3.2.Les linteaux ……94

V.4.4.Recommandations des règlements ……94

V.4.4.1.Recommandation du [RPA99v2003] ……..94

Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] ……..……...95

Armatures horizontales ……95
Calcule et vérification de l'espacement ……95
Armatures transversales ……....95
V.4.4.2.Recommandations du[CBA93] …….. .95
Armatures verticales ……..95
Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux ……....95
Calcule et vérification de l'espacement 95
V.4.4.3.Recommandations pour les voiles et les trumeaux ……...96
V.4.5.Ferraillage des voiles pleins ……..96
V.4.5.1.Armatures verticales ……..97
V.4.5.2.Vérification des armatures à ELS ……98
V.4.5.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 99
V.4.5.4.Calcul des armateurs horizontaux……99
Armatures horizontales ……..99
Armatures transversales ……99
V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture ……99
V.4.6.1.Les trumeaux……99
V.4.6.1.1.Armatures verticales……99
V.4.6.1.2.Vérification des armatures à ELS……..101
V.4.6.1.3.Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……....101
V.4.6.2. Les linteaux ……101
V.4.6.2.1. Recommandation du[Art 7.7.2.] [RPA99v2003]……102
Aciers longitudinaux [3]…….. ….. 102
Aciers transversaux …….. ….102
Linteau long [3]……..….102
Armatures longitudinales ……..…..102
Armatures transversales …….. ..…102
Armatures de peau ……..…...103
V.4.7. calcul du mur de soutènement périphérique ……..…104
VI.4.7.1 Calcul de la poussée des terres ……..…105
VI.4.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS ……..….106

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure……..109

VI. Introduction ……109

VI.2 Choix du type de fondation……109

VI.2 Choix de la fondation ……190

VI.2.1 Semelle isolé …… ….109

VI.2.1.1 Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS)……..109

VI.2.1.2. Vérification stabilité au renversement a ELS RAP2003 Art 10.1.5……110

VI.2.1.3 . Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: [CBA91Art A.5.2.4.2]……...112

VI.2.1.4Vérification de l'interférence entre deux semelles ……...……112

VI-3-2 Semelle Filante……...112

VI-3-2-1-Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS)…….……113

VI-2-2-2.Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) ……..…113

VI-2-2-3-Vérification stabilité au renversement a ELS RAP2003 Art 10.1.5……..114

VI-2-2-3.Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: [CBA91Art A.5.2.4.2]…...….114

VI-3-2-4.1.Dimensionnement de la poutre de libage ……..…….116

VI-3-2-4.2.Armatures longitudinales ……..……116

VI-3-2-4.3.Les armatures choisies :……...116

VI-2-2-4.4 .Armatures de peau……...116

VI-2-2-4.5.Vérification de cisaillement ……116

VI-2-2-4.6 .Vérification des contraintes à ELS ……1116

VI.2.3Ferraillage……116

VI.2.3.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……..116

2 VI.2.4. Ferraillage des semelles ……117

VI.2.4.1 Armatures principales……..…117

VI.5.1.4.2.Armature de repartions ……...117

VI.2.5.Semelle filante (continue) sous un voile ……118

VI.2.5.1 Ferraillage des semelles ……..…118

VI.2.5.2 Armatures principales……..…118

VI.5.2.4.2.Armature de repartions ……..…118

. Liste des tableaux .

Chapitre I : Introduction général

Tab. I.1 : hypothèses de calcul béton……...3

Tab Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……..…….. 5

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tab. II.1. Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux……..10

Tab. II.2.Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant……...11

Tab. II.3. Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant……...12

Tab. II.4 .Charges du mur double cloison…….……12

Tab. II.5. Charges du mur simple cloison…….……12

Tab. II.6 .Surcharges d'exploitation……12

Tab. II.7. pré-dimensionnement des poutres…….....13

Tab. II.8. calcul de l'effort N…….....15

Tab. II.9. Détermination des charges permanentes…….....16

Tab. II.10. Détermination des charges d'exploitation……...…17

Tab. II.11 .Détermination de l'effort normal ultime……..17

Tab. II.12 .Vérification conditions [RPA99v2003]……...18

Tab. II.13 . Vérification aux zones nodales……...18

Tab II.14.Détermination des charges permanentes……....19

Tab.II.15.Détermination des charges permanentes……...20

Tab. II.16 .Détermination des charges d'exploitation……...21

Tab. II.17. Détermination de l'effort normal ultime……..21

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

Tab.III.1. Détermination des efforts à l'ELU et l'EL…….…..27

Tab.III.2. résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS…… ……..28

Tab III.3.Charge et surcharge……28

Tab III .4 .Calcul des moments…….,….32

Tab III.5 .Vérification de la flèche……32

. Liste des tableaux .

Tab III.6. Charges et surcharges [1]……..34

Tab III. 8 .Les poutrelles les plus défavorables…….34

Tab.III.7. Les type des poutrelles……..36

TabIII.9. Résultat final des poutrelles……36

Tab III. 10 .Calcul ferraillage a l'ELU de RDC + 1ér étage +$2^{emé}$…….36

Tab III. 11. calcule de ferraillage a l'ELU des étages $4^{éme}$ et $5^{éme}$ ……..……37

Tab III. 12. Vérification des contraintes à l'état limite de service RDC + 1ér étage +$2^{emé}$[1]….37

Tab III.13. Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages $4^{éme}$ et $5^{éme}$[2]…..37

Tab III. 14. Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime de RDC+1ér étage [1]…….37

Tab III. 1 Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime d'étage courant [2]……...38

Tab III. 2 Vérification de la flèche pour RDC+1ér étage [2]…….....38

Tab III. 17. Vérification de la flèche pour étages courant [2]……...…38

Tab III. 18 Résultats du ferraillaglongitudinal (1)…….. ..41

Tab III. 19 Résultats du ferraillage longitudinal(2)……...41

Tab III. 20. Vérification des contraintes [1]……...……...41

Tab III. 21. Vérification des contraintes [2]…….....……41

Tab III. 22. Vérification de l'effort tranchant [2]……..42

Tab III. 23 .Condition de la flèche…….……42

Tab.III.24. Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier……....44

Tab.III.25.Charges et surcharge du palier de l'escalier…….45

Tab.III.26:Combinaisons des charges de l'escalier……...46

Tab.III. 3 . Calcul de ferraillage…….……47

Tab III. 28. Résultats du ferraillage longitudinal.…….……47

Tab .III.29Vérification de l'espacement……48

Tab.III.30.vérification des contraintes……..…….48

Tab III. 31.. Vérification de l'effort tranchant [2]…….……48

Tab III. 4 . Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui…….……48

Tab III. 33. Condition de la flèche……..,…..…49

Tab.III.34. Les résultats des efforts……..50

. Liste des tableaux .

Tab. III. 35. Vérification des contraintes à L'ELS……50

Tab. III. 36. Vérification de l'effort tranchant……...51

Tab.III.37. Condition de la flèche……51

Tab.III.38.Combinaisons des charges de l'escalier……...52

Tab.III.40 .Vérification de l'espacement……...53

Tab.III. 39.Résultats du ferraillage longitudinal……...…53

Tab III. 41. Vérification des contraintes [1]……....54

Tab.III. 42. Vérification de l'effort tranchant [2]……..…54

Tab. III. 43. Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui……..…54

Tab.III. 44 .Condition de la flèche……..…..55

Tab.III.45. Les résultats efforts……..56

Tab.III. 46. Vérification des contraintes à L'ELS……..…56.

Tab.III. 47. Vérification de l'effort tranchant……56

Tab.III.48. Condition de la flèche……57

Chapitre IV :Etude dynamique

Tab. IV.1 : calcul du centre de Masse, centre de torsion……...65

Tab. IV.2 :Calcul de l'excentricité totale……..……..……...66

Tab. IV.3 : Coefficient de comportement R……..……68

Tab.IV.4 :.Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)……..…….69

Tab.IV.5 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%)……..…69

Tab. IV.6 :Facteur de qualité Q…… …70

Tab.IV.7 : participation massique……..……72

Tab. IV.8 : Calcul de la force sismique totale……..…… 73

TabIV.9 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…….……..73

Tab IV. 1 : Vérification de stabilité au renversement……..……74

Tab. IV.12 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X……...……75

Tab. IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y……...……..…76

Tab. IV.14 : Vérification de cisaillement des poutres……76

Tab IV. 15 : Vérification de cisaillement des poteaux……...77

. Liste des tableaux .

Tab. IV.16 : Vérification de cisaillement des voiles……..……..78

Tab. IV.17 : Vérification l'effet P-Δ suivant X…….……79Tab. IV.19.Vérification de l'effort normal réduit à la base(X)……..…79

Tab. IV.18 :Vérification de l'effort normal réduit à la base(Y)…….....80

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tab. V.1 : Ferraillage longitudinal des poutres (principales et secondaires)……..…...84

Tab .V.2 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres (principales et secondaires)…….85

Tab. V.3 : Vérification des poutres selon les conditions [CBA et RPA]…….86

Tab. V.4: Calculde $\bar{\tau}_u$……..86.

Tab .V.5 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….87

Tab. V.6 :Calcul des armatures transversales et leur espacement…….88

Tab. V.7 :Vérificationsde la flèche……..89

Tab. V.8 :Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carre……90

Tab. V.10 :vérification des armatures à ELS des poteaux……..91

Tab. V.11 :vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire…….92

Tab. V.12 : les armatures transversales et leurs espacements…….92

Tab. V.13 : les armatures transversales et leurs espacements (circulaire)……..93

Tab. V.14 :les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)…….96

Tab. V.15 : les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)……97

Tab. V.16 :Vérification des armatures des voiles à ELS sansX……..97

Tab. V.17 :Vérification des armatures des voiles à ELS sans Y……..98

Tab. V.18 :Vérification des armatures des voiles à ELS sans X……..98

Tab. V.19 :Vérification des armatures des voiles à ELS sans Y……98

Tab. V.20 : vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..……98

Tab. V.22 :Vérification des contraintes de cisaillement à ELU…….……..99

Tab. V.23: Calcul des armateurs horizontaux sansX……...99

. Liste des tableaux .

Tab. V.24 :Calcul des armateurs horizontaux sans Y……100

Tab V. 1 les sollicitations des trumeaux (Suivant X)……100

Tab V. 2 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (X)……100

Tab V. 3 vérification des armatures à ELS (sens x)……101

V.28 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU……..102

Tab. V.29 :Calcul des armateurs horizontaux sans Y……....102

Tab Tab. V.30 : Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4)……....103

Tab. V.31 :Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)……103

Tab. V.32 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…… .103

Tab. V.33 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux……104

Tab. V.34 : La section d'armatures du voile périphérique……104

Tab. V.35 : Vérification des contraintes à l'ELS……...104

Tab. V.36 :Vérification des contraintes à l'ELS……106

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tab.VI.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……..……...……110

Tab.VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement……..…....110

Tab.VI.3 : Vérification de poinçonnement de la Semelle filante……...111

Tab. VI.4 : Vérification du chevauchement……113

Tab. VI.5 : Dimensionnement des semelles filantes ……..…..113

Tab VI.6.: Vérification des contraintes…….……..114

Tab.VI.7: Vérification de la stabilité au renversement……..…….……....114

Tab.VI.8.Vérification de la stabilité au poinçonnement……..……..115

Tab.VI.9 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage ……115

TabVI.10 : Armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU……..…115

Tab VI.11 :Les armatures choisies……...……..….116

Tab VI.12 : Vérification de cisaillement……..…… .116

Tab VI.13 :Vérification des contraintes……..…… 116

Tab.VI.14: Ferraillage des armatures principales…….……..….117

. Liste des tableaux .

Tab.VI.15 : Armature principale des semelles filantes ……..……...118

Liste des figures :

Chapitre II : Calcul des éléments secondaires

Fig. II.1. Plancher à corps creux……..…….....9

Fig. II.2. Zones nodales……18

Fig. **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**.3.Vue en plan et vue en 3D du voile…….23

Chapitre : III : Calcul des éléments secondaires

Fig.III.1 : Dimensions de l'acrotère……...26

Fig.III.2 : Model de calcul de l'acrotère…….26

Fig.III.3.ferraillage de l'acrotèr……..… .29

Fig.III.4.Dispositiondesarmaturesdela dalle de compression……..…30

Fig. III.5.Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS)……...35

Fig.III.6.Diagrammesollicitationsdans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS)……..35

Fig III. 7. Détail de ferraillage de poutrelle pour $Etage$ RDC $+$ 1ér étage $+ 2^{emé}$…….38

Fige III. 8. Détail de ferraillage de poutrelle pour $Etage4^{emé}$et $5^{emé}$…….39

Figure III. 1 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine…….....40

Fig. III.10. Distribution des charges à l'ELU. ……..…… 46

Fig. III.11.Distribution des charges à l'ELS……...…….....46

Fig .III. 12 . Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS et A l'ELU……...46

FigIII.14.Ferraillagedelapoutre palière…….……...51

Fig. III.15.Ferraillage de la poutre palière en appui……..……...52

Chapitre IV :Etude dyamique

Fig. IV.1.Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D)…….…..……60

Figure IV .2 : la disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)……...63

Figure IV. 2. la disposition des voiles…….……....66

Fig. IV.3 Spectre de réponse X, Y…….……...68

Liste des figures:

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants……..……..68

Figure V.1Ferraillage des poteaux 65x65 ……..….68

Figure V.2 Ferraillage des poteaux 60x60……..……..…73

Figure V. 1. Ferraillage des poteaux ……..……73

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Fig. VI. 1 .Schéma des chevauchements entre les semelles isolées…….…….…… 110

Fig VI.1 :.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à ELU…….. 111

Fig.VI. 3.Disposition des semelles filante……..……..112

Fig.VI.3. Schémas d'une semelle filante sous poteaux……....117

Fig.VI.4. Schémas d'une semelle filante mur et poteaux…….118

Notation

❖ *Majuscules romaines*

A : Section d'aciers tendus.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, Amin : Section d'acier maximale et minimale

At : section d'armature transversale.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d'armatures horizontales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

I : Moment d'inertie.

Ii : moment d'inertie des trumeaux.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

R : force résultante.

S : surface de la poutre

E ; module de YOUNG

Notation

❖ *Minuscules romaines*

h : Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

❖ *Majuscules grecques*

Σ: sommation.

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

W : poids.

❖ *Minuscules grecques*

α: Angle.

γ: Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

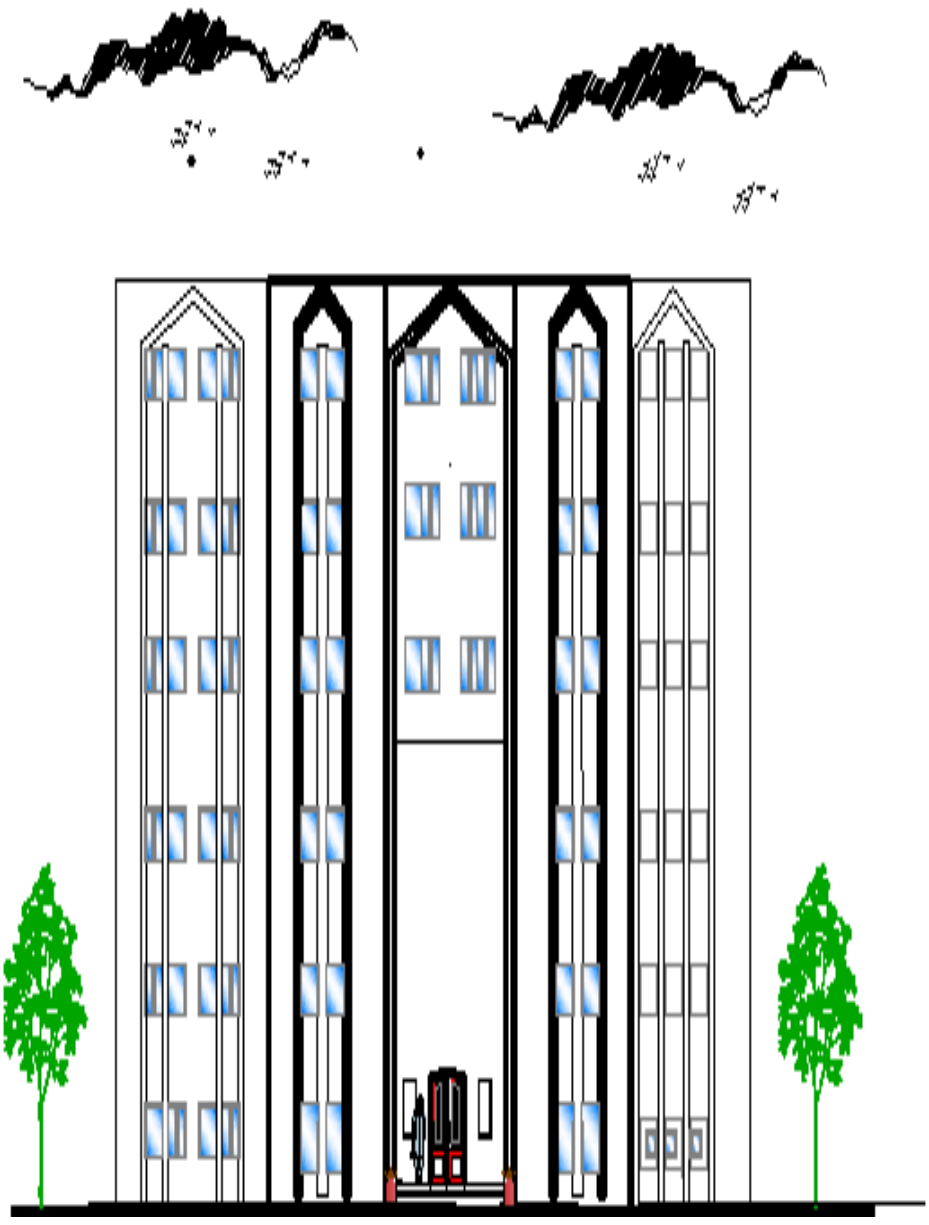
ρ: poids volumique du béton.

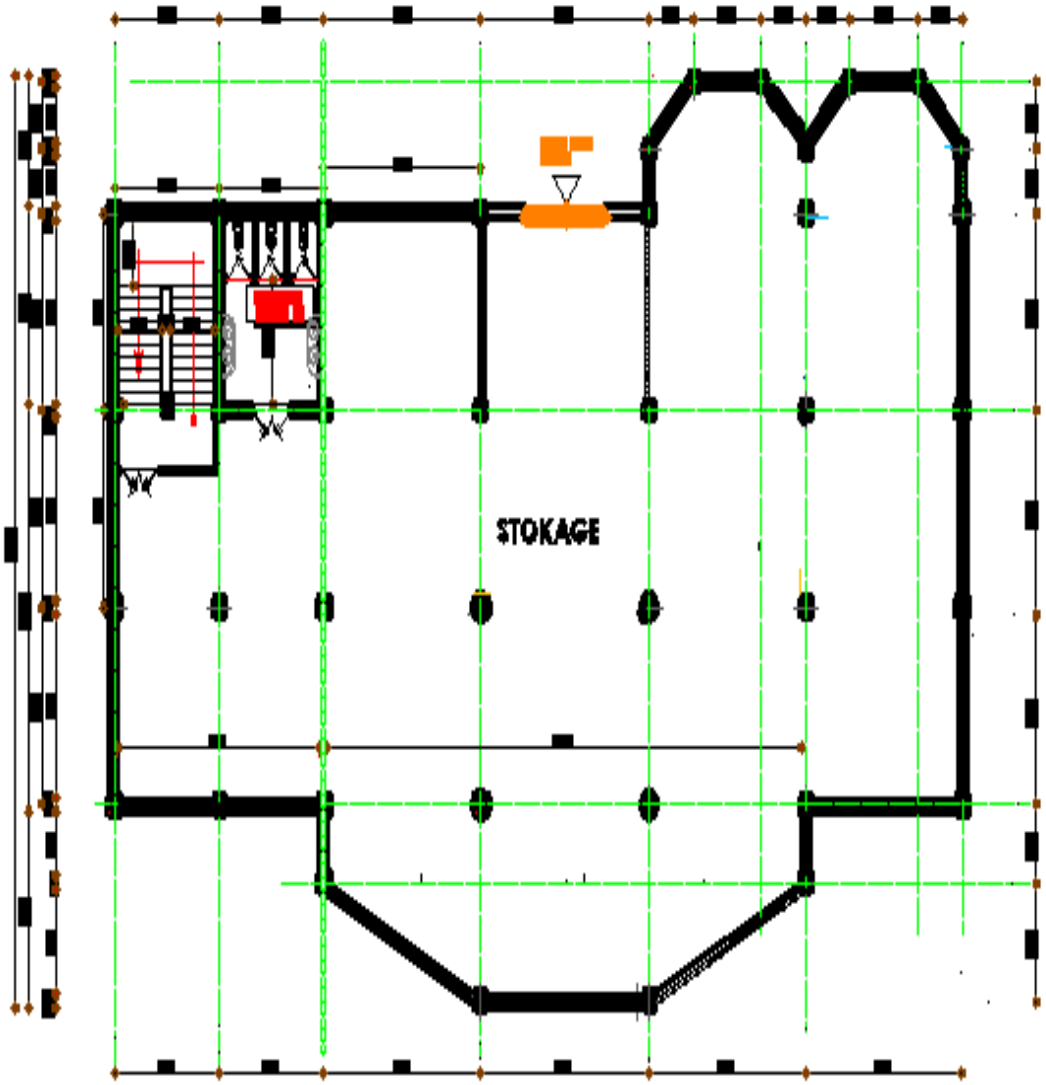
σ: Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

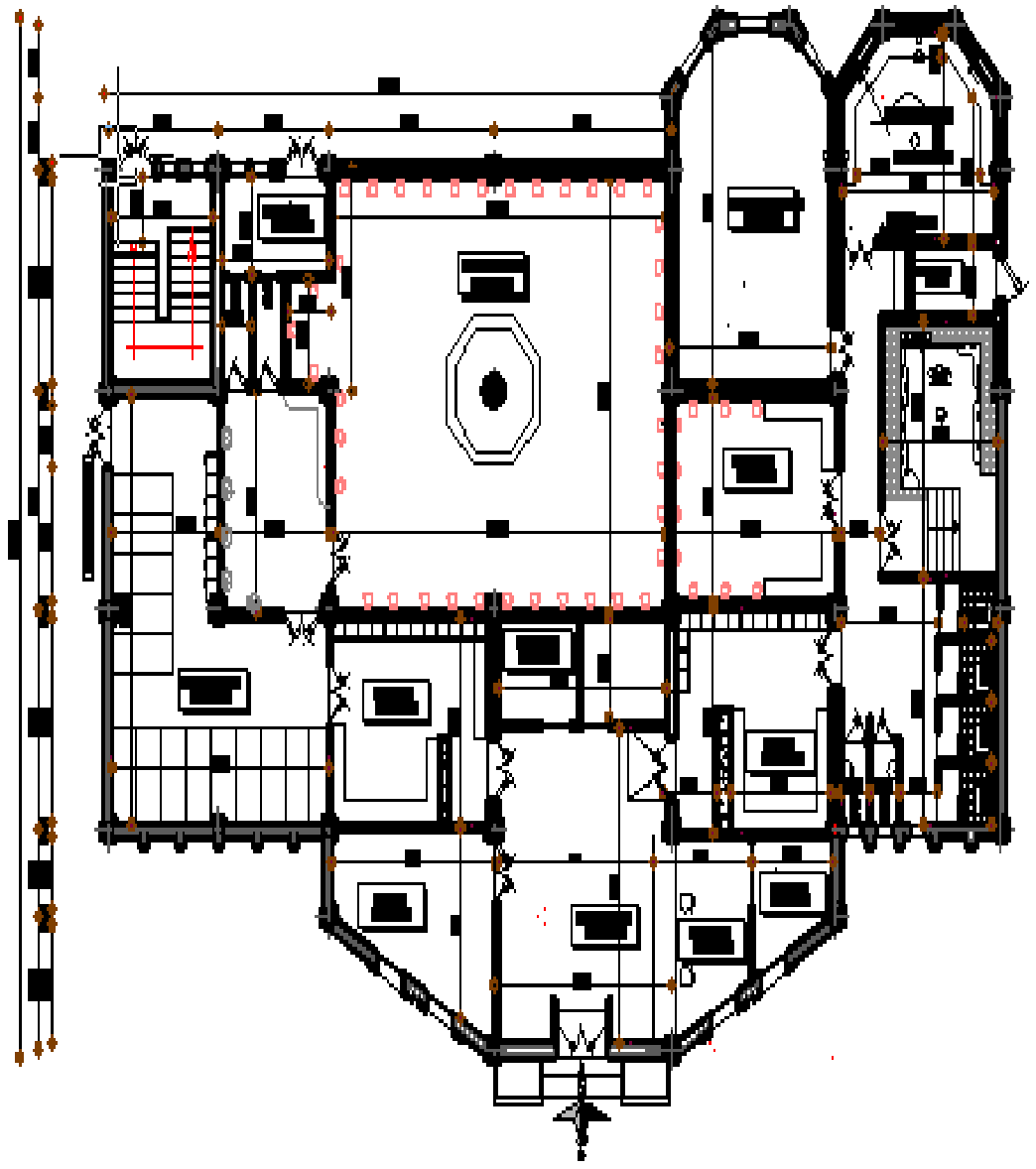
δ: Déplacement d'un niveau.

