REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

ETUDE ET CONCEPTION D'UN HOTEL (RDC + 4étages + Entre Sol + Coupole)

Présenté par :

- BEN YAHIA Sara
- ANANE Fatma Zohra

Encadré par :

Pr. BOUKENDAKDJI Otmane

Promotion Juin 2019

Sommaire

Remerciements……..

Résumé……..

Liste des tableaux……..

Liste des figures……...……..

Notations…….....

Introduction générale……...…….

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

I. Introduction : ……...….... 2

I.1. Présentation de l'ouvrage :……..…….…… 4

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……...…….4

I.2.1. Dimensions ……..…….4

I.3. Classification de l'ouvrage ……..……....5

I.3.1. Classification des zones sismiques ……..….5

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance ……....……..5

I.3.3. Classification des sols ……...….5

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement ……...…5

I.4. Conception structurelle ……...….6

I.5. Hypothèses de calcul ……6

I.5.1. Béton ……7

I.5.1.A. Ciment ……..……7

I.5.1.B. Granulats …….....7

I.5.1.C. Eau de gâchage ……..7

I.5.1.D. Dosage en béton ……7

I.5.2. Acier ……..7

I.5.2.1. Types d'acier ……..…7

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction ……9

II.2. Pré dimensionnement des planchers ……..…9

II.2.1 Plancher en corps creux ……...…….9

II.2.2. Plancher Dalle pleine ……...…….10

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……..…….10

II.3.1. Plancher Terrasse ……....…..11

II.3.2. Plancher courant (corps creux) ……..……12

II.3.3. Maçonnerie ……..…….12

II.4. Pré dimensionnement ……..…….13

II.4.1. Les Poutres porteuses ……..……...……..14

II.4.2. Les poutres non porteuses ……14

II.5. Pré dimensionnement des poteaux ……..……15

II.5.1. Poteaux carrés ……..…….16

II.5.2. Poteaux circulaire ……16

II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité ……..16

II.5.4. Détermination des sur charges d'exploitation ……..17

II.5.5. L'effort normal a l'état limite ultime ……17

II.5.6. Vérification ……17

II.6. Les raidisseurs ……..…….17

II.7. Les voiles ……....…….……17

II.7.1. Pré dimensionnement des voiles ……...…….18

II.8. Les longrines :……..…..19

II.9. La coupole :……...…….19

II.9.1. Matériaux et dimensions :…….……..19

II.9.1.a. Le verre :……..…....…20

II.9.1.b. Les cornières en charpente métallique ……..……..20

CHAPITRE III : calcul des éléments secondaires

III. Introduction…….……21

III.1. L'Acrotère ……..…….21

III.1.1. Calcul des sollicitations à ELU et ELS …….….21

III.1.2. Calcul du ferraillage de l'acrotère :……....…..22

III.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS ……..…….22

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme ……...….22

III.2. Les poutrelles ……..……23

III.2.1. Avant coulage …….….23

III.2.1.1 Calcul des charges des poutrelles avant coulage ……...……23

III.2.1.2 Calcul du nombre d´étaiements ……..24

III.2.2. Après coulage ……..24

III.2.2.1. Méthodes de calcul ……..…...…..24

III.2.2.1.a. Méthode forfaitaire……24

III.2.2.1.b. Méthode de Caquot…….……...24

III.2.2.2. Calcul des charges et surcharges……...……24

III.2.2.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire…….25

III.2.3. Ferraillage ……..….25

III.2.3.1. Planchers étages courants ……....…25

III.2.3.1.a. Charges et sollicitations ……..……..….26

III.2.3.1.b. Moments et efforts tranchant appliqués:……...……26

III.2.3.1.c. Résultats…….....…….…..27

III.2.3.1.d. Vérification des contraintes normales à l'ELS ……..…...27

III.2.3.1.e. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU..…….27

III.2.3.1.f. Vérification de la flèche à l'ELS ……..……...….28

III.2.3.2. Planchers RDC ……..…..28

III.2.3.2.a. Charges et sollicitations ……..…..28

III.2.3.2.b. Moments et efforts tranchant appliqués……28