Notation

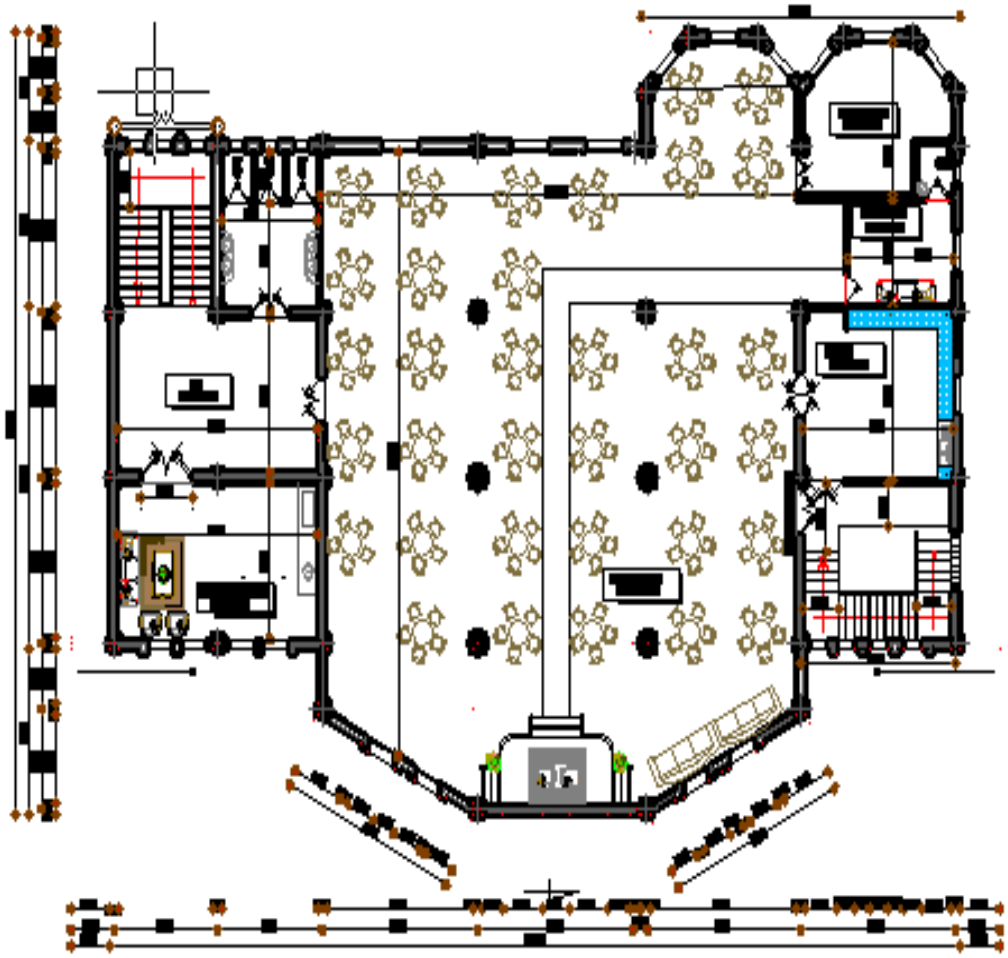




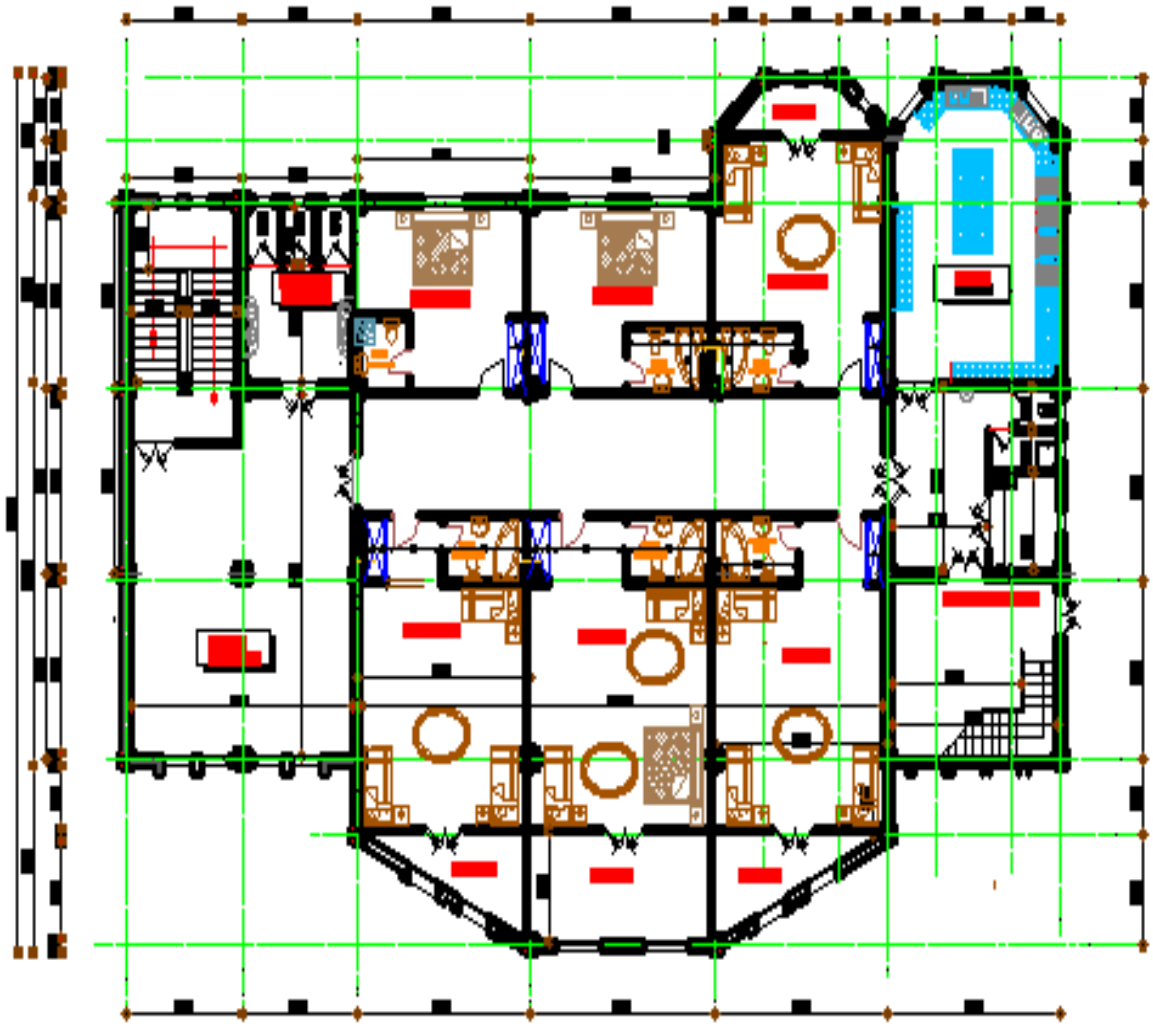
PLAN DU SOUS SOL



PLAN DU R.D.C



PLAN DU 2eme ETAGE



PLAN DU 3 eme etage

PLAN DU 4 eme etage

PLAN DU 5 eme etage

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur un bloc en ***s-sol+RDC+5*** implanté dans une zone de forte sismicité ***(zone III),***le bloc est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- ✓ La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- ✓ La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ***SAP2000 V19.2***
- ✓ La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; longrines ; poteaux ; voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***
- ✓ La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***

La dernière étape consiste à faire un devis quantitative et estimative du projet

Chapitre :

I

Généralités

Chapitre I : Généralités

I. Presentation de l'ouvrage :

I.1.Introduction :

Notre projet de fin d'étude à consiste à étudier les éléments résistants de la structured'un bâtiment d'habitation en **(Sous-Sol +RDC+5étages)** implanté CHERCHEL **(TIPAZA)** zone de forte sismicité classée **(zone III**) selon le RPA99 version 2003. Ouvrage de grande importance, ((**1*B***).).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements Algériens de calcul et de vérification en béton armé suivant :

- ✓ Règles parasismiques Algériennes **RPA 99/Version 2003.**
- ✓ Document technique Réglementaire **« DTR.B.C.2.2** » charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **« CBA93 »..**

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La structure présente une forme irrégulière, dont les dimensions en plan sont représentées schématiquement sur la figure I.1 :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment : ... ... H_t= 18.7m
- ✓ Hauteur d'étage courant : ... ... H_{Etage}=3.74 m.
- ✓ Hauteur du RDC : ... ... H_{RDC}= 3.74 m.
- ✓ Hauteur du sous-sol : ... ... H_{ts}= 3 m.
- ✓ Hauteur de l'acrotère : …… ……. 0.60 m.

I.2.2. Dimensions en plan :

- ✓ Sens transversal : ... ... L_x=32.75m.
- ✓ Sens longitudinal : ... ... L_y=23.65m.

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification des zones sismiques :

Le bâtiment sera implanté à la commune d'Alger, zone classée par le règlement parasismique Algérien [**RPA99V2003**] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** Classifications des ouvrages selon leur importance : [[Art 3.2 RPA9] Le bâtiment est un ouvrage appartient au (**groupe d'usage 1B)** puisqu'il est un ouvrage de grande importance.

I.3.2. Classification des sols :

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a considéré le site (S2).

I.3.3. Classification des systèmes de contreventement :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (14 mètres) et est situé en zone **III.** Alors le règlement parasismique algérien [3] préconise les systèmes de contreventement suivants :

- ✓ Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton
- ✓ armé [Art. 3.4. **A.2 RPA99 v2003].**
- ✓ Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques–voiles [**Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003**].
- ✓ Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé [Art. **3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I.4. conception structurelle :

I.4.1.Planchers :

On a utilisé deux types de planchers : à cops creux et à dalle pleine. Leur rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteau

I.4.2.Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses. Pour les murs extérieurs (double cloison), ils seront en deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm. Par contre, les murs intérieurs seront en simple cloison de même type de briques

I.4.3.L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé. Sons rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 70 cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.4.4.Escalier :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à deux volées avec palier intermédiaire.

I .4.5. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

I.4.6. L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol, pour notre projet les fondations sont calculées conformément au rapport du sol avec $\boldsymbol{\sigma sol}$= 1,8 $\boldsymbol{bar}$s

I.5.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques CBA93.

I.5.1.Béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes : sable et gravier, appelés « granulats », avec du ciment et de l'eau propre, sans matières organiques. Il devrait être facile à la fabrication et à la mise en œuvre sur chantier. Il se caractérise par une bonne résistance à la compression et aux actions climatiques. Ainsi, une faible résistance à la traction. Il doit tenir compte des exigences de résistance et durabilité.

La composition du béton adoptée sera déterminée en fonction de granulats et ciment disponible. En fait, il y a plusieurs méthodes de formulation des bétons, en l'occurrence la méthode de Dreux et Gorisse [3].

Tab. I.1 : *hypothèses de calcul béton.*

La masse volumique de béton	$\rho = 2.5\ t/m3$	***[ART A.3.1.2.1 CBA93]***
La résistance du béton à la compression à 28 jours	*fc28 = 25 MPA*	***ART A.2.1.1.2 CBA93]***
La résistance du béton à la traction	*ft28 = 2.1 MPA*	***[ART A.2.1.1.2 CBA93]***
Le module d'élasticité (instantané) :	*Eij = 32164.195 MPA*	***[ART A.2.1.2 CBA93]***

Le module d'élasticité (différé)	*Eij = 10818.860 MPA*	
efficient de poisson ***- pour le calcul des sollicitations*** ***- pour le calcul des déformations***	*υ= 0* *υ= 0.2*	***[ART A.2.1.2 CBA93]***
Coefficient de dilatation	*θ=1x10-5*	***[ART A.3.1.3.3. CBA93]***
Module de déformation transversal (mo²dule de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+v)}$	***[ART A.2.1.3 CBA93]***

I.5.2.Ciment :

choix du dosage et de la classe du ciment doit être en fonction de la nature et de l'importance de l'ouvrage à construire.

- ✓ Résistance mécanique.
- ✓ mperméabilité à l'eau.

I.5.3.Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- ✓ Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- ✓ gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 ; 8/15 ; 15/25)

I.5.4.Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal à l'effort de traction. Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent chimiquement pas l'un sur l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I .4.1.Résistance du béton :

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

I.4.1.1.Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit jours d'âge (fc28). Cette résistance est mesurée par l'écrasement des cylindres (= 16cm et H = 32cm) en béton. Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

- ✓ $F_{cj}=\frac{J}{4{,}76+0{,}83J}\times f_{c28}$ Pour : $f_{c28}\le 40\ MPa$ (I.1)

Lorsque $F_{cj} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28}$ Pour : $f_{c28} > 40\ MPa$ (I.2) ✓

l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

I.4.1.2..Résistance caractéristique à la traction ✓

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " " pourrait être déterminée ✓ en traction directe ou par rondage, mais le plus souvent est par flexion. La valeur de est déduite de celle à la compression par le biais de la relation suivante [2]: avec : fcj et ftj en (I.3) [MPa]

I.4.2. Coefficient de Poisson (υ)

Selon le CBA93 [2], le coefficient de poisson est donné par la relation suivante :

$$\frac{Allongement\ dans\ le\ sens\ transversal}{Raccourcissement\ longitudinal} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l} \text{ (I. 4)}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal Δ_a" raccourcissement longitudinal "Δ_l")"Selon le CBA93 [2], sa valeur est fonction de l'état limite considéré :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

I.4.3. Module de déformation longitudinale

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (Eij) du béton est pris égal à:[2]

$$E_{ij}(MPa) = 11000\,(f_{cJ})^{1/3} \qquad \text{(I.5)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différé du béton (Evj) est pris égal à :[2]

$$E_{vj}[MPa] = \frac{E_{ij}}{3} \qquad \textbf{Soit :}\ E_{vj} = 3700\,(f_{cj})^{1/3}\,MPa \qquad \text{(I.6)}$$

I .4.4.Acier :

L'acier utilisé dans le béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance. Sa surface externe pourrait être lisse ou rugueuse, selon le type d'acier. Les différents types d'acier utilisés dans la structure en béton armé de notre ouvrage sont résumés dans le tableau I.2 :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)
Rond lisse (RL)	Armatures transversales	FeE 235	Ø6et Ø8
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE 400	HA≥8
	Armatures longitudinales	FeE500	HA≥8
Treillis soudé	Table de compression	TLE 525	$0 \leq Ø \leq 6$

Expérimentalement, le règlement CBA93 [2] prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé qui est égale à : $E_s = 2x10^5 MPa$ .Il est à noter que le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe et les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur

I .6.Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

Etat limite ultime (ELU) basé sur:

1- Equilibre statique ;

2- L'ouverture des fissures ;

3- La stabilité de forme.

-**Etat limite de service** (ELS) basé sur:

1- La compression du béton ;

2- L'ouverture des fissures ;

3- La déformation.

Le détail des hypothèses de calcul est illustré dans le document technique CBA93 [2], tout en adoptant les valeurs standards suivantes pour notre étude :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : ft28= 2,1 MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : Evj = 10819MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : Eij = 32456,6MPa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
- ✓ Longitudinales : HA « Fe= 400MPa »
- ✓ Transversales : RL «Fe=235 MPa»(si nécessaire on adoptera HA8)
- ✓ Treillis soudés (de la dalle de compression) : HA « Fe = 525MPa »

Chapitre :

II

Pré-dimensionnement

II.1.Introduction :

Le Pré-dimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

[RPA99v2003, DTR.B.C.2.2, C.B.A].

II.2.Pré-dimensionnement :

II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

II.2.1.1.Plancher à corps creux :

Les plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression et sont dimensionnés

D'après la condition suivante

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

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L= 500 cm.

Alors :

$$\frac{500}{25} \leq ht \leq \frac{500}{20} \rightarrow 20 \leq ht \leq 25$$

On prend alors l'épaisseur $\boldsymbol{h_t=24= ((20+4)}$ tel que :

D =20 (épaisseur du corps creux ***(poutrelles Hourdis)***).

e = 4 (épaisseur de la table de compression).

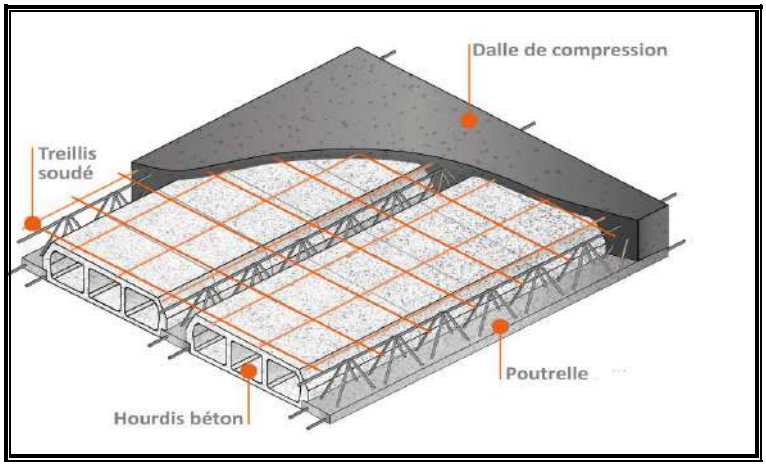


Fig. II.1. *Plancher à corps creux.*

Selon le DTR B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations **ART C.3.** On adopte un plancher en (20+ 4) e =24 cm

II.2.1. Condition d'isolation acoustique : Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : h ≥ 16 cm d'où on a 24 cm > 16 cm

- Donc avec un plancher de 20+4 on adopte une bonne isolation acoustique.

II.2.1.2.Plancher à dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3ou 4 appuis.

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$e \geq \frac{h_t}{20}$$

Avec : ***Lx*** : la plus grande portée mesurée entre axe. Lx=1.98 ≈=200 cm

e : épaisseur de la dalle.

$e \geq \frac{200}{20} \rightarrow e \geq 10\text{cm}$

On adopte ***e = 15cm***.

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **Critère d'isolation acoustique** : ep = 15 cm.

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1.Planche à corps creux :

Tab. II.1 **:** *Charge de la terrasse due aux plancher à corps creux.*

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*	**Référence**
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20-18	0.8	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
3	Papier kraft	-	-	0.05	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
4	Forme de pente	0.1	2.2	2.20	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
5	Plaque de liège	0.04	-	0. 16	[DTR.B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
6	Par vapeur	0.01	6	0.06	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
7	Film polyane	-	-	0.01	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
8	Planche rcorps creux	0.20+0.04		3.3	[DTR.B.C.2.2 c .3-PLANCHERS]
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	[DTR.B.C.2.2 c .2-ENDUITS]
/	***G (charges permanentes)***	***6.9KN/m2***			

II.3.2.Plancher étage courant :

II.3.2.1.Plancher à corps creux :

Tab. II.2 **:** *Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.*

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*	**Référence**
1	Carrelage	0.02	20	0.40	[DTR.B.C.2.2 c .4-Revétement du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	[DTR.B.C.2.2 ANEXES ***VI*** -A
3	Lit de sable				[DTR.B.C.2.2

		0.03	18	0.54	c .4-Revétement du plancher
4	Planche corps creux	0.20+0.04		3.3	[DTR.B.C.2.2 c .3- plancher
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	[DTR.B.C.2.2 c .4-ENDUITS
6	Mur Simple cloison	0.01	/	1.62	[DTR.B.C.2.2 c .1-MACONNERIE
	G(charges permanentes)	**6.46KN/m2**			

II.3.2.2.Plancher dalle pleine :

Tab. II.3 :*Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.*

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*	**Référence**
1	Carrelage	0.02	20	0.40	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
4	dalle pleine	0.15	-	3,75	[DTR.B.C.2.2 c .5-TOITURES]
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	[DTR.B.C.2.2 B-POIDS VOLUMIQUES
6	Mur Simple cloison	0.01		1.62	[DTR.B.C.2.2 B .5-POIDS VOLUMIQUE]
	G (charges permanentes)	**6.91KN/m2**			

II.4.Maçonnerie :

II.4.1.Murs extérieur (Double cloison) :

Tab. II.4 :*Charges du mur double cloison.*

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*	**Référence**
1	Enduit en ciment	0.02	0 ,18	0.18 x 2	[DTR.B.C.2.2 c .2- Enduits
2	Brique creuse	0.10	0.9	0.9 x 2	[DTR.B.C.2.2 c .1- Maçonnerie
3	Lame d'aire	-	-	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90	[DTR.B.C.2.2 c .1- Maçonnerie
5	Enduit en ciment	0.02	0,18	0.36	[DTR.B.C.2.2 c .2- Enduits
	G (charges permanentes)	***G = 2.52 [KN/m2]***			

II.4.2.Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tab. II.5 :*Charges du mur simple cloison.*

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m³)*	*Poids surfaciques (KN/m²)*	Référence
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	[DTR.B.C.2.2 c .2 -Enduits
2	Brique creux	0.10	0.90	0.90	[DTR.B.C.2.2 c .1 -maçonnerie
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36	[DTR.B.C.2.2 c .2 -Enduits
	G (charges permanentes)	***G = 1.62 [KN/m²][KN/m2]***			

II.5.Charges d'exploitation :

Tab. II.6 : *Surcharges d'exploitation*

USAGE	*Q (KN/m²)*	*Article*
Terrasse inaccessible	*1*	***[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]***
Habitation	*1.5*	***[Art7.1 DTR.B.C.2.2]***
Habitation	*1.5*	***[Art7.1 DTR.B.C.2.2]***
Salle de fête	*5*	***[Art7.1 DTR.B.C.2.2]***

Salle de fête	*5*	***[Art7.1 DTR.B.C.2.2]***
	5	***[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]***
Dépôt (stockage)	3.5	**[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]**

II.6.Poutres :

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

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.27\,h < b < 0.36h \end{cases}$$

L : la longueur de la poutre ayant la plus grande portée mesurée au nu d'appui ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : la largeur de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire la condition du **[3]** :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tab. II.7 : *pré-dimensionnement des poutres.*

Elément	***Poutre principale***	***Poutre secondaire***
Longueur	*L=6.15*	*L=4.7*
Pré-dimensionnement	$41 \leq h \leq 61.5$ *H =45cm* $12{,}15 \leq b \leq 16.2$ *b =30cm*	$31.33 \leq h \leq 47$ *H =35cm* $9.45 \leq b \leq 12.6$ *b =30cm*
Section choisir	*30cm* x *45cm*	*30cm* x *35cm*
Vérification [RPA99v2003]	$h \geq 30$ $b \geq 20$	$h \geq 30$ $b \geq 20$

	$\frac{45}{30} = 1.5$	$\frac{35}{30} = 1.16$
Conclusion	***30cm x 45cm***	***30cm x 35cm***

II.7.Poteaux:

II.7.1. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article ***[7.4.1 RPA 99V2003]***.

Min (b, h) $\geq$ 30 cm ***(en zone III)***

Min (b, h) $\geq$ h_e / 20

1/4 $\leq$ b / h $\leq$ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après l'article ***[B.8.4.1 de CBA93]*** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9 . \gamma_b} + A . \frac{f_e}{\gamma_s} \right) . \alpha$$

f_{c28}=25 MPa;f_e=400 MPa ; Situation durable : (γ_b=1,5 ; γ_s=1,15).

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

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

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0{,}85}{1 + 0{,}2 \left(\dfrac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0{,}30 \left(\dfrac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ > 70 : l e calcule des poteaux en flexion composé.

λ : l'élancement mécanique.

i : rayon de giration.

l_0 : Longueur du poteau

l_f: Longueur de flambement.

avec $\lambda = \frac{l_f}{i}$ *c'est l'élancement mécanique.*

, c'est la longueur de flambement $l_f = 0.7l_0$

$I=\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$ *c'est le rayon de giration*

$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I=\frac{bh^3}{12}$ *(poteau carré).π*

$\boldsymbol{i = \frac{D}{4}}$ $I=\frac{\pi D^4}{64}$ (poteau circulaire).

Tab. II.8: *calcul de l'effort N.*

	*(a*a)*	*Lf (m)*	*i (m)*	*λ*	f_{c28} *(Mpa)*	*B (cm2)*	*Br(cm²)*	*AS (cm²)*	*α*	*NU (kN)*
5	*(40*40)*	*2.618*	*0.115*	*22.90*	*25*	*0.1600*	*0.1444*	*1.6*	*0.783*	*2137.24*
4	*(40*40)*	*2.618*	*0.115*	*22.90*	*25*	*0.1600*	*0.1444*	*1.6*	*0.783*	*2137.24*
3	*(40*40)*	*2.618*	*0.115*	*22.90*	*25*	*0.1600*	*0.1444*	*1.6*	*0.783*	*2137.24*
2	*(45*45)*	*2.618*	*0.130*	*20.36*	*25*	*0.2025*	*0.1849*	*2.025*	*0.796*	*2782.08*
1	*(45*45)*	*2.618*	*0.130*	*20.36*	*25*	*0.2025*	*0.1849*	*2.025*	*0.796*	*2782.08*
RDC	*(50*50)*	*2.618*	*0.144*	*18.32*	*25*	*0.2500*	*0.2304*	*2.025*	*0.806*	*3508.30*
S-s1	*(50*50)*	*2.1*	*0.144*	*14.70*	*25*	*0.2500*	*0.2304*	*2.5*	*0.821*	*3574.52*

II.7.2. Choix du poteau le plus sollicité :

On' a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_t=26.79 m^2

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_{tot} =30 m^2

II.7.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.7.3.1. Détermination des charges permanente :

G $_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse x S $_{plancher\ t\ ou\ c.}$

G $_{(poutres\ principales\ ou\ secondaires)}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé.

G $_{(poteau)}$= b x h x h_ex poids volumique du béton armé.

Tab. II.9: *Détermination des charges permanentes.*

	h(m)	Poteau	G_poteau	G (p.p)	G (p.s)	G_plancher	G_niveau	G_cumulé
5	3.74	0 .16	14.96	20.75	12.33	184.851	231.091	231.091
4	3.74	0 .16	14.96	20.75	12.33	172.288	218.528	449.619
3	3.74	0.16	14.96	20.75	12.33	172.288	218.528	668.147
2	3.74	0.2025	18.93	20.75	12.33	172.288	222.198	890.345
1	3.74	0.2025	18.93	20.75	12.33	172.288	222.198	912.543
RDC	3.74	0.25	23.75	20.75	12.33	172.288	226.708	1139.251
S-s1	3	0.25	18.75	20.75	12.33	172.288	221.708	1360.959

II.7.3.2. Détermination des Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par ***[ART.6.3 DTR BC.2.2].***

Tab. II.10: *Détermination des charges d'exploitation*

Etage	Q plancher (KN)	St (m^2)	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé (KN)
5eme étage	1	30	/	30	30
4eme étage	1.5	30	1	45	75
3eme étage	1.5	30	0.95	45	117.75
2eme étage	5	30	0.90	150	252.75
1er étage	5	30	0.85	150	380.25
RDC	5	30	0.80	150	500.25
S-s1	3,5	30	0.75	105	500,25

II.7.4. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q \rightarrow Nu= N_{ultime} + 10\% N_{ultime} =1.1N$

Tab. II.11 : *Détermination de l'effort normal ultime*

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N (KN)	Obs
5eme étage	pp	20.75	231.091	231.091	30	30	356.972	392.670	2137.24	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	31.63								
	Plancher	192.1443								
4eme étage	pp	20.75	218.528	449.619	45	75	719.48	791.434	2137.24	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	31.63								
	Plancher	179.89								
3eme étage	pp	20.75	218.528	668.147	45	117.75	1078.623	1186.48	2137.24	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	52.29								
	Plancher	179.89								
2eme étage	pp	20.75	222.198	890.345	116.25	209.25	1515.84	1667.42	2782.08	Vérifiée
	ps	12.33								
	Potea	52.29								

	u									
	Plancher	179.89								
1er étage	pp	20.75	222.198	912.543	116.25	451.5	1909.183	2100.10	2782.08	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	52.29								
	Plancher	179.89								
RDC	pp	20.75	226.708	1139.251	116.25	612.75	2457.11	2702.82	3508.30	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	64.56								
	Plancher	179.89								
S/Sol 1	pp	20.75	221.708	1360.959	105	579	2705.79	2976.37	3574.52	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	60.55								
	Plancher	179.89								
	ps	12.33								
	Poteau	S/Sol 2								
	Plancher	192.1443								

II.7.5. Vérification des conditions de l'RPA99V2003

II.7.5.1. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

L'article exige pour une structure située en zone III que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tab. II.12 : *Vérification conditions* ***[RPA99v2003].***

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) $\geq \frac{he}{20} = 16.45$	1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4	Obs
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥ 16.45	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥ 16.45	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
50x50	Min (50,50) ≥30cm	Min (50,50) ≥ 16.45	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

II.7.5.2. Vérification aux zones nodales l'RPA99v2003 [ART.7.5.1]:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h1 + b1$

$$d \leq \text{Max}\left(\frac{b1}{2};\frac{h1}{2}\right)$$

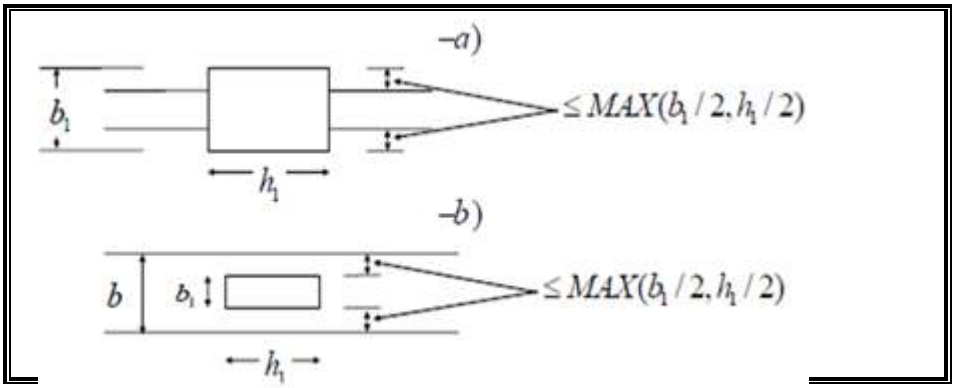


Fig. II.2. *Zones nodales.*

Tab. II.13 : *Vérification aux zones nodales.*

Etage	B_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	$B_{max} \leq 1,5h_1+b_1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/)	$D \leq Max$ (b1/2;h1/2)
4^{eme} ,5^{eme} et 3^{eme}	30	40	40	**Vérifiée**	10	20	**Vérifiée**
1^{er}, 2^{eme} et	30	45	45	**Vérifiée**	15	22.5	**Vérifiée**
RDC et S-	30	50	50	**Vérifiée**	20	25	**Vérifiée**

II.8.Le cas de poteau circulaire le plus sollicité :

Selon RPA2003 D_{MIN} dans la zone sont (35x35), on a commencé les calculs avec les dimensions minimal mais ils n'ont pas vérifiés alors on a opté D= 35cm. On a pris

D =35cm dans ***4et 5eme étage***

D = 45cm dans ***«3et 2et 5eme étage***

D 55cm dans **SS+RDC**

II.8.1 .Calcul de La surface reprise par le poteau circulaire

II.8 .2.Choix du poteau le plus sollicité :

On' a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_P=27,847 m^2

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité :

S_{tot} =32 .25 m^2

Tab II.14:Détermination des charges permanentes.

	(a*a)	Lf (m)	i (m)	λ	f_{c28} (Mpa)	B (cm2)	Br(cm²)	AS (cm²)	α	NU (kN)
5	(35*35)	2.618	0.0875	29.92	25	1225	1089	12.25	0.741	1497.507
4	(35*35)	2.618	0.0875	29.92	25	1225	1089	12.25	0.741	1497.507
3	(45*45)	2.618	0.1125	23.27	25	2025	1849	20.25	0.780	2676.271
2	(45*45)	2.618	0.1125	23.27	25	2025	1849	20.25	0.780	2676.271
1	(45*45)	2.618	0.1125	23.27	25	2025	1849	20.25	0.780	2676.271
RDC	(55*55)	2.618	0.1375	19.04	25	3025	2809	30.25	0.802	4190.02
S-s	(55*55)	2.1	0.1375	15.27	25	3025	2809	30.25	0.818	4263.72

II.8.3.Détermination des charges permanente :

Comprend le poids propre des éléments porteurs et les éléments incorporés aux éléments

Détermination des charges permanente (Descente des charges)

- G_{plancher}: = poids de plancher ×S_{plancher} .
- G (poutres principales ou secondaires) =b × h × L× poids volumique du béton armé.
- $G_{poteaux}$ = A=$\pi r2$× h_e × poids volumique du béton armé.

Avec : Poids volumique du béton armé = 25 KN/$m3$

Tab. II.15 **:**Détermination des charges permanentes.

Étage	h_e(m)	Poteau	G_{poteau}	$G_{p.p}$	$G_{p.s}$	$G_{plancher}$	G_{niveau}	$G_{cumulé}$
$5^{éme}$	3 .29	0.1225	31.63	20.75	12.33	192.1443	256 .854	256 .854
$4^{éme}$	3 .29	0.1225	31.63	20.75	12.33	179.89	226.6	483.454
$3^{éme}$	3 .29	0.2025	52.29	20.75	12.33	179.89	265.26	748.714
$2^{éme}$	3 .29	0.2025	52.29	20.75	12.33	179.89	265.26	1013.974
$1^{éme}$	3 .29	0.2025	52.29	20.75	12.33	179.89	265.26	1279.234
RDC	3 .29	0.3025	64.56	20.75	12.33	179.89	277.53	1556.764
S-s	2.55	0.3025	60.55	20.75	12.33	179.89	273.52	1830.28

II.8.3. Détermination des Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

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

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Pour déterminer les charges d'exploitation, on utilise la loi de dégression (DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation) :

$Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2+\ldots\ldots\ldots\ldots Q_n)$ Avec (Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$étant valable pour n≥5) :

- Pour la **5**^{éme} étage (terrasse) : Q_0
- Pour le **4**^{éme} étage: Q_0+Q_1
- Pour le **3**^{éme}étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$
- Pour le **2**^{éme} étage: $Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$
- Pour le **1**^{éme} étage :$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
- Pour le ***SS*** étage : $Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Cette équation est donnée par ***[ART.6.3 DTR BC.2.2].***

Tab. II.16 .*Détermination des charges d'exploitation*

Etage	*Q plancher (KN)*	*St (m^2)*	$\frac{3+n}{2n}$	*Q étage (KN)*	*Q cumulé (KN)*
5eme étage	*1*	32 .25	*0*	32 .25	32 .25
4eme étage	*1.5*	32 .25	*1*	*48 .375*	*80.625*
3eme étage	*1.5*	32 .25	*0.95*	*48 .375*	*129*
2eme étage	*5*	32 .25	*0.90*	*161.25*	*209.25*
1er étage	*5*	32 .25	*0.85*	*161.25*	*451.5*
RDC	*5*	32 .25	*0.80*	*161.25*	*612.75*
S-s1	*3.5*	32 .25	*0.75*	*112.875*	*725.625*

II.8.4. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

$N_{ultime}=1.35G+1.5Q \rightarrow Nu= N_{ultime} + 10\% N_{ultim}$

Tab. II.17 : *Détermination de l'effort normal ultime*

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	Getg (KN)	G_{cum} (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N_{adm} [KN	Obs
5eme étage	pp	20.75	245.575	245.575	32.25	32 .25	379.901	417.891	1497.507	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	31.63								
	Plancher	192.1443								
4eme étage	pp	20.75	243.685	480.26	48.375	80.625	768.96	845 .86	1497.507	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	31.63								
	Plancher	179.89								
3eme étage	pp	20.75	243.685	714.945	48.375	129	1158.67	1274.54	2676.271	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	52.29								
	Plancher	179.89								
2eme étage	pp	20.75	243.685	949.63	116.25	209.25	1595.87	1755.46	2676.271	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	52.29								
	Plancher	179.89								
1er étage	pp	20.75	243.685	1184.315	116.25	451.5	2276.07	2503.68	2676.271	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	52.29								
	Plancher	179.89								
RDC	pp	20.75	243.685	1419	116.25	612.75	2834.775	3118.252	4190.02	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	64.56								
	Plancher	179.89								
S/S	pp	20.75	222.930	1830.28	112.875	725 .625	3559.31	3915.24	4263.72	Vérifiée
	ps	12.33								
	Poteau	60.55								
	Plancher	179.89								

II. 9. Predimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armés de grande portée de longueur et de hauteur bien déterminée « hauteur d'étage », ils auront pour le rôle de contreventement et de reprendre des charges verticales et efforts horizontaux.

[ART.7.7.1 RPA 99V2003]: exige une épaisseur minimale de a a_{min} ≥15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. [3]

$$h_{e=h_{etae}-h_{ps}}$$

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow$ e ≥ 13.56

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow$ e ≥ 15.40cm

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow$ e ≥ 16.95cm

On prend : 15 cm,

- ✓ **Sous-sol** :

  he= 300−40=265 cm a+5cm =$\frac{h_e}{25}$ +5cm = 15.40 cm on adopte a= 25 cm

- ✓ **Niveau RDC + 1ér étage +2+3+4+5 (étages)**

  he=374−45=329cm a=$\frac{h_e}{25}$ = 13.16 cm on adopte a=25 cm

On peut adopter une épaisseur de 25cm pour des raisons de calcul (zone III, bâtiment en 17 niveaux).

CONCLUSION : Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent faire l'objet d'un changement de dimensionnement après le calcul dynamique.

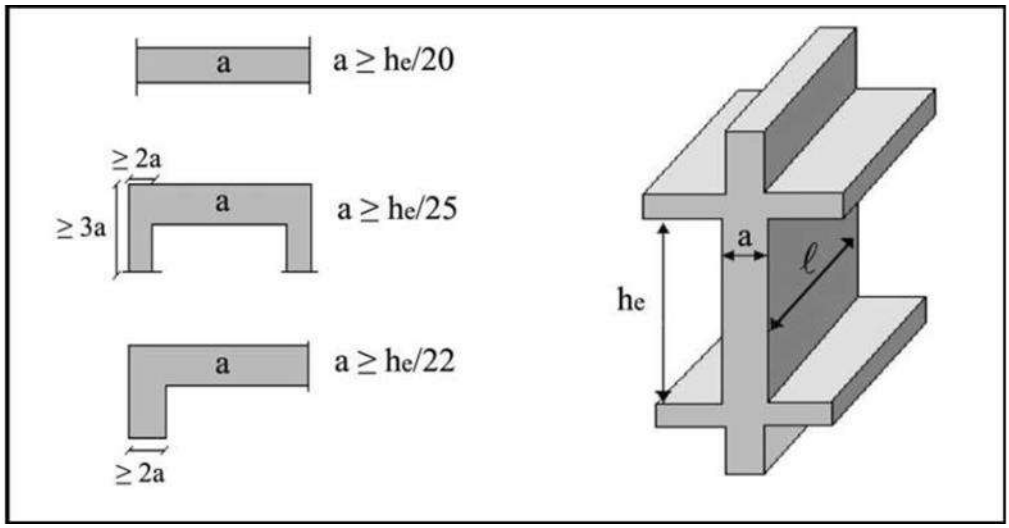


Figure 0.3.Vue en plan et vue en 3D du voile

II.10.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 :

35 cm x 35 cm : sites de catégorie S2

On le site S2 donc la section des longrines : 35cm x 35cm

Chapitre :

III

Calcul des éléments secondaires

III .1 .Acroter :

III.1.1 .Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- ✓ Un effort normal dû à son poids propre ***(G).***
- ✓ Un moment dû à la surcharge ***(Q)***

IL a pour rôle de :

- ✓ Servant comme garde-corps.

Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

- ➢ ***Principe de calcul :***

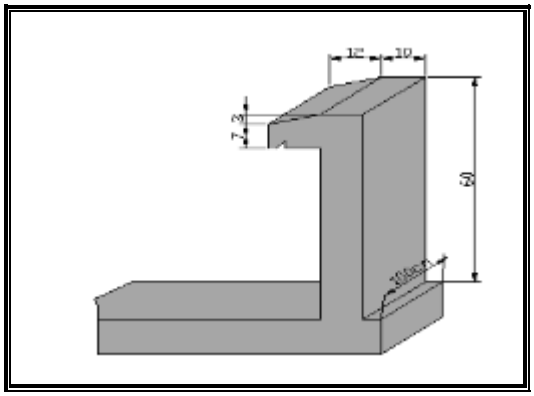


Fig.III.1 : *Dimensions de l'acrotère.*

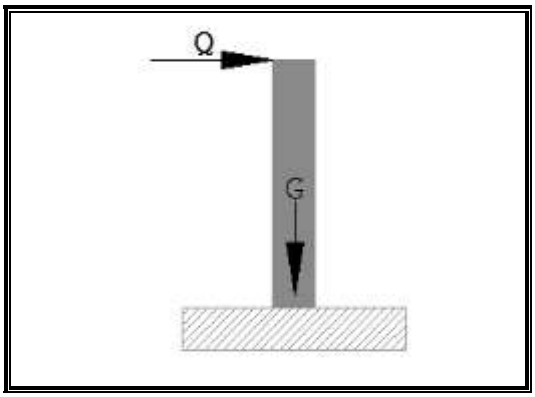


Fig.III.2 : *Model de calcul de l'acrotère.*

III.1.2 .Calcul les efforts :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

III.1.2.1.1. Charge permanente (poids propre) :

- ***Dimensions***

- *h=60 cm*
- *h'=50 cm*
- *a=10 cm*
- *e= 12 cm*

Paramètre de calcul :

Béton : fc28= 25 MPa [2]

Acier Fe=400 MPa [2]

$$G = \quad G = S \times \Upsilon = 25 \times (0.10 \times 0.60 + \left(\frac{0.12 \times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.15\right) \times 1ml) = 1.755 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.1.2. Charges d'exploitations :

Q = 1 x 1ml =1KN/ml.

III.1.2.1.3. Combinaisons d'action:

Tab.III.1 :*Détermination des efforts à* ***l'ELU*** *et* ***l'ELS.***

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	*Nu =1.35x G=1.35x1.755=2.369KN*
Effort tranchant :	*Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN*
Moment d'encastrement :	*Mu =1.5 x Q x h=1.5x1x0.6=0.9 KN.m*
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	*Nser = G=1.755 KN*
Effort tranchant :	*Vser =Q= 1 KN.m*
Moment d'encastrement :	*Mser = Q x h=1x0.6=0.6 KN.m*

III.1.3. Ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à ***la flexion composée***.

Avec :

À l'ELU :

- ***Calcul de l'excentricité*** **:**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.369} = 37.99 \text{ cm} = 38\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e \geq 2.5 \text{ cm}$$

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

- ***Calcul au Flexion simple:***

Le moment fictief:

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 38 + 2.5 = 40.5 \text{ cm} = 0.405 \text{ m}$$

$$M_1 = Nu \times e = 2.369 \times 0.405 = 0.96\ KN.m$$

III.1.3.1. Détail de Ferraillage :

Tab. III : *résultat de ferraillage* ***A'ELU*** *et vérification* ***A'ELS.***

Etat limite ultime : ELU						
$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma b}$	A_1' (cm²)	A_1(cm²)	A_{min}(cm²)	$A_{adobté}$(cm²)	A_r(cm²)	St
0.012	0	0.37	1	5HA10=3.93	3HA8=1.51	20cm
Etat limite de service : ELS						
$\sigma_{b\ admi}$	$\sigma_{b\ admi}$	σ_b	σ_s	***Obs***		
15	201.63	0.97	7.18	***Vérifiée***		

À l'ELS :

Calcul de l'excentricité **[2]**

$$\mathbf{e_0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.755} = 34.19\ cm.}$$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 34.19\ cm.$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, et on a effort normal **N** de compression

Conclusion :

- ✓ $\sigma b \leq \overline{\sigma b}$
- ✓ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$

Donc :

On adoptera la section calculée *à* ***l'E.L.U***

III.1.3.2 .Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5\ x\ 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\ Mpa \quad / \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\ Mpa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.3.3 **Détails de ferraillage de l'acrotère :**

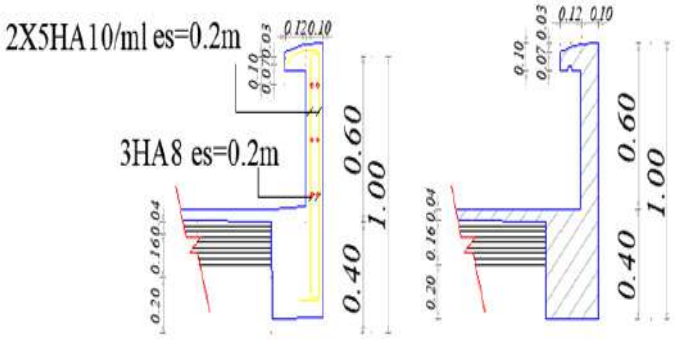


Fig.III.3*ferraillage de l'acrotères*

III.2.Calcul des poutrelles :

III.2.1.Introduction :

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs, porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

III.2.2.Plancher à corps creux :

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

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 60 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton légèrement armée de 4 cm d'épaisseur.

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

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles.

III.2.2.1 .La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, et pour limiter le risque de fissuration ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage (Treillis soudé).

La section d'armature à prévoir doit être satisfaite aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à 20 cm.
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \qquad si : L \leq 50cm$$

$$A_t \geq 0.02\, L \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad si : 50cm \leq L \leq 80cm$$

Avec : L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier FeE400 ($F_e = 400$).

A_{t1}: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\text{On a: L} = 60cm \quad \Rightarrow \quad A_{t1} \geq 0.02\, L \frac{200}{F_e} = \frac{4L}{F_e} = \frac{240}{400} = 0.6cm^2/ml$$

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

$$A_{t2} = \frac{A_{t1}}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.30cm^2/ml$$

On choisira : $A_{t1} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de $20cm$.

$A_{t2} = 5\ \emptyset\ 5 = 0.98cm^2$ avec un éspacement de $20cm$

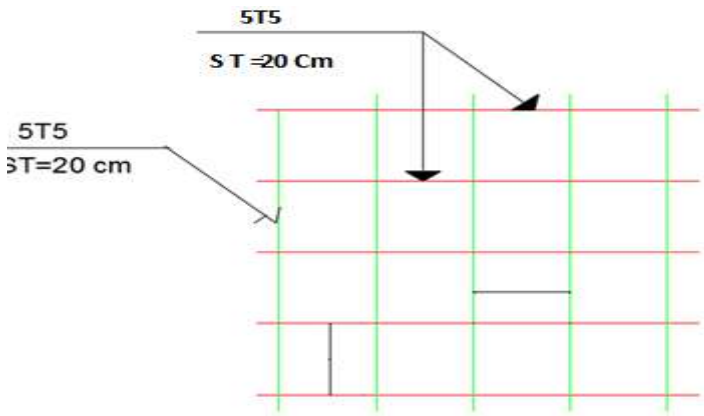
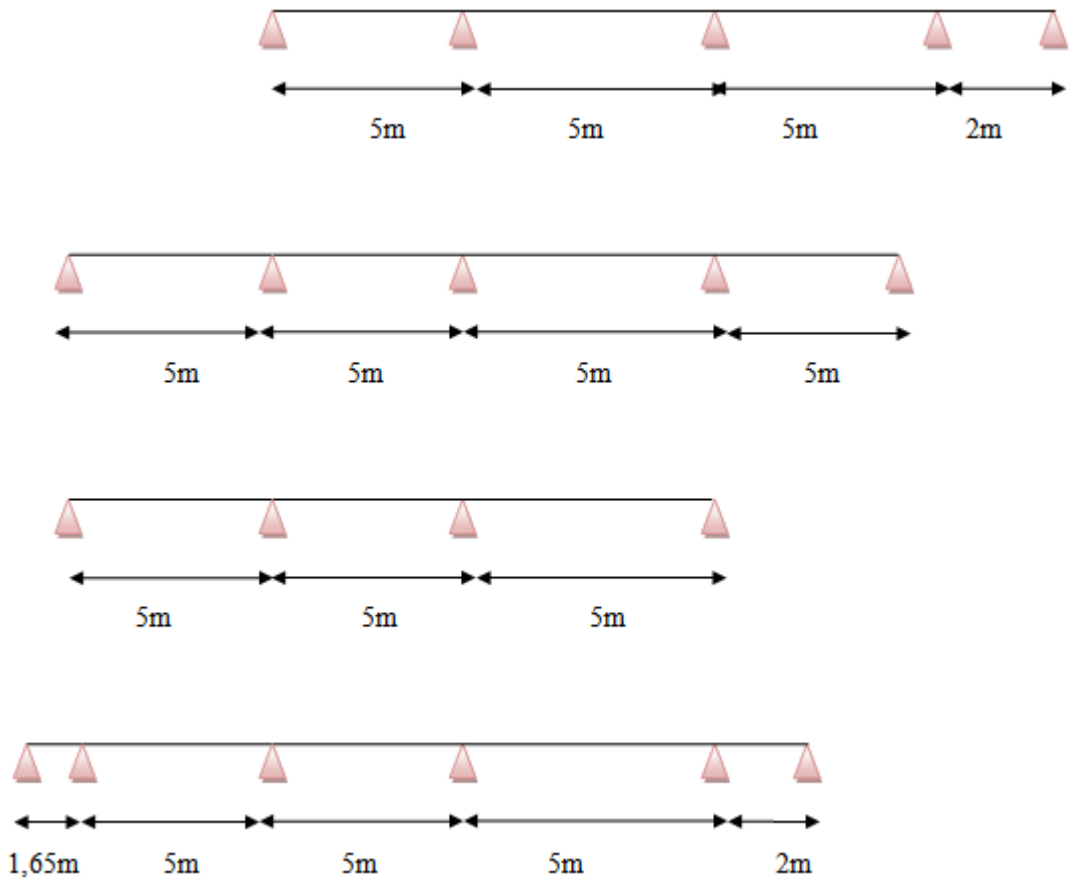


Fig.III.4 :*Disposition des armatures de la dalle de compression.*

III.2.2.2.Type des poutrelles :



III.2.2.3. Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré dans les poutres.