III.2.3.2.c. Résultats……28

III.2.3.2.d. Vérification des contraintes normales à l'ELS …….28

III.2.3.2.e. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU …….28

III.2.3.2.f. Vérification de la flèche à l'ELS ……..……28

III.2.3.3. Ferraillage de la dalle de compression……...…..29

III.3. Les escaliers ……..……..29

III.3.1. Dimensionnement ……..29

III.3.2.a. Détermination de l'épaisseur de l'escalier……..…….29

III.3.2.b. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation…..……29

III.3.2.c. Détermination des efforts ……30

III.3.3. Calcul du ferraillage ……..…..30

III.3.4. Vérification des Contraintes à l'ELS …….30

III.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement……..…..30

III.3.6. Vérification préliminaire de la flèche……..30

III.3.5. Poutre palière ……..30

III.3.5.1 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 ……..…..30

III.3.5.2 Evaluation des charges ……..…31

III.3.5.3 Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) ……..…..….31

III.3.5.4 Vérification à l'E.L.S ……..…32

III.3.5.5 Sections minimales et maximales ……...33

III.3.5.6 vérification de l'effort tranchant……..34

III.3.5.7 Vérification de compression dans la bielle de béton……35

III.3.5.8 Calcul des armatures transversales……..…35

III.3.5.9 Vérification des espacements…….35

III.3.2.9 Section minimale d'armatures transversales……..36

III.3.2.9 Vérification de la flèche…….36

III.4. Dalles pleines ……..36

III.4.1. Les déférents types des dalles pleines …….36

CHAPITRE IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction ……..……...….37

IV.2. Modélisation de la structure ……38

IV.3. Les combinaisons d'action ……..…39

IV.4. Résultats des vérifications de la structure……..…..40

IV.4. Interprétation des résultats ……..……41

IV.4.1. Disposition choisie ……..42

IV.4.2. Analyse modale …….……..43

IV.4.3. Calcul d'excentricité selon le *RPA version 2003 [Art 3.5.1-a]* …….…..39

IV.5. Analyse statique et dynamique ……...……39

IV.5.1. Stabilité de la structure ……40

IV.5.2. Vérification de la force sismique à la base: (RPA2003 « Art4.3.6 »)…..……41

IV.5.3. Vérification de la stabilité au renversement ……41

IV.5.4. Vérification du déplacement en tête du bâtiment ……...….42

IV.5.5. Vérification des déplacements inter-étage …….…….43

IV.5.6. Vérification de l'effet P-Δ …….…….43

IV.5.7. Résistance des éléments :…….……44

IV.5.8. Vérification de cisaillement des éléments …….…...……..45

IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux…….…….…….46

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

V.1 Introduction …….…..……..47

V.2 Combinaison de calcul ……..…..……48

V.3 Ferraillage des poutres ……...……49

V.3.1. Ferraillage des poutres porteuses (30x45) + poutres intermédiaire……...…50

V.3.2. Ferraillage des poutres non porteuses (30x35) ……..…..…51

V.3.3. Ferraillage chainage noyé (25x25):…….…...……53

V.3.4. Ferraillage des longrines ……..…..……54

V.4. Ferraillage des Poteaux …….……..…….56

V.5. Ferraillage des voiles de contreventement ……..…….……57

V.5.1. Ferraillage des trumeaux …….……..……58

V.5.1.a Armateurs verticaux …….……..…….59

V.5.1.b Armateurs horizontaux ……..……..……61

V.5.2 Ferraillage des linteaux ……...…….…….…….63

V.5.2.1 Armatures diagonales …….…….64

V.5.2.2 Ferraillages minimales ……...…….70

CHAPITRE VI : Etude D'infrastructure

VI.1 Introduction ……..……73

VI.2. Reconnaissance du sol…….……74

VI.3. Choix du type de fondation …….75

VI.3.1. Semelles isolées …….……77

VI.3.1.a Vérification du chevauchement des semelles……78

VI.3.2. Semelle isolée…….……78

VI.3.2.1. Dimensionnement ……..…….79

VI.3.2.2. Vérification de la stabilité au renversement *[RPA2003 Art 10.1.5]* :……..80

VI.3.2.3. Vérification de poinçonnement sans nappe supérieure *[CBA 91 Art A.5.2.4.2]*.80

VI.3.2.4. Calcul du Tassement …….80

VI.3.2.4. Calcul de Ferraillage ……..…..…81

VI.3.3. Semelles filantes ……..…..82

VI.3.3.1. Ferraillage de la semelle filante sous poteaux ……82

VI.3.3.2. Poutre de libage ……..…..……83

VI.3.3.3. Ferraillage de la semelle filante sous voile ……...…..84

VI.4. Ferraillage des voiles périphériques…….……85

Liste des Tableaux

CHAPITRE I : Présentation de L'ouvrage

Tableau I.1. Propriétés du béton…….……2

Tableau I.2. Propriétés de l'acier……...……2

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés…….……..4

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Tableau II.1. Pré dimensionnement des planchers à corps creux……..…….7

Tableau II.3. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).…7

Tableau II.4. Charges permanentes du plancher courant (corps creux)…….….8

Tableau II.5. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).…8

Tableau II.6. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……..…9

Tableau II.7. Charges permanentes du mur double cloison……..…..9

TableauII.8. Charges permanentes du mur simple cloison…….…9

TableauII.9. Charges permanentes du mur rideau double vitrage……....10

Tableau II.10. Charges d'exploitations…….…10

Tableau II. 11. Pré dimensionnement des poutres porteuses…….……...10

Tableau II.12. Pré dimensionnement des poutres non porteuses……..…10

Tableau II.13. Calcul de l'effort……11

Tableau II.14. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité…...…..…13

Tableau II.15. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages……..…….....14

Tableau II.16. L'effort normal ultime de résistance……14
Tableau II.17. Vérification selon le RPA99 version 2003……..…….….15
Tableau II.18. Calcul de l'effort……..…….….16
Tableau II.19. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité….……....16
Tableau II.20. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages……..……....16
Tableau II.21. L'effort normal ultime de résistance…….……16
Tableau II.22. Vérification selon le RPA99 version 2003…….……...17

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1. Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS……..…….…18
Tableau III.2. Données et sollicitations……..……..….18
Tableau III.3. Ferraillage et espacement……..…….…19
Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS……..…….....20
Tableau III.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU…….……..…20
Tableau III.6. Vérification au séisme……..……..…21
Tableau III.7. Les charges de la poutrelle avant collage……..…….....21
Tableau III.8.: Nombre des étaiements…….……...….21
Tableau III 9. Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S……..……...…23
Tableau III.10. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire…27
Tableau III.11. Ferraillage en travée et en appui à l'ELU……..…..…….28
Tableau III.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS…….……29
Tableau III.13. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU.…30
Tableau III.14. Vérification de la flèche à l'ELS……..30
Tableau III.15. Ferraillage en travée et en appui à l'ELU…….…...…30
Tableau III.16. Vérification des contraintes normales à l'ELS…….…..…..31
Tableau III.17. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU….31
Tableau III.18. Vérification de la flèche à l'ELS…….….31
Tableau III.19. Dimensions de l'escalier…….…….32
Tableau III.20. Charges du palier de l'escalier…….….33
Tableau III.21. Poids propre de la paillasse de L'escalier…….…...……34