Elles sont calculées sous les sollicitations (G ; Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = (0.60L), on dispose des poutrelles dans le sens de la petite portée.

- ✓ Avant coulage.
- ✓ Après coulage.

III.2.2. 3 .1 .Avant coulage :

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée au milieu dont l'intensité est la plus grande de 1kN ou (0.5 L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier

  Q = max [1Kn. 0.5L = 2.50] = 2,5 KN [**1**]

Remarque : *nous augments l'épaisseur de la planche (20+4) à (25+5) aux étages* $1^{éme}$ et $2^{éme}$ Afin de réduire la quantité d'acier

Tab.III.3.Charge et surcharge

L(m)	Q(kN)	G (kN/ml)	
5 5	1,5 5	Poids du corps creux (20+4) Poids du corps creux (25+5)	Poids de la poutrelle
		0.60*1=0.60	0.12*0.04*25=0.12 0.12*0.05*25=0.15
		0,72	0,75

- ✓ **Calcul en flexion simple :**

Tab. III .4 : *Calcul des moments*

$MG(KN.m)$	$MQ(KN.m)$	$Mu(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = \frac{0.60*5^2}{8}$ =1.87	$\frac{QL}{4} = \frac{2.5*5}{4}$ =3,125 $\frac{QL}{4} = \frac{1*5}{4}$ =1,25	1.35M+1.5MQ = 5,062 1.35M+1.5MQ = 4,39

- ✓ **Vérification de la flèche :**

En calcul la flèche par cette relation :

$$f = \frac{5 * G * L\,4}{384 * E * I +} + \frac{Q * L\,3}{48 * E * I}$$

Et calcul la flèche admissible :

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m ….. [2]
- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m ….. [2]

Remarque : La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible, cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage.

Tab.III.5 **:** Vérification de la flèche

Etaiment	*G*	*Q* *Max (1 KN ; 0.5L KN)*	*L (mm)*	*E (MPA)*	*I (mm^4)*	$F_{bar}(mm)$ $\frac{L}{500}$	$F_{final}(mm)$ $\frac{5\times GL^4}{384\times EI}+\frac{Ql^3}{48EI}$	$F_{final}<F_{bar}$
0	*0.75*	2.5	*5000*	*32164.2*	*640000*	*8.8*	*360.36*	***Non vérifiée***
1	*0.72*	2.5	*2500*	*32164.2*	*640000*	*4.4*	*12.92*	***Non vérifiée***
2	*0.72*	2.5	*1250*	*32164.2*	*640000*	*2.93*	*3.40*	***Non vérifiée***
3	*0.72*	2.5	*625*	*32164.2*	*640000*	*2.01*	*2.20*	***vérifiée***

III.2.2.3.2. Après coulage :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

*III.2.2.4.*Calcul des charges et surcharges :

Tab III.6. Charges et surcharges [1]

/	G kN/m	Q kN/m	Pu kN/m	Pser kN/m
Plancher terrasse	6.9*0.6=4,14	1*0.6=0.6	6.48	4.47
Planche $3^{éme}$ et$4^{éme}$ (25+5) **Planche *RDC et* $1^{éme}$et $2^{éme}$(20+4)**	6,46*0.6=3.87 7,16*0.6=4,29	1.5*0.6=0.9 5*0.6=3	6.58 10,29	4.77 7,29

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

- **Les types des poutrelles :** Les types des poutrelles de notre projet sont représenté dans le tableau suivant

***Tab.III.7*:** Les types des poutrelles

RDC	Plancher courant
Poutrelles à trois travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à cinq travées. Poutrelles à six travées	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à quatre travées. Poutrelles à six travées

D'après logiciel SAP2000 en calcul tous les Sollicitations des poutrelles précédentes et on prend les poutrelles les plus défavorables

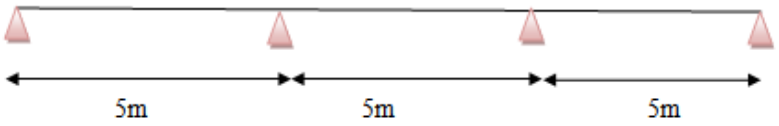
***Tab. III. 8* :** Les poutrelles les plus défavorables

RDC	Plancher courant
Poutrelles à trois travées. Poutrelles à quatre travées.	Poutrelles à trois travées. Poutrelles à quatre travées.

III.2.3 .4. Sollicitations de calcul :

- ✓ **RDC + 1ér étage :**

trois travées



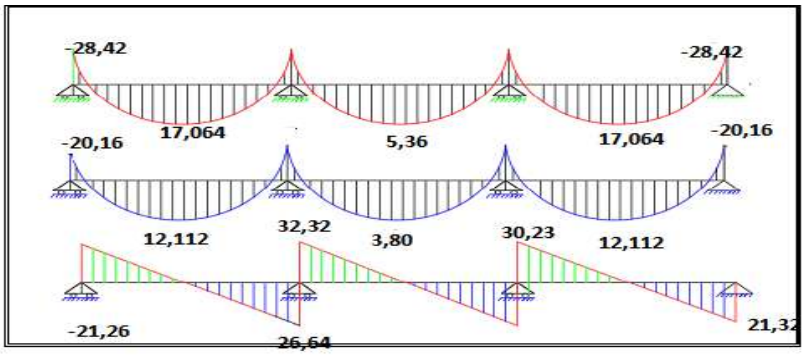


Fig. III.5. Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées **(ELU)** et **(ELS).**

- ➢ ***Etage*** **:3**^{éme} **et 4**^{éme}

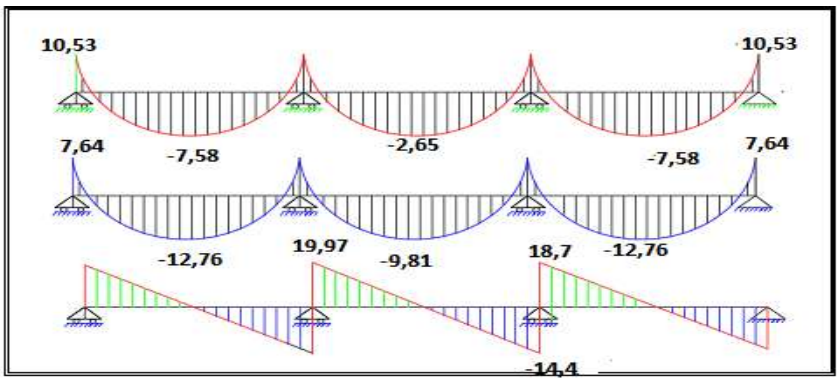


Fig. III.6.*Diagramme sollicitations dans la poutrelle à trois travées* ***(ELU)*** *et* ***(ELS).***

- ✓ **Résultat final :**

Tab.III.9 : Résultat final des poutrelles

L (mm)	ELU			ELS	
	Mt (max	**Ma (max)**	**Tu (max)**	**Ma (max)**	**Mt (max)**
RDC+1ér étag+2^{emé}	*17,064*	*-28,145*	*8.8*	*-20,16*	*12,12*
4^{éme} et 5^{éme}	*10,536*	*-17,58*	*4.4*	*-12.76*	*7,64*

III.2.2.5.Ferraillage des poutrelles :

a) ***Calcul ferraillage a l'ELU* :**

- **RDC + 1ér étage +2^{emé}**

Tab III. 10 :Calcul ferraillage a l'ELU de RDC + 1ér étage +2^{emé}

	M (KN.m)	**A_S(cm²)**	**A_{S2}(cm²)**	**As1' (choisi)**	**A_{S2}'(choisi)**
travée	17,064	2HA12 2.26	/	2HA12	/
appui	-28,145	/	1HA10 0.79	2.26	1HA10+2ChpHA14=3,68

- ***Etage* :4^{éme} et 5^{éme}**

Tab III. 11. calcule de ferraillage a l'ELU des étages 4^{éme} et 5^{éme}

,

	M (KN.m)	**A_S (cm²)**	**A_{S2}(cm²)**	**As1' (choisi)**	**A_{S2}'(choisi)**
travée	10 ,536	2HA10 1,57	/	2HA10	/
appui	-17,58	/	1HA12 1,13	1,57	1HA12+2ChpHA14 3,39

b) Vérification des contraintes à l'état limite de service :

- **RDC + 1ér étage +2^{emé}**

Tab III. 12 :Vérification des contraintes à l'état limite de service RDC + 1ér étage +2^{emé}[1]

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_S (MPA	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA	vérification
travée	12,112	2.26	0.79	203,29	3.054	15	Oui
appui	-20,16	2.26	3,68	209,192	10.305	15	Oui

- ***Etage* .4^{éme} et 5^{éme}**

Tab III.13 **:** Vérification des contraintes à l'état limite de service des étages 4^{éme} et 5^{éme}[2]

Position	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_S (MPA	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc_{adm}}$ (MPA	vérification
travée	7,64	1,57	1,57	234,46	3.25	15	Oui
appui	-12,76	1,13	3.39	214,48	11 .10	15	Oui

c) Vérification de l'effort tranchant :

- **RDC + 1ér étage +2^{emé}**

Tab III. 14 : Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime de RDC+1ér étage [1]

Poutre et sollicitation à L'ELU				Verification			Escapement et armatures			
Section	**b** (cm)	**h** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**Verification**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t (cm)
Poutrelle	8	30	32,32	2,24	3.33	oui	20	20	6	2HA6

- ***Etage* :4^{éme} et 5^{éme}**

Tab III.15**:** Vérification de cisaillement à l'état limite d'ultime d'étage courant [2]

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**b** (cm)	**h** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**Vérif.**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t (cm)
Poutrelle	24	24	19,97	1.3	3.33	oui	20	20	6	2HA6

d) Vérification de la flèche

- **RDC + 1ér étage +2^{emé}**

Tab III.16 : Vérification de la flèche pour RDC+1ér étage [2]

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	**L (m)**	**h (cm)**	**b (cm)**	**M t (KN.m)**	**A_{1t} (cm²)**	**FCal (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**Oui/non**
Poutrelle	5	30	8	12,112	2.26	4.9	10	oui

- ***Etage* 4^{éme} et 5^{éme}**

***Tab III.17* :** Vérification de la flèche pour étages courant [2]

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	**L (m)**	**h (cm)**	**b (cm)**	**M t (KN.m)**	**A_{1t} (cm²)**	**FCal (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**Oui/non**
Poutrelle	5	24	8	7,76	1,57	6,7	10	oui

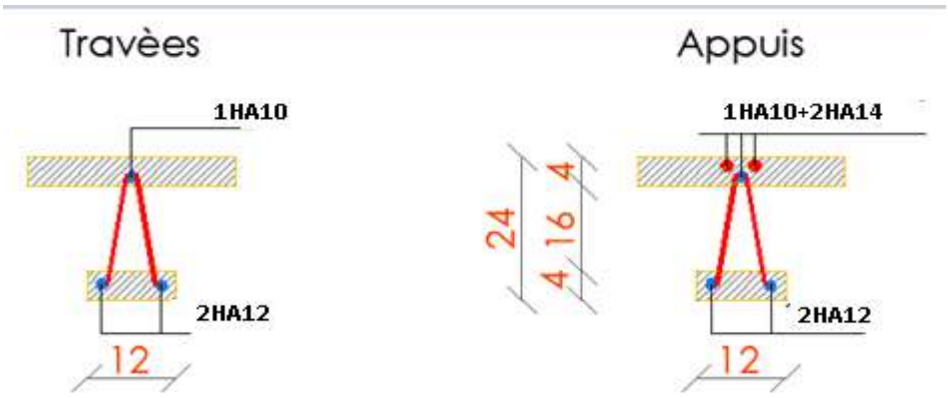


Fig. III. 7 *:* Détail de ferraillage de poutrelle pour $Etage$ RDC $+$ 1ér étage $+ \mathbf{2}^{em\acute{e}}$

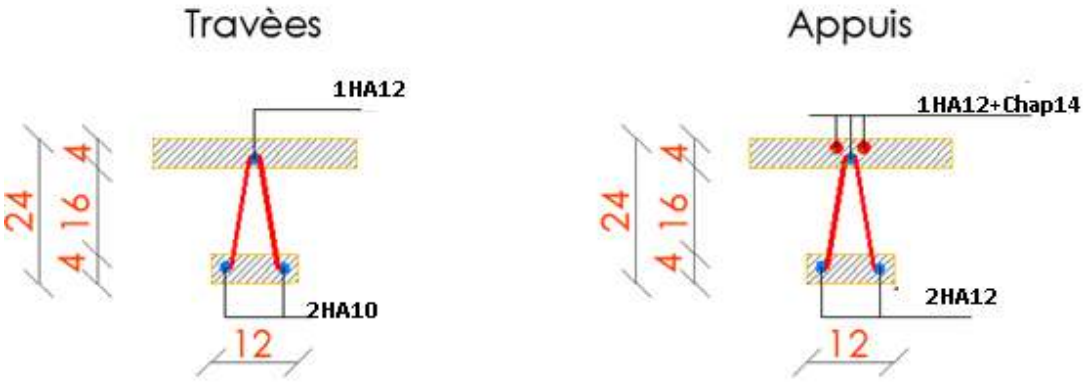


Fig III. 8 : Détail de ferraillage de poutrelle pour $Etage$ $\mathbf{4}^{em\acute{e}}$**et** $\mathbf{5}^{em\acute{e}}$

III.3.Dalle pleine:

La dalle pleine est un plancher en BA coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Le calcul se fait en flexion simple. Ce type de plancher est très utilisé dans les structures, notamment pour les formes irrégulières.

III.3.1 **.Méthode de calcul :** La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

La méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulières sous chargement modéré.

Donc : On va utiliser la méthode des lignes de rupture pour la détermination des moments à l'ELU et la méthode forfaitaire pour la détermination des moments à l'ELS.

III.3.2 Dalle pleine rectangulaire encastrée sur 1soul cotés :

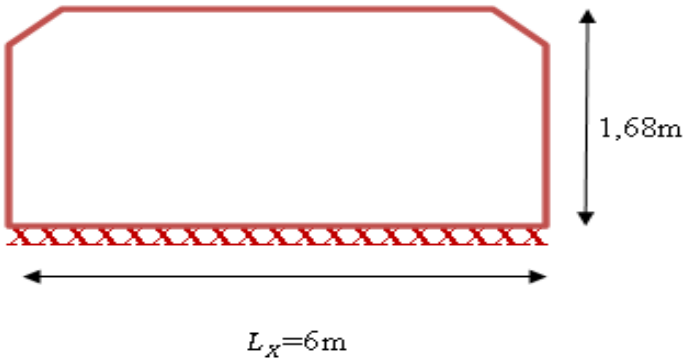


Fig III. 1 Les encastrements et les dimensions de la dalle pleine

III.3.3.Calcul des armatures longitudinales :

D'après le ROBOT expert BA 2010. Il donne :

On prend: As1=7HA8Cm² A's1=7HA8Cm² As2=7HA8Cm² A's2=7HA8 Cm²

*III.3.3.1.*Calcul de ferrages à L'ELU (1,35G+1,5Q) :

Sens-X :

Tab. III.8 : Résultats du ferraillage longitudinal (1)

Dalle			M Travée (KN .m)	M appui (KN .m)	A_{cal} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)	Q
b (cm)	e (cm)	Amin						
100	15	1,5	1,843	-0,929	1,75	7HA8	15	5
100	15	1,5	0,853	-0,383	1,75	7HA8	15	1,5

Sens-y :

Tab.III.19 Résultats du ferraillage longitudinal(2)

Dalle			M Travée (KN .m)	M appui (KN .m)	A_{cal} (cm2)	A_{choix} (cm2)	Espacement (cm)	Q
b (cm)	e(cm)	Amin						
100	15	1,5	2,9705	-27,75	1,75	7HA10	15	5
100	15	1,5	0,982	-10,98	1,75	7HA10	15	1,5

*III.3.3.2.*Vérification des contraints à l'E.L.S (G+Q) _ CBA93 Art .A.4.5.3

Sens X :

Tab III. 20 : Vérification des contraintes [1]

M Travée	M Appui	A	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ adm}$
2,2004	-20,094	3,52	1,53	15	CV
0,976	-9,65	3,52	0,79	15	CV

Sens-Y :

Tab III. 21 : Vérification des contraintes [2]

M Travée	M Appui	A	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\ adm}$
0,868	-1,36	3,52	0,63	15	CV
0,675	-0,354	3,52	0,21	15	CV

*III.3.3.3.*Vérification d'effort tranchant à ELU :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures

Transversales dans les dalles

$\tau_{adm}=\frac{0.07*FT28}{\gamma_b}$ **CBA93 Art.A3.2.2** ; $\tau_{Max}=\frac{T_{MAX}}{b*d}$

Tab III. 22 : Vérification de l'effort tranchant [2]

Dalle		vérification à L'ELU			
b(cm)	e(cm)	T_{umax}(kN)	T_u (MPa)	T_{uadm} (MPa)	vérification
100	15	12,10	0,09	1,16	CV
100	15	4,91	0,039	1,16	CV

III.3.3.4.Vérification de la fléché à L'ELS _ CBA93 Art.B 6.5.3 :

Tab III. 23 **:** Condition de la flèche

Dalle pleine			Armatures principales	flèche		Vérification	
b	e	L	M a(KN.m)	A_{1t}	FCal (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
100	15	1,68	2,004	3,52	3,1	6,7	oui
100	15	1,68	0,976	3,52	0,5	67	oui

III.4.Escaliers:

III.4.1. Introduction:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais

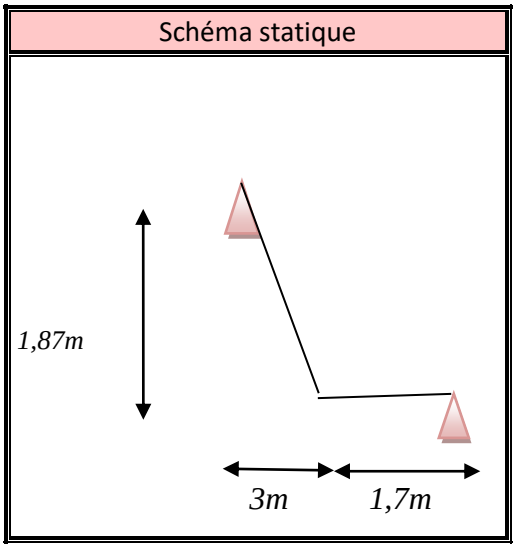
sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

Différents types d'escaliers **:** il esciste 3 tupe des escaliers dans cette structure

On calcul les sollicitations plus défavorable

Type1 : *Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire*

❖ **Pré dimensionnement**



- Les caractéristiques de notre escalier sont :
- Le nombre de contre marche égale à 12.
- Hauteur du palier: H = 1,87 m
- Hauteur de la contre marche :
- $h = \frac{187}{12} = 15{,}58\text{cm}$
- Largeur de la marche : g = 30cm

❖ **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm g+2h =64cm (CV)

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

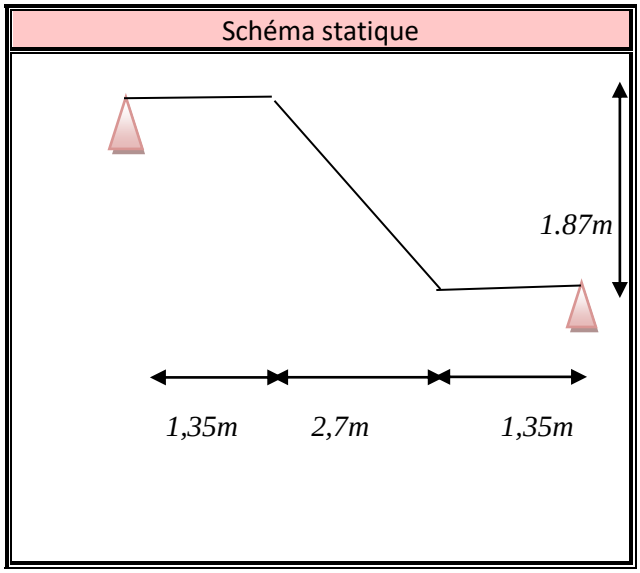
tg α = H / L = 1,87/3. = 0.63 D'où alors : **α =32,21°**

$L_0 = \frac{3}{\cos \alpha} = 3.54$ L_{tot} =L_1+ L_2 =3.54+1.7=5.24

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 14.98 \leq e \leq 17.46 \Longrightarrow$ **e=16cm**

.Type 2 : *Etudes des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires*



- **Pré dimensionnement :**
  - Les caractéristiques de notre escalier sont
  - Le nombre de contre marche égale à 11.
  - Hauteur du palier: H = 1,87 m
  - Hauteur de la contre marche :
  - $h = \frac{187}{11} = 17cm$
  - Largeur de la marche : g = 30cm
- **Vérification de la formule de Blondel**

60cm ≤ g+ 2h ≤64cm g+2h =64cm (CV)

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

tg α = H / L = 1,87/2 .7= 0.69 D'où alors : **α =34.70°**

$L_0 = \frac{2.7}{\cos \alpha} = 3.28$ $L_{tot} = L_1 + L_2 = 3.28+1.35+1 .35=5.98$ m

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

$\frac{L_{tot}}{35} \leq e \leq \frac{L_{tot}}{30} \Rightarrow 17.08 \leq e \leq 19.93 \Longrightarrow$ **e=18cm**

III.4.2. Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

L'évaluation des charges permanentes du palier de repos et de la paillasse de l'escalier est donnée respectivement par les tableaux *III.4.2.1 .1*et *III.4.2.1 .2*

III.4.2.1.Paillasse :

Tab.III.24 : *Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.*

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la	0.16/cosα	25	4 ,72

	paillasse	*0.18/cosα*	*25*	*5,47*
5	***Poids propre des marches***	*0.16/2* *0.18/2*	*25* *25*	*2.* *2 ,25*
6	***Garde- corps***	*/*	*/*	*0.10*
7	***Enduits en ciment***	*0.01*	*10*	*0.10*
/	***G (charges permanentes)***	*8.26 KN/m2*	*/*	*9,26 KN/m2*
/	***Q (surcharges d'exploitation)***	*2.5 KN/m2*		

III.4.2.2.Palier :

Tab.III.*25 :Charges et surcharge du palier de l'escalier*

/	***Composants***	***Épaisseur (m)***	***Poids volumiques (KN /m3)***	***Poids surfaciques (KN/m2)***
1	***Carrelage***	*0.02*	*22*	*0.40*
2	***Mortier de pose***	*0.02*	*20*	*0.40*
3	***Lit de sable***	*0.03*	*18*	*0.54*
4	***Poids propre de palier***	*0.16* *0,18*	*25*	*4* *4 ,5*
5	***Enduits en ciment***	*0.01*	*10*	*0.10*
/	***G (charges permanentes)***	*5,44KN/m2*	*/*	*5,94 KN/m2*
/	***Q (surcharges d'exploitation)***	*2.5 KN/m2*		

Selon le DTR charges et surcharge d'exploitation, pour un escalier dans un immeuble à usage d'habitation, on aura : Q =2,5kN/m ² (pour le palier et la paillasse).