Tableau III.22. Combinaison des charges de l'escalier…….……35
Tableau III.23. Moments à l'ELU et sections d'armatures……..….36
Tableau III.24. Vérification de condition de non fragilité (ELU)……..…….……..38
Tableau III.25. Les armateurs de répartition…….39
Tableau III.26. Vérification des espacements…….……..39
Tableau III.27. Vérification des Contraintes à l'ELS……...……40
Tableau III.28. Valeur de la flèche……41
Tableau III.29. Calcul des efforts……..……42
Tableau III.30. Section d'armatures……..43
Tableau III.31. Vérification des contraintes de la poutre palière……..……43
Tableau III.32. Evaluation des charges…….…….....43
Tableau III.33. Ferraillage des dalles pleines……...….44
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS……....46
Tableau III.35. Vérification des contraintes de cisaillement CBA art [A.5.2.2]……...46
Tableau III.36. Vérification préliminaire de la flèche……...46

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Tableau IV.1. Comportement des trois premiers modes……...…47
Tableau IV.2. Participation massique (dissipation d'énergie) : RPA V2003 Art4.3.4.47
Tableau IV.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse……...47
Tableau IV.4. Excentricité……48
Tableau IV.5. Distribution des sollicitations suivant X……49
Tableau VI.6. Distribution des sollicitations suivant X %.....50
Tableau IV.7. Distribution des sollicitations suivant Y……..……..51
Tableau VI.8. Distribution des sollicitations suivant Y%.....51
Tableau ……...……..51
Tableau VI.10. Les valeurs de la force sismique……..……52
Tableau VI.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……....52
Tableau VI.12. Stabilité au renversement……53

Tableau VI.13. Déplacement en tête du bâtiment……...….53

Tableau IV.14. Déplacements et déformation inter-étage sous EdX……..……..…53

Tableau IV.15. Déplacements inter-étage sous la force sismique EdY……..…..53

Tableau VI.16. Vérification de l'effet P-Δ……..…..53

Tableau VI.17. Vérification de cisaillement des poutres……..53

Tableau VI.18. Vérification de cisaillement des voiles……..……..54

Tableau VI.19. Vérification de l'effort normal réduit…….……..54

CHAPITRE V : Etude des éléments résistants

Tableau V.1. Calcule de ferraillages (poutres principales + poutres intermédiaire)…...56

Tableau V.2. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 [A.7.5.2]et CBA93[B.6.4]……..56

Tableau V.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service……..……..56

Tableau V.4. Vérification de cisaillement…….....…56

Tableau V.5. Vérification des armatures transversales……..….57

Tableau V.6. Vérification préliminaire de la flèche……....58

Tableau V.7. Calcule de ferraillages (poutres secondaires)……58

Tableau V.8. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 [A.7.5.2]et CBA93[B.6.4]……..59

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….....…59

Tableau V.10. Vérification de cisaillement…….…….59

Tableau V.11. Vérification des armatures transversales……..60

Tableau V.12. Vérification préliminaire de la flèche……..…61

Tableau V.13. Calcule de ferraillages (chainage noyé)……..……61

Tableau V.14. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 [Art.7.5.2.1] et CBA93 [Art.B.6.4]…….……..…62

Tableau V.15. Vérification des contraintes à l'état limite de service…….…62

Tableau V.16. Vérification de cisaillement…….…….63

Tableau V.18. Vérification préliminaire de la flèche……..63

Tableau V.19. Calcule de ferraillages (longrines)…….…….65

Tableau V.20. Vérification des contraintes à l'état limite de service……..……67

Tableau V.21.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement……..…….67

Tableau V.22. Ferraillages des poteaux carrés…….…..…….68

Tableau V.23. Ferraillages des poteaux circulaires……..……..68

Tableau V.24. Armatures Choisie Et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux carrés)……..……...70

Tableau V.25. Armatures Choisie et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux circulaires)……..…….70

Tableau V.26. Vérification des contraintes à L'ElS (poteaux carrés)……...70

Tableau V.27. Vérification des contraintes à L'ELS des (poteaux circulaires)……..…70

Tableau V.28.Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux carrés)