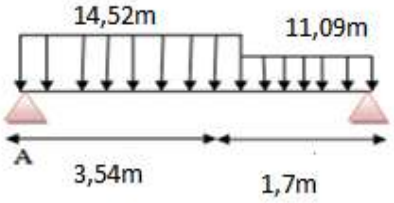
Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1,0 m de largeur, simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q, sous la combinaison à l'ELU et la vérification se fait sous la combinaison à l'ELS. A cet effet,

Type1 :

III.4.3.Détermination des efforts :

Tab.III.26:*Combinaisons des charges de l'escalier.*

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.44	2.5	11,09	7,94
Paillasse	8.26	2.5	14.52	10,76



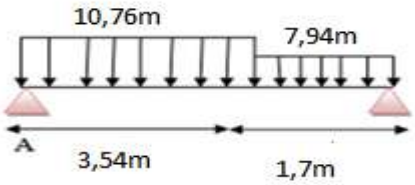


Fig. III.10. Distribution des charges ***à l'ELU.*** *Fig. III.11.Distribution des charges* ***à l'ELS.***

III.4.4 .Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU :

- **ELU**

	Mt (KN.m)	M_a(KN.m)	T_{max} KN
ELU	*44,16*	*-25,98*	*38,03*

- **ELS**

	Mt (KN.m)	M_a(KN.m)	T_{max} KN
ELU	*31,90*	*-17,26*	*27,48*

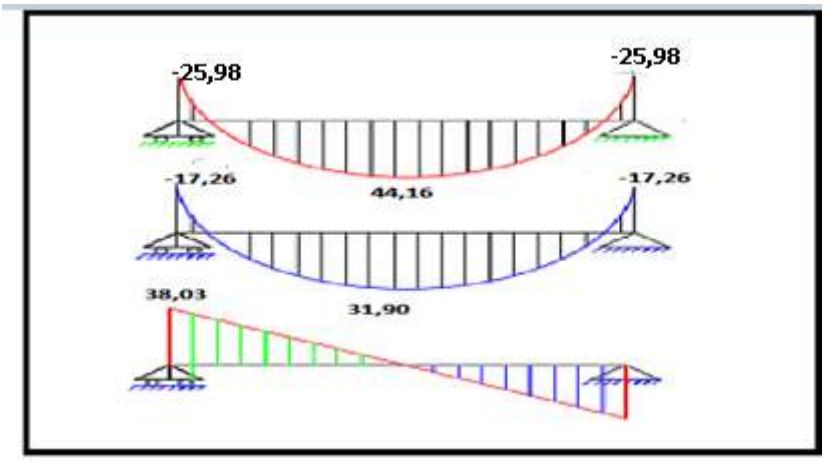


Fig .III. 12 **:**Diagramme des moments et effort tranchants retenus A l'ELS et A l'ELU

III.4.5.Calceul de ferraillage :

III.4.5.1.ferraillage longitudinal :

Tab. III. 1 :Calcul de ferraillage

Béton	f_{c28} = 25 MPA f_{t28} = 2.1 MPA	γ_b = 1.5 b =100 cm	σ_{bc} = 14.17 MPA h= 16cm h =18cm	c = 2.5 cm d=1 3.5 cm d =15,5cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

Tab III. 28. *Résultats du ferraillage longitudinal*

Béton	M(KN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm²/ml)	Achoisir (cm²)
En travée	44,16	13,5	10,38	7HA14=10,78
Eux appuis	-25,52	13,5	5,73	7HA14=10,78

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69$ $A_{choisir}$= 7HA8= 3,52 cm^2

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69$ $A_{choisir}$ = 7HA 8= 3,52cm^2

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.6\ cm^2$ ***Donc*** : $A_{choisir} > A_{min}$ ***Condition vérifiée***

- **Condition d'espacement : [2]**

Tab.III.29 : *Vérification de l'espacement.*

/	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	*St =15cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =20cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =15cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =20cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.4.6 .Vérification des contraintes

Tab.III.30 : *vérification des contraintes.*

/	Mser (KN.m)	Achoisir (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	Obs
En travée	*31,90*	*10,78*	*8,85*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*-17,26*	*10,78*	*4.79*	*15*	***Vérifiée***

Al'ELS:

- ***Vérification des contraintes.***

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

III.4.7. Vérification de cisaillements :

Tab III. 31 : *Vérification de l'effort tranchant [2]*

T(KN)	τ (MPA)	τ	$\tau \leq \bar{\tau}$
38,03	*0,28*	*1,16*	***Vérifiée***

III.4.8 .Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui :

Section de non fragilité :

$$A_{min}=\min\left[\frac{0.26*b*f_{t28}*d}{f_e}\ ;0.0013*b*d\right]=1{,}88\ cm^2$$ **Réf** : EC2 - Art. [2]

Tab III. 2 : Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

Type d'armature	A_{cal} (cm^2/ml)	Achoisir (cm^2)	Escapement cm)
Armatures longitudinales de section comprimée	1,88	7HA8 = 3,52cm^2	15
Armatures de repartition	2,69	7HA8 = 3,52cm^2	15
Armatures de la poussée au vide	/	7HA8 = 3,52cm^2	15

✓ **Condition de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{16}{500} = 0.032 < \frac{1}{10} \times \frac{44,16}{51,96} = 0.084$ ….. ***Condition non Vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{10,78}{100 \times 14,5} = 0.0079 > \frac{4,2}{400} = 0.0125$ …… ***Condition non Vérifiée***

Remarque: Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m …..[2]

✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m …..[2]

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tab III. 33 : Condition de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L(m)	e	M t (KN.m)	A_{1t}(cm	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Escalier	*5,24*	*16*	*31,90*	*10,78*	*6,9*	*10,24*	***Condition vérifiée***

III.5.Poutre palier :

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

III.5.1. Pré dimensionnement

L = 3,70m :

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

On adopte (b x h) = **(30 x 35) Cm²**

Vérification des prescriptions du RPA 99 :

✓ b = 30cm ≥ 20cm. (cv)

- ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (cv)
- ✓ h / b = 1 cm < 4 cm. (cv)

III.5.2. Calcul des Charges

Poids propre de la poutre *: Pp=0.3x0.35x25 = 2.625kN/ml*

Les réactions d'appuis *:*

$$\begin{cases} R = 23{,}4\ KN \\ R = 7{,}23\ KN \end{cases}$$

III.5.3 .Calcul de ferraillage à L'ELU

L=3, 70 m , b=30Cm , h=35

Tab.III.34. *Les résultats des efforts.*

ELU	ELS
Mt= 24,96 KN.m	Mt= 10,67 KN.m
Ma= -14.86 KN.m	Ma= -6,33 KN.m

D'après le ROBOT expert BA 2010. Il donne :

As1=0.96Cm² A's2=1.54Cm²

Section minimal :

$$\mathbf{Amin = 0.5\%\ b * h} = 4.5Cm^2$$

Section tendu $\mathbf{Atmin = 0.1\%\ b * h} = 0.9\ Cm^2$

On prend : As1=3HA12Cm² A's1=3HA12Cm² As2=3HA12Cm² A's2=3HA12Cm²

3HA12=3.39Cm²

III.5.4.1. Vérification des contraintes à L'ELS combinaison G+Q

Type de fissuration : **peu nuisible**

Tab. III. 35. *Vérification des contraintes à* ***L'ELS***

	A (cm²)	*Mser (KN.m))*	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc\ adm}$
En travée	*3,39*	*10,97*	*1,4*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*3,39*	*-6,33*	*0,90*	*15*	***Vérifiée***

III.5.4.2. Vérification des contraintes à L'ELU :

Tab III. 36. Vérification de l'effort tranchant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**b** (cm)	**h** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**Vérif.**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t (cm)
Poutrelle	30	35	16,37	0,30	2,5	oui	10	15	8	3HA8 1,51

III.5.5. Condition de la flèche :

- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

D'après le ROBOT expert BA 2010, Il donne :

TabIII.37 : Condition de la flèche

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	b	h	l	M t (KN.m)	A_{1t}(cm	FCalculé (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutre palier	*30*	*35*	*3,70*	*10,97*	*3,39*	*2,4*	*7 ,4*	***Condition vérifiée***

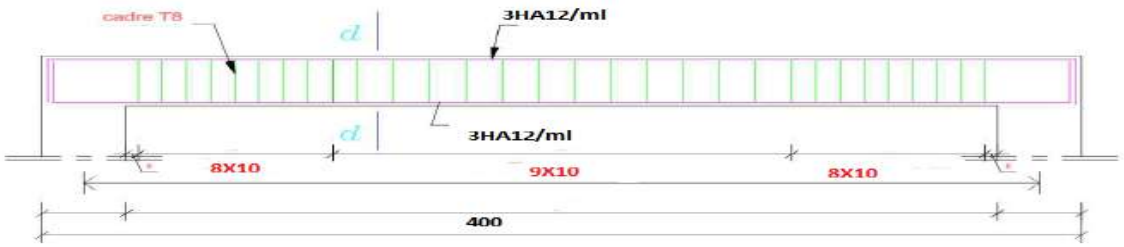


Fig. III.14.*Ferraillage de la poutre palière*

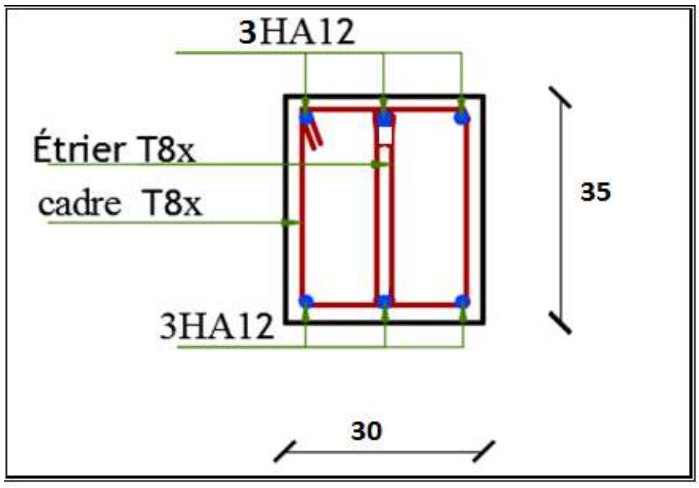


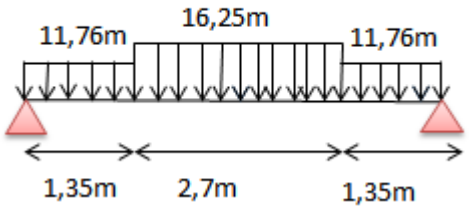
Fig. III.15.*Ferraillage de la poutre palière en appui*

II.6. **Type 2 :** Les caractéristiques de notre escalier sont : Hauteur de la contre Marche: h = 0.18m

II.6.1..Détermination des efforts :

Tab.III.38 : *Combinaisons des charges de l'escalier.*

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.94	2.5	11.76	8,44
Paillasse	9,26	2.5	16,25	11,66



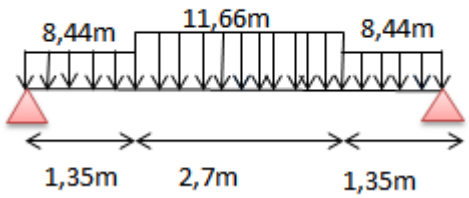


Fig. III.16. *distribution des charges* ***à l'ELU.*** ***Fig.III.17.*** *distribution des charges* ***à l'ELS***

II.6.2.Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l' ELU:

- **ELU**

	Mt (KN.m)	M_a(KN.m)	T_{max} KN
ELU	*45,66*	*-26,86*	*41,31*

- **ELS**

	Mt (KN.m)	M_a(KN.m)	T_{max} KN
ELU	*32,82*	*-19,31*	*29,78*

II.6.3. Calcul de ferraillage :

II.6.3.1. Ferraillage longitudinal :

Tab III. 39 :Résultats du ferraillage longitudinal

	M(KN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm²/ml)	Achoisir (cm²)
En travée	45,66	15,5	9,129	7HA14=10,78
En appuis	-26,86	15,5	5,204	7HA14=10,78

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69$ $A_{choisir}$= 7HA8= 3,52 cm^2

$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69$ $A_{choisir}$ = 7HA 8= 3,52 cm^2

Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.5\ cm^2$ ***Donc*** : $A_{choisir} > A_{min}$ ***Condition vérifiée***

- **Condition d'espacement : [2]**

Tab.III.40 .*Vérification de l'espacement.*

/	*Les armatures longitudinales*	*Les armatures de répartitions*
En travée	*St =15cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =15cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.6. 3.2.Vérification des contraintes :

Al'ELS:

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tab III. 41. *Vérification des contraintes [1]*

/	*Mser (KN.m)*	*Achoisir (cm²)*	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	*Obs*
En travée	*32,82*	*10,78*	*8,53*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*-19,31*	*10,78*	*4,24*	*15*	***Vérifiée***

*III.6.3. 3.*Vérification des cisaillements :

Tab. III. 42 *:* Vérification de l'effort tranchant [2]

T(KN)	τ (MPA)	τ	$\tau \leq \bar{\tau}$
41,31	*0,27*	*1,16*	***Vérifiée***

*III.6.4.*Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui :

Section de non fragilité :

$$A_{min}=\min\left[\frac{0.26*b*f_{t28}*d}{f_e}\ ;0.0013*b*d\right]=1{,}62\ cm^2$$ **Réf** :EC2 - Art .. [2]

Tab III. 43 : Calcul de ferraillage de la section comprimé en appui

Type d'armature	A_{cal} (cm²/ml)	Achoisir (cm²)	Espacement cm)
Armatures longitudinales de section comprimée	1,62	7HA8 = 3,52cm²	15
Armatures de repartition	2,69	7HA8 = 3,52cm²	15
Armatures de la poussée au vide	/	7HA8 = 3,52cm²	15

✓ **Condition de la flèche**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$ ⇒ $\frac{18}{5,98} = 0.030 < \frac{1}{10} \times \frac{45,66}{53,71} = 0.085$ ….. ***Condition non Vérifiée***

$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{4,2}{fe}$ ⇒ $\frac{10,78}{100\times15,5} = 0.0069 > \frac{4,2}{400} = 0.0125$ …… ***Condition non Vérifiée***

Remarque: Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m …..[2]

- ✓ $f_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m …..[2]

D'après **le ROBOT expert BA 2010**. Il donne :

Tab III. 44 : Condition de la flèche

Poutres			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	L(m)	e	M t (KN.m)	A_{1t}(cm	FCal (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Escalier	*598*	*18*	*32,82*	*10,78*	*8,1*	*9,48*	***Condition vérifiée***

III.7.Poutre palier 2 :

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

III.7.1.Prédimensionnement :

L = 5,7m

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

On adopte (b x h) = (**45 x 30) Cm²**

- ➢ **Vérification des prescriptions du RPA 99 :**
  - ✓ b = 30cm ≥ 20cm. (cv)
  - ✓ h = 30 cm ≥ 30 cm. (cv)
  - ✓ h / b = 1 cm < 4 cm. (cv

III.7.1. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre *: Pp=0.45x0.30x25 = 3 kN/ml*

Les réactions d'appuis *:*

$\begin{cases} R = 23{,}58\ KN \\ R = 5{,}85\ KN \end{cases}$ **Donc**

III.7.2. Calcul de ferraillage à L'ELU

L=5,7 m , b=30Cm , h=45Cm

Tab.III.45. *Les résultats des efforts.*

ELU	ELS
Mt= 18,98 KN.m	Mt= 13,32 KN.m
Ma= -4,7 KN.m	Ma= -3,33 KN.m

D'après le ROBOT expert BA 2010. Il donne :

As1=1,71 Cm² A's2=1.09Cm²

Section minimal :

$$\mathbf{Amin = 0.5\% \ b * h} = 5{,}25m^2$$

Section tendu $\mathbf{Atmin = 0.1\% \ b * h} = 0.9\ Cm^2$

On prend: As1=3HA12Cm² A's1=3HA12Cm² As2=3HA12Cm² A's2=3HA12Cm²

3HA12=3.39Cm²

III.7.3.1. Vérification des contraintes à L'ELS (combinaison G+Q)

Type de fissuration : **peu nuisible**

TabIII.46 : Vérification des contraintes à **L'ELS**

	A (cm²)	*Mser (KN.m))*	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc\ adm}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc\ adm}$
En travée	*3,39*	*13,52*	*6,32*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*3,39*	*-3,33*	*3,24*	*15*	***Vérifiée***

N III.7.3.2. Vérification des contraintes à L'ELU :

Tab III. 47 : Vérification de l'effort tranchant

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	**b** (cm)	**h** (cm)	**T** (KN)	**T** (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	**Vérification**	**ZN** (cm)	**ZC** (cm)	**∅** (mm)	A_t " (cm)
Poutrelle	30	45	17,22	0,36	2,5	oui	10	15	8	3HA8 1,51

III.7.4. Condition de la flèche :

- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- ✓ $\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

D'après le ROBOT expert BA 2010, Il donne :

Tab III.48 : Condition de la flèche

Poutres				Sollicitation à l'ELS	Armatures principales	flèche		Vérification
Section	b	h	L	M t (KN.m)	A_{1t}(cm)	FCal	F_{adm}	Oui/non
Poutre palier	*30*	*45*	*5,7*	*13,52*	*3,39*	*3,4*	*10,2*	***Condition vérifiée***

Chapitre :

IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays est soumis à l'activité sismique. Vu que cette activité peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

L'étude sismique est la phase la plus importante pour la stabilité de la structure. Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux de comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique et introduite sous forme de spectre de réponse.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D moyennant le logiciel SAP2000. V.21.2.0. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.Avant d'entamer la modélisation de la structure, il faut s'assurer que la structure est équilibrée. Ainsi, il faut que les éléments porteurs et les éléments portés doivent chevaucher c'est à dire le bras de levé entre les deux centres (masse et rigidité) doit être le minimum possible voir nul.

Les éléments porteurs sont des entités qui absorbent la force sismique par leurs inerties selon les deux directions X et Y. Si ces éléments ne suffisent pas, on se voit contraint d'agrandir les dimensions de ces éléments qui sont les poteaux, sinon on opte à des éléments plus grand que les poteaux voire les voiles.

Les voiles doivent être disposés à égale distance par rapport aux axes X, Y et enfin malgré cette disposition, on doit vérifier encore l'équilibre de la structure. Pour que cet équilibre soit assuré, il faut que le centre de rigidité (ou de torsion) et le centre de masse chevauche pour qu'on parle d'équilibre d'une structure.

Le centre de rigidité (torsion) concerne les éléments porteurs (poteaux, voiles).

Le contre de masse concerne les éléments portés (planchers).

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Vue de la Structure en 3D

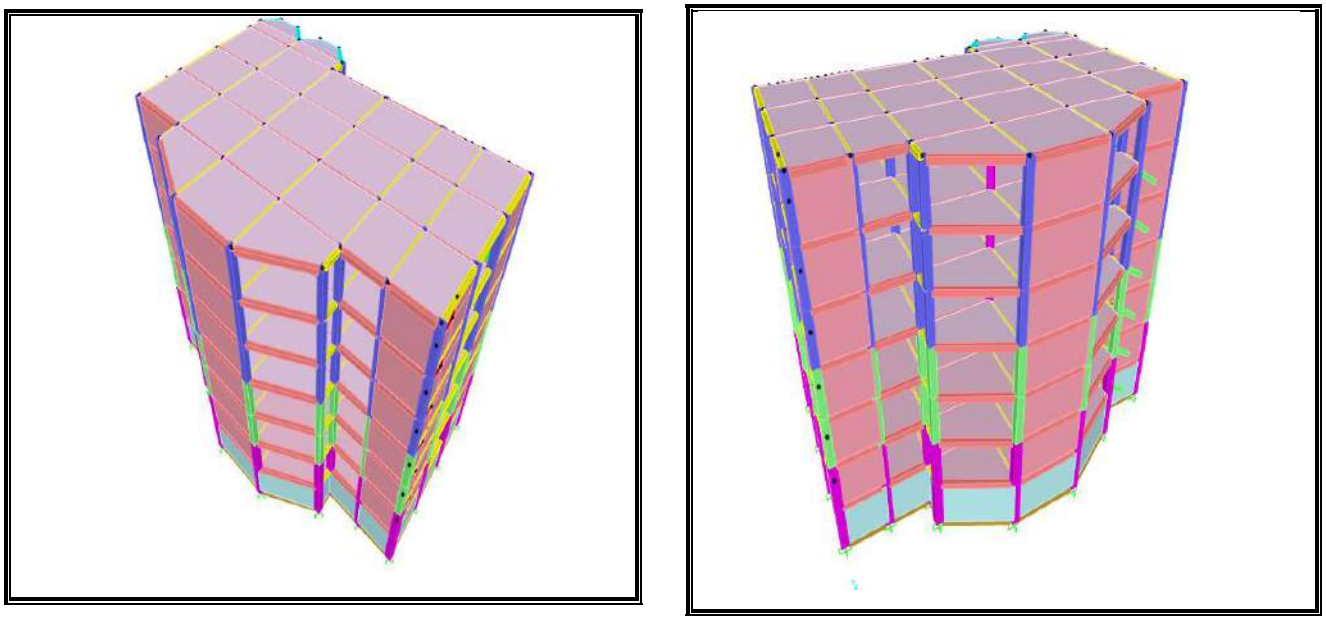


Fig. IV.1.*Vue de face et postérieur face de la structure (modèle en 3D).*

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse. (G)
- Le centre de Torsion. (T)

*IV.3. 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.

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\Sigma Wi * Xi}{\Sigma Wi} \quad et \quad Y_G = \frac{\Sigma Wi * Yi}{\Sigma Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré ;
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global ;
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion (T) est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

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

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

$$X_T = \frac{\Sigma Iyi * Xi}{\Sigma Iyi} \quad et \quad Y_T = \frac{\Sigma Ixi * Yi}{\Sigma Ixi}$$

Avec :

- Ix et Iy : Les inerties suivants les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile) ;
- Xi et Yi : Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi ;
- XT et YT : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

IV.4. Dispotion des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique-voiles). Notre structure à un dépôt au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique dans les deux directions ;
- Minimiser l'excentricité entre le Centre de Masse et le Centre de Rigidité ;
- Assurer la continuité des voiles verticalement ;
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable ;
- Eviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles ;
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile ;

- Assurer une ductilité suffisante ;
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.4.1. Voile périphérique (niveau sous-sol)

Le modèle initial de la structure étudiée comporte uniquement les voiles de la cage d'escalier et la cage d'ascenseur.

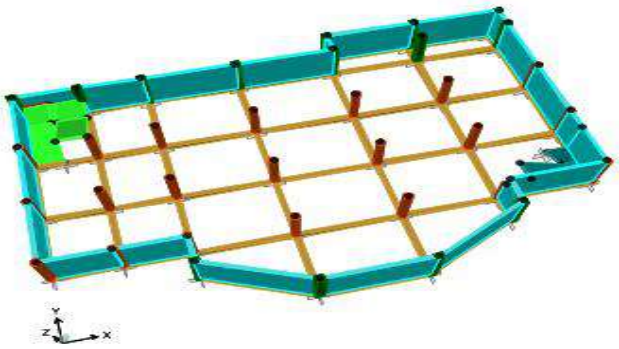
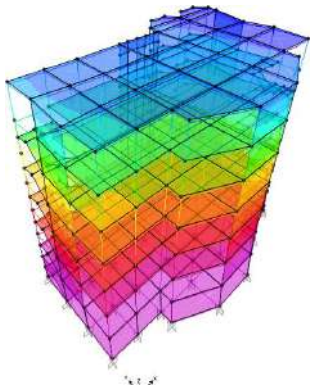
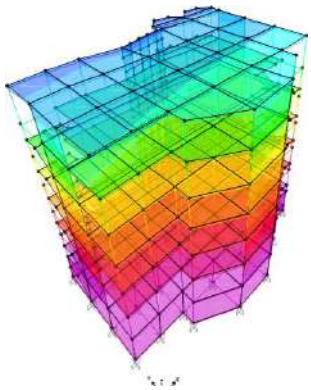
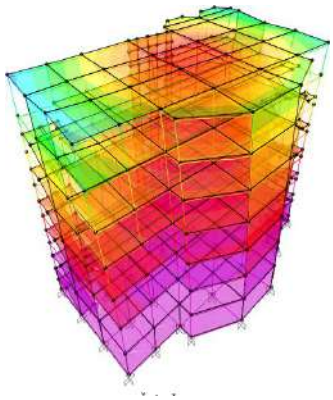


Figure IV .2 : la disposition des voiles périphérique (partie Sous-Sol)

Remarque :

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition représentée sur la figure ci-dessus.

			
Modes	Mode 1 / T1 = 0.344 s	Mode 2 / T2 = 0.264 s	Mode 3 / T3 = 0.205 s
Mode 1	0.58	63.02	0.53
Mode 2	63.02	0.47	0.03
Mode 3	0.02	0.39	61.66
comportement	***translation pure suivant l'axe (Y)***	***translation pure suivant l'axe (x)***	***rotation pure autour de l'axe (z)***

.

Tab. IV.1 **:** *Le comportement des trois premiers modes*

IV4.2.Excentricité

IV.4.1. Calcul d'excentricité : RPA version 2003[Art 3.5.1-a]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a. Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 32,75 m * Largeur du bâtiment = 23,65 m

b. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.91m * Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3,54 m.

IV.4.2.Centre de Centre de Rigidité & Centre de Masse

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Tab. IV.1 : *calcul du centre de Masse, centre de torsion.*

Diaphragme	Niveau	Masse et Centre de masse			Inertie et Centre d'inertie	
		W_i	X_G	Y_G	X_R	Y_R
Sous-sol	3	5655.563	17.329	11.859	17.800	9.306
RDC	6,74	5655.563	17.340	11.859	17.048	9.972
1^{er} étage	10,48	5600.462	17.330	11.779	17.137	10.292
2^{eme} étage	14,22	5051.392	17.378	11.775	17.265	10.521
3^{eme} étage	17,96	5051.392	17.378	11.775	17.388	10.698
4^{eme} étage	21,7	5032.919	17.069	11.710	17.499	10.846
5^{eme} étage	25,44	4498.211	16.963	11.743	17.596	10.965

IV.4 .3. Excentricité :

- ***Excentricité théorique (statique)*:**

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

$$e_X = |X_T - X_G| \quad , \quad e_Y = |Y_T - Y_G|$$

- ***Excentricités accidentelles (additionnelles) : RPA 99 version 2003 [Art 4.2.7]***
  - ✓ 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
  - ✓ excentricité additionnelle des plans :

$$\begin{cases} E_X = 0{,}05L_X \\ E_Y = 0{,}05L_Y \end{cases}$$

- ***Effets de la torsion accidentelle : RPA 99 version 2003 [Art 4.3.7]***

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à 0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.4

- ***Excentricité totale :***

Tab. IV.2 :*Calcul de l'excentricité totale.*

Excentricité				
Diaphragme	***Niveau (m)***	***$E_X = \|X_R - X_G\|$ (m)***	***$E_Y = \|Y_R - Y_G\|$ (m)***	***Obs***
Sous-sol(1)	*3*	0.471	2.553	***Vérifiée***
RDC	*6,74*	0.292	1.887	***Vérifiée***
1er étage	*10,48*	0.193	1.487	***Vérifiée***
2eme étage	*14,22*	0.113	1.254	***Vérifiée***
3eme étage	*17,96*	0.010	1.077	***Vérifiée***
4eme étage	*21,7*	0.430	0.864	***Vérifiée***
5eme étage	*25,44*	0.633	0.778	***Vérifiée***

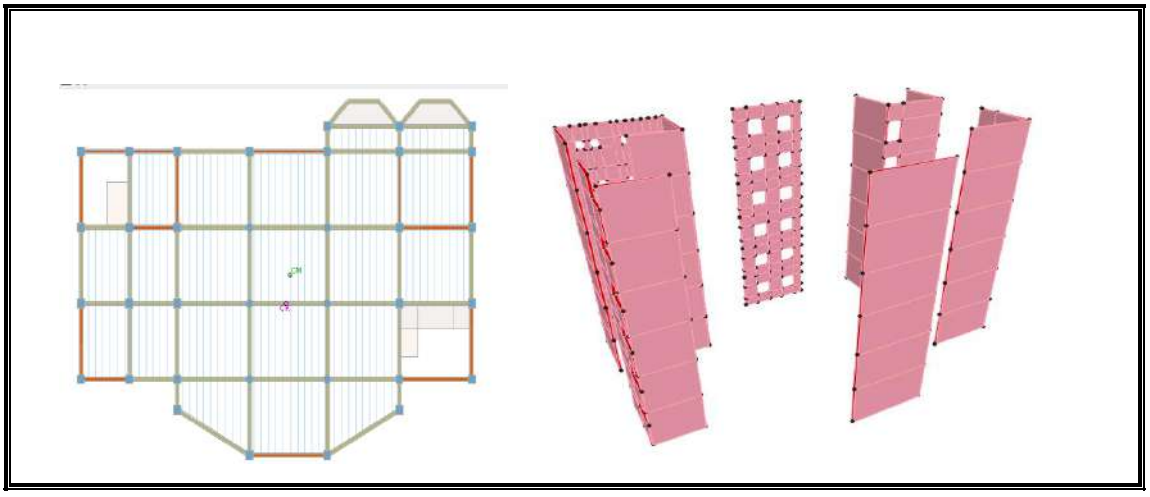


Figure IV. 2. la disposition des voiles

IV.6.Calcul dynamique du bâtiment : *RPA99v2003 [Art 4.1.1]*

IV.6.1.Choix de la méthode de calcul :

Pour analyser les efforts horizontaux qui sont appliqués au niveau des planchers, Le calcul peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Le bâtiment étudie présente une configuration régulière et dépasse 5 niveaux (17m) situé en **zone III** avec groupe d'usage **1B**. Selon **RPA 99 version 2003 [ART 4.1.2].**

Pour notre structure, la hauteur (H = 25,44.m), donc selon le RPA99V2003, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc en utilise la méthode dynamique modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse ***SAP2000 V22***

IV.6.2. La Méthode dynamique modale spectrale

IV.6.2.1. Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. **RPA 99 version 2003 [ART 4.3.1]**

IV.6.2.3. Modélisation :

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse ***"SAP2000.v22.0.0"***

IV.5.2.4. Le spectre de réponse de calcul : RPA99v2003 [Art 4.3.3].

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

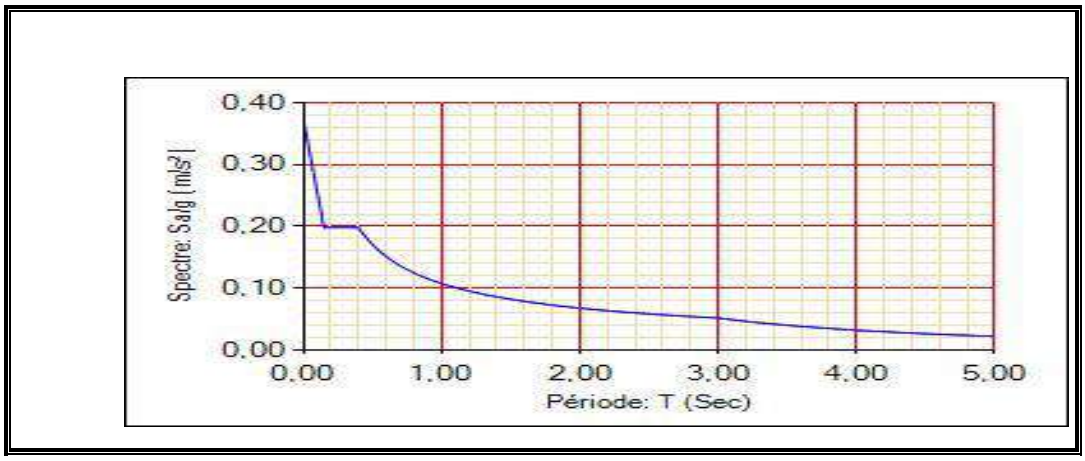


Fig. IV.3 : *Spectre de réponse X, Y.*

a) Coefficient d'accélération A : RPA99v2003 [Tab.4.1]

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 = 0,30

b) facteur de correction d'amortissement η:RPA99v2003 [Tab.4.2] :

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

$\xi = 7\ \%$

Avec : remplissage dense → η = 0,88

c) coefficient de comportement R : RPA99v2003 [Tab.4.3] :

Tab. IV.3 :*Coefficient de comportement R*

cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
2	**Voiles porteurs**	3.5

Donc :

Système de contreventement 2 : **R=3.5**

C.1) ***Justification du coefficient de comportement R :***

Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Suivant X : (Valeurs en pourcentage) :

Tab.IV.4 :.*Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***X (%)***

Diaphragme	***Sollicitations dues aux charges verticales***			***Sollicitations dues aux charges horizontales***		
	100	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
5eme étage	100	71.259	28.741	00	100	100.000
4eme étage	100	72.568	27.432	00	100	100.000
3eme étage	100	73.293	26.707	00	100	100.000
2eme étage	100	75.147	24.853	00	100	100.000
1er étage	100	76.744	23.256	00	100	100.000
RDC	100	81.434	18.566	00	100	100.000
Sous-sol	100	73.003	26.997	00	100	100.000

Suivant Y : (Valeurs en pourcentage) :

Tab.IV.5 :*Justification du coefficient de comportement* ***R*** *suivant* ***Y (%)***

Diaphragme	***Sollicitations dues aux charges verticales***			***Sollicitations dues aux charges horizontales***		
	Poids Nz	***Nz /Poteaux***	***Nz /Voiles***	***Effort tranchant***	***Tx /Poteaux***	***Tx /Voiles***
5eme étage	100	79.885	20.115	00	100	100.000
4eme étage	100	77.801	22.199	00	100	100.000
3eme étage	100	77.095	22.905	00	100	100.000
2eme étage	100	78.238	21.762	00	100	100.000
1er étage	100	78.618	21.382	00	100	100.000

RDC	100	80.940	19.060	100	100	100.000
Sous-sol	100	77.559	22.441	100	0.000	100.000

d) facteur de qualité Q : RPA99v2003 [Tab.4.4]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tab. IV.6 :*Facteur de qualité Q*

	Critère	***suivant X***		***suivant Y***	
		observé	***valeur***	***observé***	***valeur***
1	***Conditions minimales sur les files de contreventement***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
2	***Redondance en plan***	*oui*	*0*	*oui*	*0*
3	***Régularité en plan***	*Non*	*0 ,05*	*Non*	*0 ,05*
4	***Régularité en élévation***	*Non*	*0,05*	*Non*	*0,05*
5	***Contrôle de la qualité des matériaux***	*Non*	*0,05*	*Non*	*0,05*
6	***Contrôle de la qualité de l'exécution***	*Non*	*0,05*	*Non*	*0,05*

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0{,}2 = 1{,}2 \\ Q_y = 1 + 0{,}2 = 1{,}2 \end{cases}$$

d) Périodes caractéristiques : RPA99v2003 [Tab.4.7]

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \rightarrow \text{ Site S2}$$

IV.6.3. Résultats des vérifications de la structure:

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

Stabilité de la structure :

- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la Force sismique à la base.
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement.
- ✓ Vérification des déplacements (inter étage).
- ✓ Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ*.**

Résistance des éléments :

- ✓ Vérifications des déplacements inter-étage.
- ✓ Vérification du cisaillement des éléments.
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

IV.6.3.1. Vérification de participation massique : RPA99v2003 [4.3.4.a]

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

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale **à 90%** au moins de la masse totale de la structure.

Tab.IV.7 : *participation massique.*

StepType	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Mode	0.344	0.582	63.021	0.017
Mode	0.264	63.607	63.49	0.403
Mode	0.205	64.133	63.522	62.066
Mode	0.115	64.133	63.524	62.068
Mode	0.11	64.136	63.527	62.068
Mode	0.109	64.139	63.527	62.069
Mode	0.106	64.14	63.527	62.071
Mode	0.105	64.14	63.527	62.071
Mode	--	--	--	--
Mode	0.04	85.594	93.001	84.404
Mode	64	0.034	91.759	93.741
Mode	0.034	91.759	93.741	84.436
Mode		--	--	--
Mode	0.026	92.377	97.507	90.883
Mode	--	--	--	--
Mode	--	--	--	--
Mode	--	*100*	*100*	*100*

Résultat :

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au le $\mathbf{64}^{eme}$mode suivant l'axe (X).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au le le $\mathbf{57}^{eme}$63 ème mode suivant l'axe (Y).

La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au le $\mathbf{89}^{eme}$ ème mode auteur de l'axe (Z).

Le Nombre des modes retenus = 89 modes.

Le Temps des modes retenus = 5.44s.

On remarque que le sens X dissipé rapidement que le sens Y

IV.6.3.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : RPA99v2003.4.3.6]

IV.6.3.2.1.. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

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

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$ ***[4.3.4.a].***

- ***Calcul de la force sismique totale : RPA99v2003 [Art 4.2.3]***

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

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

Tab. IV.8 : *Calcul de la force sismique totale.*

A : coefficient d'accélération de zone	*A = 0, 30*	***[TAB.4.1 RPA99V2003]***
D:facteur d'amplification dynamique	$D_y = 2.5\eta$ *=2.155*	***[Art 4.2.3. (4.2) RPA99v2003]***
η : facteur de correction d'amortissement :	η *= 0.882*	***[TAB.4.2 RPA99V2003].***
T : période fondamentale	*Tx= 0.4 Ty=0.414*	***[Art 4.2.4 (4.6) RPA99v 2003] [Art 4.2.4 (4.7) RPA99v 2003]***
R:coefficient de comportement global	*R = 3.5*	***[Tab 4.3 RPA99v2003]***

Q : facteur de qualité	*Qx=1,2 Qy=1,2*	***[Tab.4.4 RPA99V2003] :***
Poids de la structure	*W= , $\beta = 0.2$, $\beta = 0.4$*	***[Art 4.2.3. (4.5)RPA99v2003]*** ***[Tableau 4.5 RPA99v2003]***

.

TabIV.9 :*Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.*

	Charge statique(KN)	***Charge dynamique(KN)***	***Ed/V***		***Obs***
Suivant x	*8113.101*	*6738.56*	*0.831*	0.80	***Vérifiée***
Suivant y	*7089.827*	*6703.09*	*0.945*	0.80	***Vérifiée***

Pour les deux direction (x,y) la condition vérifiée,

IV.6.3.3. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

IV.6.3.3.1 Le moment de renversement :

- Moment de renversement : $\sum_{i=1}^{n} M_r = \sum_{i=1}^{n} h_i f_i$
- Moment de stabilité : $\sum_{i=1}^{n} M_i = \sum_{i=1}^{n} X_{Gi} W_i$

Tab IV. 1 : Vérification de stabilité au renversement

Moment de stabilité		**Moment de renversement**		**Vérification**		
M_{sx} kN.m	M_{sy} kN.m	M_{rx} kN.m	M_{ry} kN.m	$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$	$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$	
436770.672	121968.1441	638334.95	119180.144	5.35	3.58	***Vérifiée***

Commentaire : La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions (X,Y.)

IV.6.3.4. Vérification du déplacement en tête du bâtiment *RPA version 2003 (Art 5.8)*

Déplacement réelle =R* Déplacement théorique

TabIV.11 : Déplacement sous la force Ed

$\delta_r X$ [cm]	$\delta_r X < \frac{H}{250}$ [cm]	*Vérifiée*	$\delta_r Y$ [cm]	$\delta_r Y < \frac{H}{250}$ [cm]
0.585	***2.047 <10.176***	***Vérifiée***	1.041	**3.64<*10.176***

Commentaire : Les déplacements en tête du bâtiment sont inférieurs aux déplacements admissibles dans les deux directions X et Y.

IV.6.3.5. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Suivant X

Tab. IV.12 **:** *Vérification des déplacements inter-étage* ***suivant X***

Niveau	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	δx (cm)
29,18	0.585	2.048	0.364	3.74	*Vérifiée*	0.68	3.5	0.585
25,44	0.481	1.684	0.378	3.74	*Vérifiée*	0.71	3.5	0.481
21,7	0.373	1.306	0.375	3.74	*Vérifiée*	0.7	3.5	0.373
17,96	0.266	0.931	0.35	3.74	*Vérifiée*	0.66	3.5	0.266
14,22	0.166	0.581	0.301	3.74	*Vérifiée*	0.56	3.5	0.166
10.48	0.08	0.28	0.217	3.74	*Vérifiée*	0.41	3.5	0.08
6,74	0.018	0.063	0.063	3.74	*Vérifiée*	0.12	3.5	0.018

Suivant Y ;

Tab. IV.13 : Vérification des déplacements inter-étage ***suivant X***

Niveau	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	δy (cm)
29,18	1.042	3.647	0.654	3.74	*Vérifiée*	1.22	3.5	1.042
25,44	0.855	2.993	0.672	3.74	*Vérifiée*	1.26	3.5	0.855
21,7	0.663	2.321	0.669	3.74	*Vérifiée*	1.25	3.5	0.663
17,96	0.472	1.652	0.623	3.74	*Vérifiée*	1.17	3.5	0.472
14,22	0.294	1.029	0.539	3.74	*Vérifiée*	1.01	3.5	0.294
10.48	0.14	0.49	0.385	3.74	*Vérifiée*	0.72	3.5	0.14
6,74	0.03	0.105	0.105	3.74	*Vérifiée*	0.2	3.5	0.03

Commentaire :

Les déplacements inter étage et les déformations sont inférieurs aux déplacements admissibles et déformations admissibles à tous les étages et dans les deux directions X et Y.

IV.6.3.6.Vérification de cisaillement des éléments :

- ***Les poutres [Art A.5.1 CBA93] :***

On doit vérifier :

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

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ ***Fissuration peu nuisible***

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ ***Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable***.

Tab. IV.14 :*Vérification de cisaillement des poutres.*

section	*b(cm)*	*h(cm)*	*T(kN)*	*comb*	*Situ*	*Ɣb*	*position*	*T (mpa)*	*Tadm (mpa)*	*Obs*
Pp 30.45	*30*	*45*	*256.2*	G+Q+ Q1+Edx	*Durable*	*1.5*	*inter*	*2.01*	*3.33*	***vérifier***
Ps 30.35	*30*	*35*	*143.9*	G+Q+	*Accident*	*1.1*	*inter*	*1.48*	*4.35*	***vérifier***

			1	Q1+Edx	*elle*	*5*				
P palier	*30*	*35*	*44.01*	G+Q+ Q1+Edx	*Accident elle*	*1.1 5*	*rive*	*0.45*	*3.26*	***vérifier***
P palier	*30*	*45*	*83.08*	G+Q+ Q1+Edx	*Accident elle*	*1.1 5*	*rive*	*0.65*	*3.26*	***vérifier***
Long35X35	*30*	*35*		G+Q+ Q1+Edx	*Durable*	*1.5*	*inter*		*2.5*	***vérifier***

Commentaire : Toutes les sections des poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes tangentielles de cisaillement».

- ***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** car l'effort sismique est absorbé uniquement par les voiles « théoriquement

Tab IV. 15 : Vérification de cisaillement des poteaux

Section	**b (cm)**	**h(cm)**	**L(cm)**	**combination**	**T**	**τ**	**τ_{adm}**	**Obs**
PT	*65*	*65*		G+Q+ Q1+Edx	*68.73*	*0.199*	*1*	***vérifier***
PT	*60*	*60*		G+Q+ Q1+Edx	*65.81*	*0.221*	*1*	***vérifier***
PT	*55*	*55*		G+Q+ Q1+Edx	*46.47*	*0.243*	*1*	***vérifier***
PTS	*65*	*65*		G+Q+ Q1+Edx	*21.76*	*0.057*	*1.88*	***vérifier***
PTS	*60*	*60*		G+Q+ Q1+Edx	*25.48*	*0.107*	*1.88*	

PTS	*55*	*55*		G+Q+ Q1+Edx	*12.34*	*0.065*	*1.88*	

Commentaire : toutes les sections sont justifiées valables pour résister aux contraintes tangentielles de cisaillement

- ***Le voile***

$\tau = \frac{V}{b.d}$ ***Avec :*** V=1.4Vu calculé.

$\bar{\tau} = 0.2 f c_{28}$.

On doit vérifier :

Tab. IV.16 : *Vérification de cisaillement des voiles.*

Direction	***Voile***	***b***	***L***	$\|V_u\|$	***Comb***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	*1*	*20*	*6.45*	*1266.23*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*1.593*	*5*	***Vérifiée***
	2	*20*	*4*	*829.88*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*1.612*	*5*	***Vérifiée***
	3	*20*	*6.45*	*767.34*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*0.90*	*5*	***Vérifiée***
	4	*20*	*4*	*627.51*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*1.22*	*5*	***Vérifiée***
	5	*20*	*4*	*435.38*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*0.847*	*5*	***Vérifiée***
	6	*20*	*6*	*741.35*	$G+Q+Q2+E_{dx}$	*0.961*	*5*	***Vérifiée***
Suivant Y	*A*	*20*	*5*	*1240.75*	$G+Q+Q2+E_{dY}$	*1.93*	*5*	***Vérifiée***
	B	*20*	*5*	*1234.26*	$G+Q+Q2+E_{dY}$	*1.92*	*5*	***Vérifiée***

	C	*20*	*5*	*1444.54*	$G + Q + Q2 + E_{dY}$	*1.78*	*5*	***Vérifiée***
	D	*20*	*5*	*1119.88*	$G + Q + Q2 + E_{dY}$	*1.74*	*5*	***Vérifiée***
	E	*20*	*5*	*925.71*	$G + Q + Q2 + E_{dY}$	*1.52*	*5*	***Vérifiée***
	F	*20*	*5*	669.68	$G + Q + Q2 + E_{dY}$	*1.04*	*5*	***Vérifiée***

IV.6.3.7.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 $:\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Suivant X, Y:

Tab. IV.17 : *Vérification l'effet* ***P-Δ suivant X,Y***

Niveau	w_i	Δk_x	Vk_x	θk_x	Δk_y	Vk_y	θk_y	h_i	*Obs*
25,44	**117763.138**	**0.37**	**1505.73**	**0.003**	**0.66**	**1497.8**	**0.005**	*374*	***Vérifiée***
21,7	**112938.725**	**0.37**	**1444.04**	**0.003**	**0.67**	**1436.44**	**0.006**	*374*	***Vérifiée***
17,96	**94460.993**	**0.38**	**1207.78**	**0.004**	**0.67**	**1201.43**	**0.008**	*374*	***Vérifiée***
14,22	**75568.794**	**0.35**	**966.23**	**0.005**	**0.62**	**961.14**	**0.009**	*374*	***Vérifiée***
10,48	**62837.161**	**0.3**	**803.44**	**0.006**	**0.54**	**799.21**	**0.01**	*374*	***Vérifiée***
6,74	**42303.589**	**0.22**	**540.9**	**0.006**	**0.38**	**538.05**	**0.011**	*374*	***Vérifiée***
3	**21151.794**	**0.06**	**270.45**	**0.003**	**0.11**	**269.02**	**0.006**	*3*	***Vérifiée***

Conclusion :

D'après les tableaux représentes ci-dessous, on constate que la structure étudiée est justifier vis -à-vis De l'effet **P-Δ.**

IV.6.3.7.Vérification de l'effort normal réduit à la base [[Art 7.4.3.1] 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.

Remarque :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux à la base ne vérifie pas d'après l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base on a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Sens X :

Tab. IV.18 :*Vérification de l'effort normal réduit à la base*

B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPA)	υ (MPa))		Obs
50	50	3969.00	31140.889	G+Q+Q1+Edx	25	0.317	0.3	Non vérifiée

Sens Y :

Tab. IV.19.*Vérification de l'effort normal réduit à la base*

B(cm)	h (cm)	N (kN)	Bc(mm²)	Comb	fc28 (MPA)	υ (MPa)		Obs
50	50	3969.01	3203.31	G+Q+Q1+Edx	25	0.323	0.3	Non vérifiée

Commentaire : La section (50*50) cm^2 n'est pas capable pour résister au risque de la rupture fragile sous les sollicitations d'ensemble dues au séisme.

- Donc il faut augmenter la section de poteau à (65*65) cm2

Sens X :

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

B(cm)	*h (cm)*	*N (kN)*	*Bc(mm²)*	*Comb*	*fc28 (MPA)*	υ (MPa))		*Obs*
65	*65*	*3317.25*	*2253.48*	G+Q+Q1+Edx	*25*	*0.289*	*30*	***vérifiée***

Sens Y :

Tab. IV.21 :*Vérification de l'effort normal réduit à la base*

B(cm)	*h (cm)*	*N (kN)*	*Bc(mm²)*	*Comb*	*fc28 (MPA)*	υ (MPa)		*Obs*
65	*65*	*3317.25*	*2250.76*	G+Q+Q1+Edx	*25*	*0.289*	*30*	***vérifiée***

Commentaire : tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

- **Conclusion**
  - La structure est stable.
  - Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

Chapitre :

V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur applicable en Algérie en L'occurrence le ***C.B.A93*** et ***R.P.A.99 version 2003***.

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

- les combinaisons données par les règles du ***C.B.A 93 :***
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du ***R.P.A99 version 2003*** :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

Situation durable:

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

Situation accidentelle:

- ✓ Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- ✓ Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du [R.P.A99v2003] :

- ***Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:***
- ***Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:***

V.2.2.2.Recommandations du [CBA93]:

- La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000} \qquad [\boldsymbol{A.7.1.2.1\ CBA93}]$$

➢ Le diamètre des armatures transversales est :

$$\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right] \qquad [\boldsymbol{A.6.4.2\ CBA93}]$$

➢ Calcule et vérification de l'espacement :

$$St = min[0.9d\ ;\ 40cm] \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.2\ CBA93}]$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.2\ CBA93}]$$

$$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right. \qquad [\boldsymbol{A.5.1.2.3\ CBA93}]$$

Avec : K=1, α=90^0**.**

V.2.3. Ferraillage longitudinal des poutres a l'ELU et ACC :

Tab. V.1 : *Ferraillage longitudinal des poutres (principales et secondaires)*

Poutres	position	N	position	Mu (KN.m)	comb	A_{s1} Calcul (cm^2)	A_{s1} choisie cm^2)	A_{s2} calcul (cm^2)	A_{s2} choisie (cm^2)
PP (45x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	514	Travée	138.02	ELU	8.72	3HA16+2C H16=10.05	00	3HA16=6.03
		522	Appui	-234.30	ELU	00	3HA16=6.03	15.93	3HA16+5C HA16=16.08
	4eme étage + 5eme étage	760	Travée	90	ELU	5.55	3HA14+1C H14=6.16	00	3HA14=4.62
		168	Appui	-168	ELU	00	3HA14=4.62	10.88	3HA14+5C HA14=12.32
PS(35x30)	RDC + 1er étage	813	Travée	48.36	G+Q+Q1+Edx	3.98	3HA14 =4.62	00	3HA14 =4.62

	+ 2eme étage	**853**	*Appui*	-65.47	**G+Q+Q1+Edx**	*00*	**3HA14 +1ChHA14 =6.16**	*5.35*	**3HA14 +1ChHA14 =6.16**
	4eme étage + 5eme étage	**678**	*Travée*	*28.31*	**G+Q+Q1+Edx**	*2.23*	**3HA12 =3.39**	***00***	**3HA12 =3.39**
		741	*Appui*	-31.87	**G+Q+Q1+Edx**	*0*	**3HA12 +1ChHA12 =4.62**	***3.54***	**3HA12 +1ChHA12 =4.62**

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS:

Après avoir calculé les armatures longitudinales, une vérification à l'E.L.S est nécessaire. La contrainte admissible de béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$= 0.6 f_{c28} **Pour :** $f_{c28} = 25\ MPA \rightarrow \overline{\sigma_b} = 15MPA$.

Si la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier seulement : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Tab .V.2 :*Vérification des contraintes à l'ELS des poutres (principales et secondaires)*

Poutres	***N***	***position***	***M_{ser} (KN.m)***	***comb***	*A1 choisie* (cm^2)	*A2 choisie* (cm^2)	***σ_b***	$\overline{\sigma_b}$	***Obs***
Poutre principale (45x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	*Travée*	*97.94*	*ELS*	***3HA16+2CH16=10.05***	***3HA16=6.03***	*8.76*	*15*	***Vérifiée***
		Appui	*-165.93*	*ELS*	***3HA16=6.03***	***3HA16+5CH16=16.08***	*13.86*	*15*	***Vérifiée***
	4eme étage	*Travée*	*66.34*	*ELS*	***3HA14+1CH14=6.16***	***3HA14=4.62***	*7.31*	*15*	***Vérifiée***

	+ 5eme étage	*Appui*	*-121.92*	*ELS*	***3HA14=4.62***	***3HA14+5CHA14=12.32***	*10.73*	*15*	***Vérifiée***
Poutre Secondaire (35x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	*Travée*	*20.47*	*ELS*	**3HA14 =4.62**	**3HA14 =4.62**	*3.76*	*15*	***Vérifiée***
		Appui	*-25.12*	*ELS*	**3HA14 +CH14 =6.16**	**3HA14 +CH 14 =6.16**	*4.94*	*15*	***Vérifiée***
	4eme étage + 5eme étage	*Travée*	*17.65*	*ELS*	**3HA12 =3.39**	**3HA12 =3.39**	*2.93*	*5.9*	***Vérifiée***
		Appui	*-20.12*	*ELS*	**3HA12 +1ChHA12 =4.62**	**3HA12 +1ChHA12 =4.62**	*3.76*	*7.9*	***Vérifiée***

V.2.5. vérification des poutres selon les conditions

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \text{Amin RPA} = 0.5\%\ \text{b.h} \ldots\ldots\ldots [\mathbf{3}] \\ \text{Amin CBA} = 0.1\%\ \text{b.h} \ldots\ldots\ldots [\mathbf{2}] \end{cases}$$

Tab. V.3 :*Vérification des poutres selon les conditions* ***[CBA et RPA].***

Poutres	***Poutres***	***position***	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} $(cm^2$	A_{min} CBA	Amin RPA	***Obs***
Poutre principale (45x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	*Travée*	***3HA16+2HA16 =10.05***	***3HA16=6.03***	*1.35*	*6.75*	***Vérifiée***
		Appui	***3HA16=6.03***	***3HA16+5CH16=16.08***			***Vérifiée***
	4eme étage+ 5eme étage	*Travée*	***3HA14+1CH14=6.16***	***3HA14=4.62***			***Vérifiée***
		Appui	***3HA14=4.62***	***3HA14+5CHA14=12.32***			***Vérifiée***
Secondaire	RDC + 1er	*Travée*	**3HA14 =4.62**	**3HA14 =4.62**	*1.05*		***Vérifiée***

	étage + 2eme étage	*Appui*	**3HA14 +CH14**	**3HA14 +CH14**		*4.6*	***Vérifiée***
	4eme étage+ 5eme étage	*Travée*	**3HA12 =3.39**	**3HA12 =3.39**			***Vérifiée***
		Appui	**3HA12 +1ChHA12**	**3HA12 +1ChHA12**			***Vérifiée***

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

Tab. V.4:*Calcul de* $\bar{\tau}_u$.

Fissuration	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tab .V.5 :*Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.*

Poutres	***Niveau***	***N***	***Vu (KN)***	***Comb***	τ_u ***(Mpa)***	$\overline{\tau_u}$ ***(Mpa)***	***Obs***
Pp (45x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	*529*	*252.37*	*ELU*	*1.97*	*4.34*	***Vérifiée***
	4eme étage+ 5eme étage	*446*	*171.44*	*ELU*	*1.34*		
PS (35x30)	RDC + 1er étage + 2eme étage	853	*42.51*	*ACC*	*0.43*	*4.34*	***Vérifiée***
	4eme étage+ 5eme étage	*851*	*31.66*	*ACC*	*0.32*		

V.2.7. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✓ Selon le RPA 99:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003.b \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12\varphi\right) \quad \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \quad \text{(zone courante)} \end{cases}$$

✓ Selon le CBA 93:

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\, f_{tj}.k\right)}{0.9\, f_e\left(\cos\alpha + \sin\alpha\right)} \\ S_t \leq \min\left(0.9d; 40cm\right) \\ \dfrac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant

Tab. V.6 :*Calcul des armatures transversales et leur espacement*

		CBA 93		***RPA 99***			***$S_{t\,adopté}$ (cm)***		
Section	***τ_u (Mpa)***	***S_t (cm)***	***A_t (cm^2)***	***S (ZN) (cm)***	***S'(ZC) (cm)***	***At (cm^2)***	***S (ZN)***	***S'(ZC) (cm)***	***$A_{t\,choisie}$ (cm^2)***
PP (30x45)	*1.97*	*38.25*	*1.14*	*9.60*	*22.5*	*0.86*	*10*	*15*	**1.51=*3HA8***
PP (30x45)	*1.34*	*38.25*	*1.14*	*9.60*	*22.5*	*0.86*	*10*	*15*	**1.51=*3HA8***
PS (30x35	*0.43*	*29.25*	*0.87*	*8.75*	*17.5*	*0.78*	*10*	*15*	**1.51=*3HA8***
PS (30x35	*0.32*	*29.25*	*0.87*	*8.75*	*17.5*	*0.78*	*10*	*15*	**1.51=*3HA8***

V.2.8. Vérification de la flèche :

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « ***l'annexe D*** » *du* ***CBA93***

Tab. V.7 :*Vérifications de la flèche.*

Section	M (KN.m)	L (cm)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	F calculée (mm)	F admissible	Obs
PP (30×45)	97.74	6.45	10.05	6.03	5.5	11.45	vérifiée
PP (30×45)	66.34	6.45	6.16	4.62	3.4	11.45	vérifiée
PS	20.47	5	4.62	4.62	2.6	10	vérifiée
PS	17.65	5	3.39	3.39	1.2	10	vérifiée

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment Fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

our équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas Extrêmes suivant :

- ✓ $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- ✓ $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- ✓ $M_{max}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

On va récapituler tous les résultats de calcul dans tous les poteaux dans le tableau suivant :

V .3.1. Détermination des armatures longitudinales :

Tab. V.8 :*Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux carre*

Niveaux		Cas	N	M_x	M_y	$A_{Calculé}$		$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
						As_1	As_2			
(65 X65)	64	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2602.048	-0.79	43.27	6.5	3.9	10.4	38.025	**20HA16 = 40.21**
	188	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1227.40	15.83	71.07					
	56	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	219.266	6.44	18.52					
(60X60)	62	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	16661.46	4.27	60.83	6	3.6	9.6	32.04	**4HA16+ 16CH14 = 32.67**
	185	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	159.313	4.63	52.04					
	54	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	679.44	17.93	72.01					
(55 x 55)	60	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	882.29	5.35	46.12	5.5	3.3		27.22	**20HA14 = 30.79**
	182	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	56.06	19.18	53.33					
	50	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	154.90	32.62	88.24					

Tab. V.9 :*Efforts et sections d'acier adoptées pour les poteaux circulaire*

Niveaux		Cas	N	M_x	M_y	$A_{Calculé\ Total}$	A_{min} (RPA)	A_{final} (cm^2)
(65 x 65)	148	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	2973.087	-6.19	22.46	8.168	29.84	**20HA16 =40.21**
	40	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	224.98	19.13	48.74			
	91	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	2281.16	20.28	57.5			
(60X60)	144	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	3131.21	4.7	15.91	7.54	25.43	**4HA14 = 30.39**
	133	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	304.87	24.01	60.13			
	86	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	314.98	27.144	64.67			
(55 x 55)	146	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1900.34	2.07	19.24	6.9	21.37	**14HA14 = 21.55**
	138	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	1240.522	16.06	33.07			
	90	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	1773.925	17.04	43.025			

V .3.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissibles suivantes :

- ✓ Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$.
- ✓ Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$.

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=201.63MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tab. V.10 :*vérification des armatures à ELS des poteaux*

Niveaux		Cas	N	M_x	M_y	A_{chiosi} (cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_s}$
(65 x 65)	64	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1871.452	0.65	30.63	40.21	4.49	15	00	65.95	201.63
	188	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	159.313	4.63	13.31		0.65		00	9.054	
	56	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	883.617	11.36	50.41		2		00	4.86	
(60 x 60)	62185	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	1202.38	3.16	43.11	32.67	4.09		00	58.55	201.63
	54	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	251.624	13.45	37.91		1.97	15	9.45	26.10	
	60	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	495.37	14.75	48.36		2.72		0.86	37.15	
(55 x 55)	182	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	634.008	3.96	33.99	30.79	3	15	00	4.69	201.63
	50	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	40.949	14.15	38.99		3.15		82.96	43.94	
	64	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	133.38	23.57	64.10		4.90		102	65.	

									.13	205	

Tab. V.11 :*vérification des armatures à ELS des poteaux circulaire*

Niveaux		Cas	N	M_x	M_y	A_{chosi} (cm^2)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma_s}$
(65 x 65)	148	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	2131.21	4.7	15.91	40.21	4.184	15	00	61.12	400
	40	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	1612.94	43.81	34.64		6.68		00	98.06	
	91	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1639.69	14.60	40.97		6.33		00	93.81	
(60 x 60)	144	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	733.09	0.047	12.55	30.39	3.70	15	00	45.31	400
	86	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	222.92	17.32	43.67		4		00	55.41	
	146	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	230.21	19.58	46.95		4.49		00	60.91	
(55 x 55)	138	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1371.44	1.47	13.67	21.55	6.35	15	00	94.27	400
	90	$N_{mim} \rightarrow M_{corr}$	902.34	11.52	23.822		5.91		00	75.80	
	148	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	1280.24	12.69	30.63		7.112		00	103.94	

V .3.3.Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le ***RPA2003 « Art 7.4.2.2 »*** :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

Remarque :

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tab. V.12 : *les armatures transversales et leurs espacements*

Etage	V	Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
Sous-sols	45.052	65x65	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	31.67		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
RDC+1^{er}+$2^{éme}$	38.78	60x60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	28.52		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
$4^{éme}$+$5^{éme}$	29.05	55x55	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	17.63		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

Tab. V.13 : *les armatures transversales et leurs espacements (circulaire)*

Etage	V	Section	Zone	St(cm)	A_{adop}
Sous-sols	47.982	65x65	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	36.54		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
RDC+1^{er}+$2^{éme}$	34.09	60x60	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	29.52		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$
$^{+}4^{éme}$+$5^{éme}$	22.92	55x55	Nodale	10	$4\emptyset 8 = 2.01$
	18.41		Courante	15	$4\emptyset 8 = 2.01$

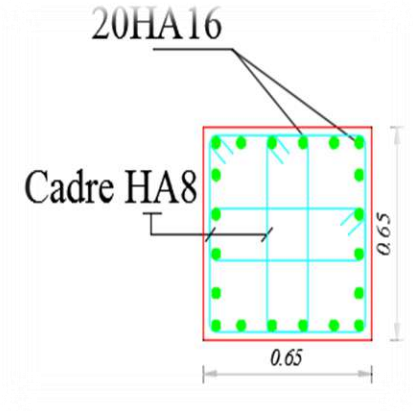


Figure V.1.. Ferraillage des poteaux 65x65

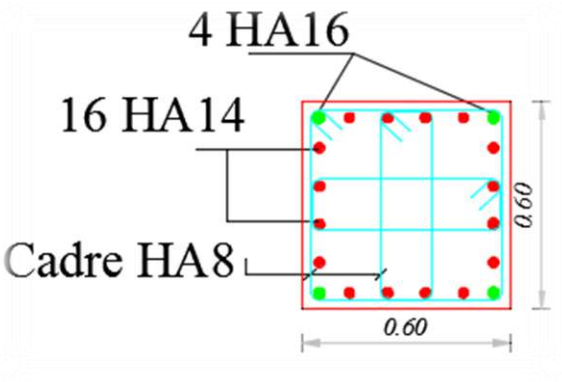


Figure V.2.. Ferraillage des poteaux 60x60

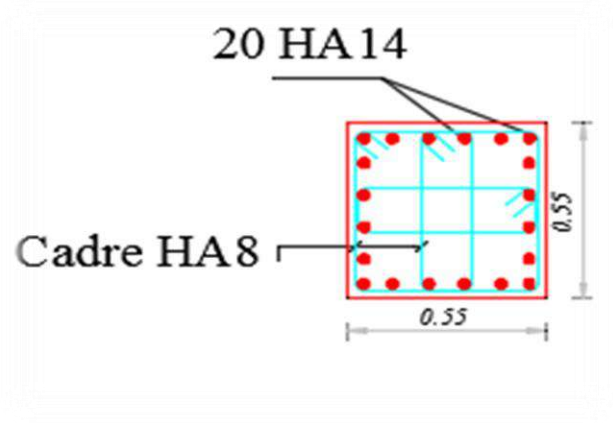


Figure V. 1. Ferraillage des poteaux 55x55

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

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

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

V.4.2.Les voiles pleins :

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

- ✓ Les aciers verticaux.
- ✓ Les aciers longitudinaux.
- ✓ Les aciers transversaux.

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1.Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

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

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2.Les linteaux :

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

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- ✓ Des aciers diagonaux Ad

V.4.4.Recommandations des règlements :

V.4.4.1.Recommandation du [RPA99v2003] :

- ✓ ***Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1] :***

Av =0.2%Bt dans la section tendue du voile.

Av =0.15%B dans la section globale du voile.

Av =0.10%B dans la section courante.

- ✓ ***Armatures horizontales :***

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V.

- ✓ ***Calcule et vérification de l'espacement :***

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$Sh \leq \min [1.5a; 30cm]$

- ✓ ***Armatures transversales :***

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2.Recommandations du [CBA93] :

- ✓ ***Armatures verticales :***

$$0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- ✓ ***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**]

$\frac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \gamma_s (\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}$ ... ... [**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

- ✓ ***Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux :***

La contrainte limites de cisaillement :

$\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d} \Longrightarrow V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

V.4.4.3.Recommandations pour les voiles et les trumeaux :

La longueur de recouvrement doit être égale :

- ✓ 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- ✓ Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser
- ✓ $\varphi v, \varphi h \leq \frac{1}{10} . a$
- ✓ a : largeur de voile

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

Tab. V.14 :les sollicitations des voiles pleins (Suivant X)

	Voile	*L (m)*	*a (Cm)*	*N (kN)*	*M (kN.m)*	*Etats De section*	*Combi naison*	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
RDC	V_1	*775*	*20*	*929.189*	*5908.781*	SEC	*Acc*	*2.34*	*9.28*

$5^{ém}$	V_2	775	20	479.219	1750.662	SEC	Acc	2.31	9.28
RDC	V_1	530	20	107.021	1773.077	SEC	Acc	3.99	3.96
$5^{ém}$	V_2	510	20	39.653	143.901	SEC	Acc	1.53	6.12

Tab. V.15 : les sollicitations des voiles pleins (Suivant Y)

	Voile	L (m)	a (Cm)	N (kN)	M (kN.m)	Etats De section	Combinaison	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
RD	V_3	630	20	191.240	4839.65	SEC	Acc	4.74	4.71
$5^{é}$ m	V_3	610	20	32.597	339.8161	SEC	Acc	1.81	7.32

Tab. V.16 :*Vérification des armatures des voiles* ***à ELS sansX***

	voile	L_N (cm)	A_{vt} 1 (cm²)	A_{vt} (cm²)2	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)	Lcr ((cm)	$A_{v\,cr}$ (cm²)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm²)
RDC	V_1	78	0	8.60	10	**2*(8HA12)=18.09**	619	15.50	20	**2*(31HA8) =31.15**
$5^{é}$ m	V_2	77	0	1.2	15	**2*(8HA10)=12.56**	611	15.10	30	**2*(21H10)= 21.10**
RDC	V_1	133	0	11.18	10	**2*(8HA14)= 24.62**	264	10.69	20	**2*(13HA8) =13.06**
$5^{é}$ m	V_2	51	0	0.95	15	**2*(8HA8)= 8.04**	408	10.20	30	**2*(14HA8= =14.07**

Tab. V.17 :*Vérification des armatures des voiles* ***à ELS sans Y***

	voile	L_N (cm)	A_{vt1} (cm^2)	A_{vt2} (cm^2)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Lcr ((cm)	A_{vcr} (cm^2)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
RDC	V_3	*158*	*0*	*25.10*	*10*	***2*(8HA16) = 32.15***	*314*	*12.60*	*20*	***2*(16HA8) =16.08***
5 ém	V_3	*61*	*0*	*1.04*	*15*	***2*(8HA8)= 8.04***		*12.12*	*30*	***2*(16HA8) =16.08***

V.4.5.2.Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

Tab. V.18 :*Vérification des armatures des voiles* ***à ELS sans X***

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X	V_1	*20*	*775*	*1432.622*	*244.026*	3.64	15	*Vérifiée*
	V_1	*20*	*775*	*694.927*	*37.207*	1.31	15	*Vérifiée*
	V_2	*20*	*530*	*600.378*	*38.813*	2.76	15	*Vérifiée*
	V_2	*20*	*510*	*186.194*	*71.855*	*1.56*		*Vérifiée*

Tab. V.19 :*Vérification des armatures des voiles* ***à ELS sans Y***

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Obs
Y	V_3	*20*	*630*	*799.874*	*240.659*	4.06	15	*Vérifiée*
	V_3	*20*	*550*	*124.60*	*51.25*	1.65	15	*Vérifiée*

*V.4.5.3.*Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times Tu \ldots. [3]$$

Tab. V.20 **:** vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Verification
X	V_1	*20*	*775*	*1236.702*	*0.798*	*15*	***Vérifiée***
	V_1	*20*	*775*	*477.044*	*0.313*	*15*	***Vérifiée***
	V_2	*20*	*530*	*517.04*	*0.525*	*15*	***Vérifiée***
	V_2	*20*	*510*	*571.844*	*0.141*	*15*	***Vérifiée***

Tab. V.22 :Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Verification
Y	V_3	*20*	*630*	*1129.076*	*0.896*	*1.5*	***Vérifiée***
	V_3	*20*	*610*	*203.816*	*0.67*	*1.5*	***Vérifiée***

V.4.5.4.Calcul des armateurs horizontaux.

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

Selon le **: [2]** et **[3]**

$$\mathbf{A_h}=\text{Max}\{\frac{2}{3} \times \boldsymbol{A_{vch}}; \mathbf{0.15}.\%.\boldsymbol{a}.\boldsymbol{h_e}\}.$$

- **Armatures transversales**

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

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile selon **[3]**

Tab. V.23: *Calcul des armateurs horizontaux sansX*

Niveau	*voile*	H (cm)	h_e (cm)	h_p (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
RDC	V_1	*3.05*	*3.29*	*65*	***20***	***2*(16HA8)= 16.08***
5ém	V_2	*3.05*	*3.29*	*55*	***30***	***2*(16HA8)=16.08***
RDC	V_1	*3.05*	*3.29*	*65*	***20***	***2*(16HA8)=16.08***
5ém	V_2	*3.05*	*3.29*	*55*	***30***	***2*(16HA8)=16.08***

Tab. V.24 :*Calcul des armateurs horizontaux sans Y*

Niveau	*voile*	H (cm)	h_e (cm)	h_p (cm²)	S (cm)	$Ah_{adoptée}$ (cm²)
Y	V_3	*3.74*	*3.39*	*65*	*20*	***2*(17HA8)=17.09***
	V_3	*3.74*	*3.29*	*55*	*30*	***2*(11HA8)=11.05***

V.4.6.Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.6.1.Les trumeaux.

V.4.6.1.1.Armatures verticales.

Tab V. 1 les sollicitations des trumeaux (Suivant X).

	Voile	L (m)	a (Cm)	N (kN)	M (kN.m)	Etats De section	Combi naison	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}
RDC	V_4	137	20	**320.41**	327.336	SEC	Acc	0.42	1.63
5éme	V_4	137	20	**158.036**	77 .798	SEC	Acc	0.42	1.63

Tab V. 2 La section calculée d'armatures verticales des trumeaux (X).

voile	L_N (cm)	$A_{v\,t\,1}$ (cm^2)	$A_{v\,t\,2}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Lcr ((cm)	$A_{v\,cr}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{adoptée}$ (cm^2)
V_1	14	0	2.54	6	**2*(8HA8)= 8.04**	109	2.74	12	**2*(9HA8) =9.04**
V_2	14	0.75	0	8	**2*(6HA8)= 6.03**	109	1.74	16	**2*(7HA8) =7.03**

V.4.6.1.2.Vérification des armatures à ELS

$\overline{\sigma_b}$=0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ [2]

Tab V. 3 vérification des armatures à ELS (sens x)

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	N [kN]	M [kN.m]	σb	$\overline{\sigma_b}$	Obs
X	V_4	20	137	492.768	36.343	1.45	15	
	V_4	20	137	71.620	21.388	0.23	15	**Vérifiée**

*V.4.6.1.3.*Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = Vu/(b \times d) \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 \times Tu \ldots. [3]$$

Tab V.28 : Vérification des contraintes de cisaillement à ELU

Sens	Voile	a [cm]	L [m]	1.4Tu[kN]	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Verification
x	V_4	*20*	*137*	*345.987*	*1.263*	*15*	***Vérifiée***
	V_4	*20*	*137*		*0.337*	*15*	***Vérifiée***

V.4.6.1.4.Calcul des armateurs horizontaux.

Tab. V.29 :*Calcul des armateurs horizontaux sans Y*

voile	**H** (cm)	**h_e** (cm)	**h_p** (cm^2)	**S** (cm)	**$Ah_{adoptée}$** (cm^2)
V_4	*3.05*	*3.29*	*65*	***20***	*32HA8=16.08*
V_4	*3.05*	*3.29*	*55*	***20***	*32HA8=16.08*

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages ***"linteaux".***

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.6.2.1. Recommandation du [Art 7.7.2.] [RPA99v2003]:

La contrainte limites de cisaillement :

- $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \dfrac{V}{b.d}$ ***avec*** : $V = 1.4 \times Vu$ calculé

- ***Premiers cas (τb ≤ 0.06fc28) [Art 7.7.3.1RPA99v2003] travail en*** **flexion simple**
  - **Aciers longitudinaux [3]**

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

  - **Aciers transversaux**

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

- **Linteau long [3]**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$$Z = h - 2d' \qquad \bar{V} = 1.4V_u$$

Deuxième cas (τb> 0.06fc28) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] travail en traction /Comperssion

✓ **Aciers diagonales [3]**

Les efforts (M ,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2f_e sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h-2d'}{l}\right)$$

a) Ferraillage minimal [3]

b) Armatures longitudinales

$$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

c) Armatures transversales

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

S : Espacement entre les cadres

d) Armatures de peau

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

➢ ***Voile 4 :***

Tab. V.30 : *Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V4)*

Niveau	*e (cm)*	*H (cm)*	*L (cm)*	T	M	τ	$\bar{\tau}$	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	*20*	*2.94*	*70*	*652.551*	*249.718*	*1.76*	*1.5*	***Traction/compression***
4et 5	*20*	*2.94*	*70*	*255.224*	*63.65*	*0.86*	*1.5*	***Flexion Simple***

➢ ***Voile 5 :***

Tab. V.31 :*Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux (V5)*

Niveau	e (cm)	H (cm)	L (cm)	T	M	τ	$\bar{\tau}$	$\sigma_b \leq 0.06 f_{c28}$
R-1er	20	2.14	1.5	442.04	321.064	1.61	1.5	Traction/compression
4et 5	20	2.14	1.5	130	84.158	0.47	1.5	Flexion Simple

- ***Voile 4 :***

Tab. V.32 : *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	AL	At	AP	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	8.35	8.82	1	11.76	20	2x (4HA12)= 9.04	2x (HA8=12x (4HA12)=9.04	2x (HA8)=1	2x (12HA8)=12.06
1er 2	/	0.77	1 esp= 10	11.76	20	/	2x (2HA8)=4.02	2x (HA8)=1	2x (12HA8)=12.06

- ***Voile 5 :***

Tab. V.33 : *Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux*

Niv	$A_{calculé}$ (cm)²					A_{choisi} (cm)²			
	AD	AL	At	AC	Sp	AD	AL	At	AC
R-1er	6.67	6.42	1 Esp =20	8.56	20	2x (4HA12)=9.04	2x (4HA12)=9.04	2x (HA8)=1	2x (10HA8)=10.05
1er 2	/	1.41	11 esp= 10	8.56	15	/	2x (4HA8)=4.52	2x (10HA10)=15.72x (HA8)=1	2x (9HA8)=9.04

V.4.7. calcul du mur de soutènement périphérique :

Le mur de soutènement périphérique est assimilé à une dalle sur deux appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs

Selon le RPA2003, l'épaisseur minimale des voiles est *:* $e \geq 15$ ***cm***,

Dans notre cas on adoptera une épaisseur de ***15 cm.***

VI.4.7.1 Calcul de la poussée des terres :

$$P = \frac{1}{2}\gamma_{remblai} * K_\gamma * h^2$$

Avec :

$K_\gamma = tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$\gamma_{remblai} = 19\ kN$, $\varphi = 23°$ $\Rightarrow$ $K_\gamma = 0.44$

$h = 3.$ $\Rightarrow$ $P_1 = \frac{1}{2}(19 * 0.44 * 3.^2) = 48.32kN$

$h = 6.$ $\Rightarrow$ $P_2 = \frac{1}{2}(19 * 0.44 * 6.^2) = 193.28\ kN$

$P_{répartie} = \frac{P_1 - P_2}{2} + P_1 = \frac{193.28 - 48.32}{2} + 48.32 = 120.80kN/ml$

Le calcul se fera par ***la méthode forfaitaire*** pour une bande de 1m.

$$P_u = 1.35 * P = 163.08\ kN \quad , \quad P_{ser} = P = 120.80\ kN$$

Le mur de soutènement périphérique le plus sollicité a comme largeur $\boldsymbol{l_y = 5\ m}$ et comme hauteur $\boldsymbol{l_x = 6.45.m}$; Ceci revient à dimensionner une dalle sur 2 appuis.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.}{6.45} =$ 0.77 ≥ 0.4 ; La dalle travailles dans les deux directions :

- ✓ Selon le petite portée x : $M_x = \mu_x$ * q *$l^2{}_x$.
- ✓ Selon le grand porté y : $M_y = \mu_y * M_x$.

$\mu_x\ et\ \mu_y$: Sont des coefficients données en fonction de α et de l'état limite considéré. On va considérer ***L'ELU on donc*** :

μ_x = 0.0710 ; μ_y =0.4034.

$M_{0x\,u} = \frac{P_u * l_x^2}{8} = 235.65\ kN.m.$

$M_x = \mu_x$ * q *$l^2{}_x$ = *133.84 kN.m*

$M_y = \mu_y * M_x$ = 53.99 $kN.m$

$M_{t\,x} = M_x * 0.8 = 107.07kN.m$; $M_{ax} = M_x * 0.5 = 66.92\ kN.m.$

$M_{t\,y} = M_y * 0.8 = 43.19kN.m$; $M_{ay} = M_x * 0.5 = 26.99\ kN.m$

Tab. V.34 : *La section d'armatures du voile périphérique.*

	Suivant X				Suivant Y			
	M $(kN.m$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t (cm)	M $(kN.m)$	A_{cal} (cm^2)	A_{ch} (cm^2)	S_t $(cm$
Armatures en travées	107.07	20.04	**10HA16=20.11**	10	43.19	7.49	**7HA12=7.92**	15
Armatures aux appuis	66.92	11.24	**10HA12=11.31**	10	26.99	4.58	**7HA12=7.92**	15

VI.4.7.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{0x\,ser} = \frac{P_{ser} * l_x^2}{8} = 174.55\ kN.m$$

$M_x = \mu_x * q * {l^2}_x = 99.14\ kN.m$

$M_y = \mu_y * M_x = 39.99\ kN.m$

$M_{t\,x} = M_x * 0.8 = 79.312 kN.m;\ M_{ax} = M_x * 0.5 = 49.57\ kN.m.$

$M_{t\,y} = M_y * 0.8 = 27.19 kN.m;\ M_{ay} = M_x * 0.5 = 16.99\ kN.m$

$\overline{\sigma_b} = 15MPa \quad , \quad \overline{\sigma_s} = 201.63MPa$

Tab. V.35 : *Vérification des contraintes* ***à l'ELS****.*

	Contraintes en travées				Contraintes aux appuis				
M_t $(kN.m$	A_{ch} (cm^2)	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
72.22	*20.11*	*7.3*	*246.9*	***Non Vérifiée***	*45.14*	*11.31*	*7.9*	*49.7*	***Vérifiée***

Vu que la contrainte dans l'acier en travée n'est pas vérifiée, on va augmenter l'épaisseur du voile périphérique vers ***a=25cm*** et on refait la vérification des contraintes.

Tab. V.36 :*Vérification des contraintes* ***à l'ELS****.*

	Contraintes en travées				Contraintes aux appuis				
M_t $(kN.m$	A_{ch} $(cm^2$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$	M_a $(kN.m)$	$A_{a\,cal}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s' (MPa)	$\sigma \leq \overline{\sigma}$
72.22	*20.11*	*7.3*	*186.4*	***Non Vérifiée***	*45.14*	*11.31*	*7.9*	*49.7*	***Vérifiée***

VI.5.8 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = Min\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right]$$

$$T_e = -\frac{P_u * l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l} \quad , \quad T_w = \frac{P_u * l}{2} + \frac{M_{a\,w} - M_{a\,e}}{l}$$

$$T_e = -\frac{163.08 * 3.4}{2} + \frac{60.93 - 60.93}{l} = 190.32\ kN$$

$$\tau_{max} = \frac{187.5*10^3}{(1000*220)} = 1.088\ MPa \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.167\ MPa$$ ***Vérifiée***

Chapitre :

VI

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

VI. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations:

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

VI.2 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.3.Choix de la fondation :

VI.3.1 Semelle isolé :

VI.3.1.1 Dimensionnement des semelles isolées (à l'ELS)

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

.**Tab.VI.1 :** *Dimensionnement des semelles isolées* ***à l'ELS.***

Semelle	N_{ser} (KN)	M_X	M_Y	σ_{sol} (MPa)	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	H (Cm)	H_{adop} (Cm)
S-i-1	2105 .48	1.68	-9.22	*1.8*	3.42	3.42	3.8	3.8	*30*	*65*
S-i-2	902.78	3.77	4.78	*1.8*	2.24	2.24	2.9	2.9	*30*	*60*
S-i-3	1445.27	3.54	3.06	*1.8*	1.63	1.63	2.83	3.2	*30*	*60*

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

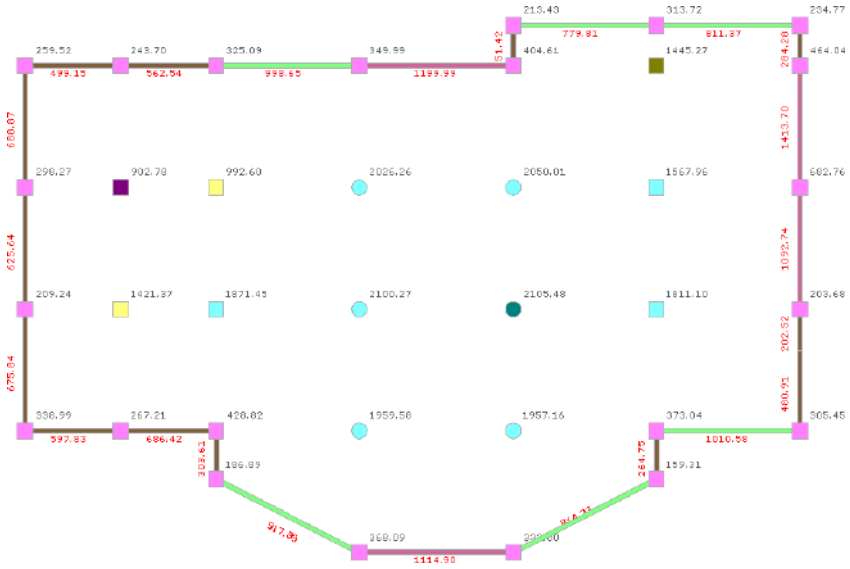


Fig. VI.1 :.Les efforts normaux des poteaux et des voiles à EL

VI.3.1.2. Vérification stabilité au renversement a ELS RAP2003 Art 10.1.5

Tab.VI.2 : *Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	Nz/ml (KN/ml)	Mx/ml (KN.m)	My/ml (KN.m	$e_A = \frac{M_u}{N_u}(m)$	$e_b = \frac{M_u}{N_u}(m$	$\frac{A}{4}$ (cm	$\frac{B}{4}$ (cm	Vérifié
S-f1	2105 .48	1.68	-9.22	*0.36*	*0.066*	*95*	*95*	***Vérifiée***
S-f2	902.78	3.77	4.78	*3.06*	*0.0203*	*80*	*80*	***Vérifiée***

S-f3	1445.27	3.54	3.06	*0.333*	*0.49*	*72.5*	*72.5*	***Vérifiée***

VI.3.1.3. Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: [CBA91Art A.5.2.4.2]

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 . h . Uc . f_{c28} / \gamma_b$

$U_C = [(a + b) + 2h]$.

Tab.VI.3 : *Vérification de poinçonnement de la Semelle filante*

semelle	N_U	h	F_{Limite}	Vérifié
S-f1	2937.27	65	2937.27	***vérifiée***
S-f2	2000.93	65	2535.00	***vérifiée***
S-f3	1254.47	65	2250.00	***vérifiée***

VI.3.1.4Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation.

Tab. VI.4 *: Vérification du chevauchement.*

A (m)	***A' (m)***	$\mathbf{1.5}\frac{(A + A')}{2}$	***L (m)***	$L > 1.5\frac{(A + A')}{2}$
3.8	3.8	5.7	6.45	***Non Vérifiée***

Remarque **:** On doit passer aux semelles filantes parce qu'on a eu un chevauchement entre les semelles isolées.

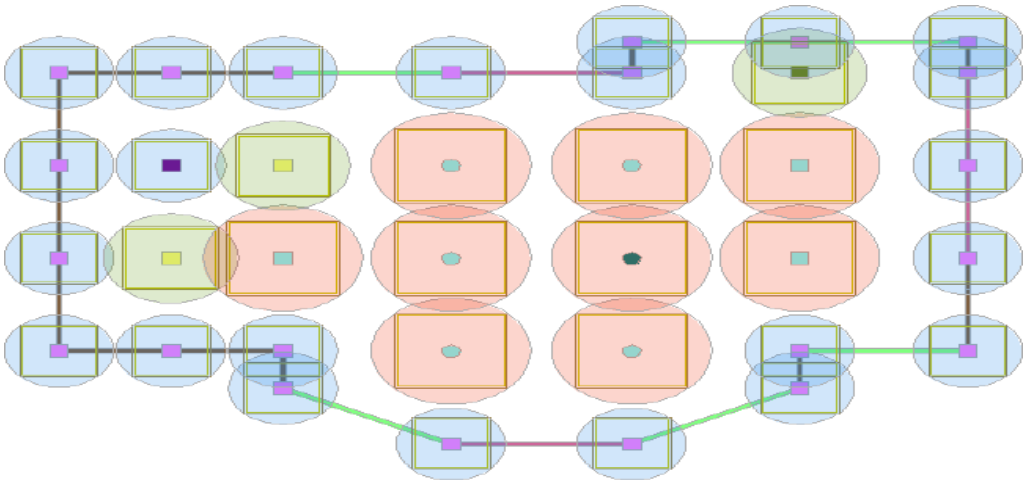


Fig. VI. 1 : Schéma des chevauchements entre les semelles isolées

VI-3-2 Semelle Filante:

VI-3-2-1-Dimensionnement des semelles filantes (à l'ELS) :

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.

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

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \implies \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} ; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

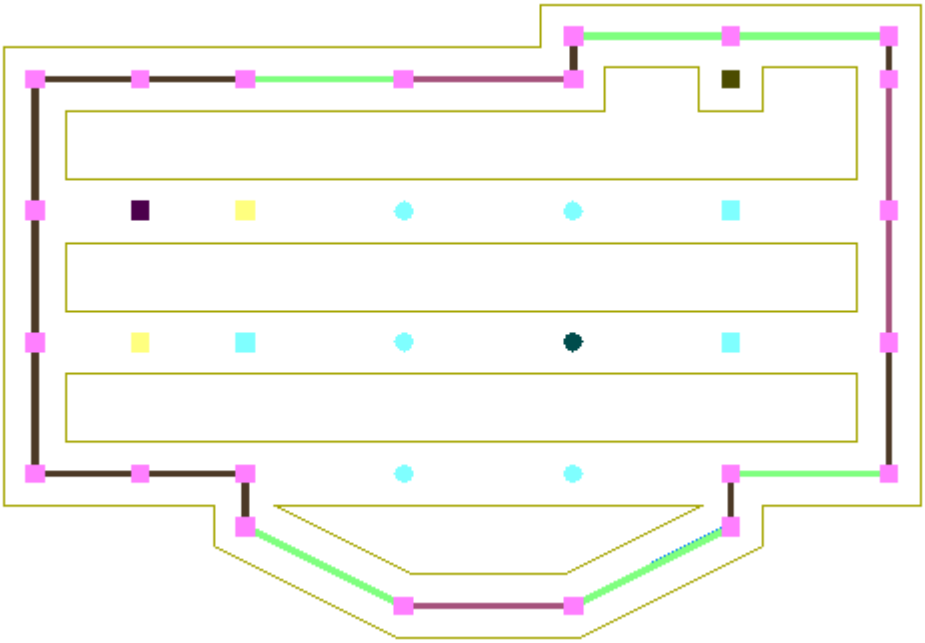


Fig.VI. 3.*Disposition des semelles filante.*

Tab. VI.5 : *Dimensionnement des semelles filantes :*

Semelle	*Nser(KN)*	σ_{sol} *(MPA)*	*B(m)*	B_{adop} *(m)*	*L (m)*	*H(Cm)*	H_{adop}*(Cm)*
S-f1	*9513.35*	*1.8*	*1.45*	*2*	*32.45*	*31.35*	*45*
S-f2	*9513.35*		*1.32*	*2*	*32.45*	*29.5*	
S-f3	*8336.58*		*1.03*	*2*	*32.45*	*26.8*	
S-f4	*5291.26*		*1.04*	*2*	*28.45*	*20.5*	
S-f5	*346.20*		*1.67*	*2*	*18.45*	*31*	
S-f6	*761.92*		*1.56*	*2*	*12*	*19.90*	
S-f7	*618.04*		*1.58*	*2*	*4.55*	*15*	

VI-3-2-2.Vérification des contraintes sous la semelle (à l'ELS) :

On doit vérifier :

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

Tab VI.6.: Vérification des contraintes

Nt [KN]	σ [Mpa]	σsol [Mpa]	σ ≤ σsol
9513.35	1.62	1.8	***Vérifiée***
9513.35	1.31	1.8	***Vérifiée***
10008.06	1.54	1.8	***Vérifiée***
7557.26	1.33	1.8	***Vérifiée***
773.20	0.75	1.8	***Vérifiée***
3467.61	1.16	1.8	***Vérifiée***
1211.59	1.33	1.8	***Vérifiée***

VI-3-2-3-Vérification stabilité au renversement a ELS RAP2003 Art 10.1.5

Tab.VI.7*: Vérification de la stabilité au renversement.*

Semelle	$\sum N_{ip} + \sum N_{iv}$ ***(KN/ml)***	$\sum M + \sum M_{iv}$ ***(KN/ml)***	$e = \sum \frac{M_i}{N_i} (m)$	$\frac{B}{4}$ (cm)	**Vérifié**
S-f1	9513.35	0.90	*0.01*	*50*	***Vérifiée***
S-f2	8520.35	20.15	*0.24*	*50*	***Vérifiée***
S-f3	9359.06	69 .85	*0.75*	*50*	***Vérifiée***
S-f4	6988.26	16.55	*0.24*	*50*	***Vérifiée***
S-f5	344.20	7.20	*2.09*	*50*	***Vérifiée***
S-f6	*5871.26*	4.5	*1.09*	*50*	***Vérifiée***
S-f7	2353.16	25.98	*1.1*	*50*	***Vérifiée***

VI-2-2-4.Vérification de poinçonnement de la Semelle filante: [CBA91Art A.5.2.4.2]

$F_{ELU} < F_{Limite} = 0.045 . h . Uc . f_{c28} / \gamma_b$

U_C =$[(a + b) + 2h]$.2

semelle	N_U	h	$F_{Limite}(p)$	Vérifié
S-f1	2937.27	65	1058.400	***Non vérifiée***
S-f2	2660.340	65	1058.400	***Non vérifiée***
S-f3	20000.930	65	1058.400	***Non vérifiée***
S-f4	2734.360	65	1058.400	***Non vérifiée***
S-f5	2000.93	65	2535.00	***Non vérifiée***
S-f6	2135.87	65	2245.87	***Non vérifiée***
S-f7	1254.47	65	2250.00	***Non vérifiée***

Tab.VI.8.Vérification de la stabilité au poinçonnement

Remarque :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'a pas de chevauchement des semelles filantes.

VI-3-2-4.1.Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; \quad h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48. l^4 . K}{\pi^4 . E}} \; ; \quad l_e = \sqrt[4]{\frac{4. E. I}{k. b}}$$

Tab.VI.9 : *Dimensionnement poutre de la poutre de libage*

Elément	*B(m)*	L_{max}*(m)*	*hp calculé (cm)*	*hp adopté (cm)*
Poutre de libage	*0.50*	*4.70*	*67.20*	*70*

VI-3-2-4.2.Armatures longitudinales :

TabVI.10 : Armature longitudinale de la poutre de libage à L'ELU

Sollicitation					Section d'armature			
					Travée		Appui	
PL	b(cm)	h(cm)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
PL	50	100	468.24	-763.77	14.40	0.00	0.00	24.11

VI-3-2-4.3.Les armatures choisies :

Tab VI.11 :Les armatures choisies

A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A'_{S1} (cm^2)	A'_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)
5HA16+7HA16= 24.13	5HA16 = 10.05	5HA16 = 10.05	5HA16+9HA16=28 .15	5HA16+7HA16= 24.13

***VI-2-2-4.4 .*Armatures de peau :**

On adopte **6HA12=6.79cm².**

***VI-2-2-4.5.*Vérification de cisaillement :**

Tab VI.12 : Vérification de cisaillement

Elément	section	sollicitation			vérification		Espacement et armature	
		$A_{t\ choise}$	T	τ_u	$\overline{\tau_u}$		Z_n	Z_c
PL	(100*50)	2.01	1127.65	2.32	2.5	Vérifiée	8	20

***VI-3-2-4.6 .*Vérification des contraintes à ELS :**

Tab VI.13 :Vérification des contraintes

Poutre de libage	Sollicitation a l'ELS								Contrainte admissibles		$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ (Mpa
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)			Appui					
			σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	$\overline{\sigma}_b$	$\overline{\sigma}_s$	
(100*50)	393.27	-456.78	5.2	184.3	69.83	5.7	184.78	77.68	15	201.6	Vérifiée

VI.2.3Ferraillage:

On a deux cas des semelles filantes :

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

VI.2.3.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

- ✓ La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.
- ✓ Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lies à cette semelle filante, ainsi que le moment M_b parallèle à la dimension transversale.
- ✓ La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autre($A = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + b$).
- ✓ Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

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

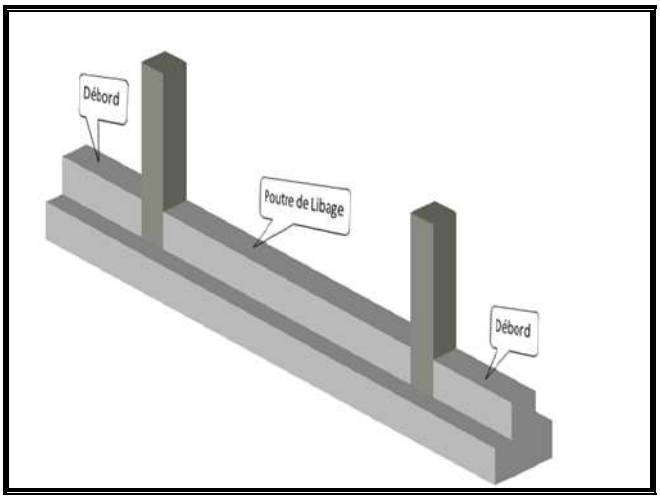


Fig.VI.3. *Schémas d'une semelle filante sous poteaux.*

Donc :

- ✓ Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

VI.2.4. Ferraillage des semelles :

VI.2.4.1 Armatures principales:

Tab.VI.14: *Ferraillage des armatures principales*

Semelle	N_u*(KN/ml)*	*Mu (KN.m)*	*A (m)*	*B(m)*	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{choisie}\ (cm^2)$	$A_{choisie}/ml(cm^2)$	*St (cm)*
S	*2937.27*	*25*	*6.45*	*2*	*44.22*	***48HA12=50.29***	***2*(6HA12=13..57***	*15*

VI.5.1.4.2.Armature de repartions :

- ❖ ***Semelle***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 2 = 3.61\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = 10HA12 = 11.31cm^2$$

VI.2.5.Semelle filante (continue) sous un voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

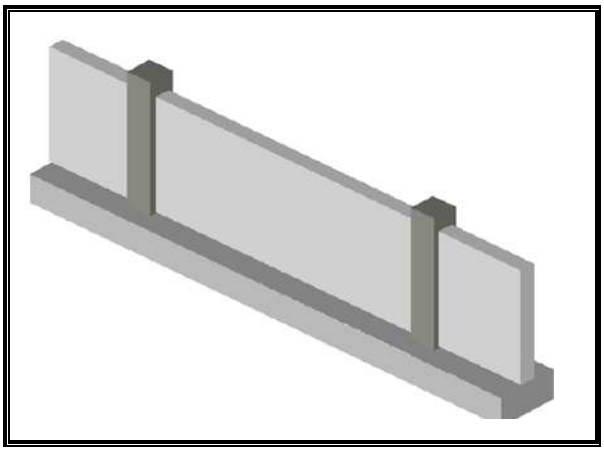


Fig.VI.4. *Schémas d'une semelle filante mur et poteaux*

Donc :

- ✓ Le calcul se fait par la méthode des bielles pour les semelles.

VI.2.5.1 Ferraillage des semelles :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1 m de largeur par la méthode de bielles à l'ELU

VI.2.5.2 Armatures principales:

Tab.VI.15 **:** *Armature principale des semelles filantes*

Semelle	***N_u (KN/ml)***	***Mu (KN.m)***	***e_0 (cm)***	***B (m)***	***$A_{calculie}$ (cm^2)***	***A $_{choisie}$ (cm^2)***
S	*1666.26*	*62.17*	*3.96*	*1*	*5.29*	***7HA12=7.92***

VI.5.2.4.2. Armature de repartions :

- ❖ ***Semelle S-f 1***

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{7.92}{4} \times 1.00 = 1.98\ cm^2$$

Espacement de 15 cm

$$A_{a,rep} = \mathbf{7HA12} = 7.92 cm^2$$

Conclusion Générale

D’après l’étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d’étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l’ingénieur civil et l’architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Et pour la réalisation d’une construction dans une zone sismique, on établit d’abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d’exploitation propre de cette construction, on recherche après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d’avoir les principaux critères admis, à savoir : l’exploitation, l'esthétique et la sécurité.

On note que l’utilisation de l’outil informatique pour l’analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l’ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Enfin ce projet, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d’approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d’application *des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelquesprincipes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

REGLEMENTS :

- **[1]** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **[2]** : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
- **[3]** : Règles parasismiques Algérienne R.P.A.99.
- Cours de Mr.Boukandakdji.

LOGICIELS :

- Logiciel SAP2000.v22.0.0.
- Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT 2010.
- WORD 2010.
- AutoCAD 2014.
- EXCEL 2010.
- Logiciel ETABS.v19.