Tableau V.29.Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux circulaires)……...…71

Tableau V.30. Armateurs verticaux……..…..….71

Tableau V.31. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 et CBA……..71

Tableau V.32.Vérification des armatures a ELS des voiles plains……..…..…..72

Tableau V.33.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux……..72

Tableau V.34. Détermination des sollicitations……...…..….72

Tableau V.35. Ferraillages des armatures diagonales……..…….72

Tableau V.36. Ferraillages minimales……..73

Tableau V.37. Reconnaissance du sol…….……73

CHAPITRE VI : Etude D'infrastructure

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles isolées (ELS)…….……..74

Tableau VI.1. Dimensionnement des semelles isolées (ELS)……..…….75

Tableau VI.2. Vérification de la stabilité au renversement (ELS)……..…..75

Tableau VI.3. Vérification de poinçonnement sans nappe supérieure……..……76

Tableau VI.4. Calcul du Tassement……..76

Tableau VI.5. Vérification de l'excentricité……..…….…..76

Tableau VI.6. Ferraillage parallèle……..…..77

Tableau VI.7. Dimensionnement des semelles filantes (ELS)……..77

Tableau VI.8. Vérifications de chevauchements entre les semelles…….……77

Tableau VI.9. Vérification de l'excentricité…….……..…..…….78

Tableau VI.10. Ferraillage parallèle……..78

Tableau VI.11. Parallèlement à l'axe de longitudinal……..…….……78

Tableau VI.12. Dimensionnement de poutre de libage…….……78

Tableau VI.13. Vérification des contraintes…….……78

Tableau VI.14. Calcul de ferraillages…….……..80

Tableau VI.15. Les armatures choisies…….……81

Tableau VI.16. Vérification des contraintes à L'ELS……..…..……83

Tableau V.17. Vérification de cisaillement…….……..83

Tableau VI.18. Vérification de l'excentricité……...……83

Tableau VI.19. Ferraillage parallèle…….……84

Tableau VI.20. Parallèlement à l'axe longitudinal……84

Tableau VI.21. Calcul de la poussée des terres…….……84

Tableau VI.22. Sollicitation des voiles périphériques……..…85

Tableau VI.23. Vérification des voiles périphériques à l'ELS……...…..85

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Vue en plan sous-sol…….…….

Figure I.2 : Vue en plan RDC……...……

Figure I.3 : Vue en plan 1er étage…….…….

Figure I.4 : Vue en plan 2ème étage……

Figure I.5 : Vue en plan 3ème étage5……..……

Figure I.6 : Vue en plan 4ème étage……...…….

Figure I.7 : Façade……

Figure I.7 : Coupe…….……

Chapitre II

Fig. II.1. Surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité……...….16

Fig. II.2 : surface de plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité……..16

Chapitre III

Figure III.1 : Ferraillage de l'acrotère 30

Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère……31

Fig.III.3. Schéma statique de la poutrelle. …….…….35

FigureIII.4. Diagramme de déformation de chaque type des poutrelles……..38

Figure III.5. Disposition des armatures des poutrelles des planchers Etages Courants……39

Figure III.6. Disposition des armatures des poutrelles du plancher RDC……...….40

Figure III.7. Dalle en Corps Creux……...…40

Figure III.8. Disposition constructive des armatures de la table de compression……...…..41

Figure.III.9. Vue en plan de l'escalier à 3 volées……...….42

Figure III.10. Schéma statique…….….43

Figure III.11. Détail de ferraillage de l'escalier……..…...…44

Figure III.12. Détail de ferraillage de la poutre palière…….....…45

Figure III.13. Les Types des dalles pleines…….....46

Fig.II.14. Vue de dessus de la coupole…….……46

Fig.III.15. Cornière en T…….…..…….47

Chapitre IV

Figure IV.1. Disposition des voiles…….…….52

Figure VI.1. Disposition des semelles isolées et filante et vérification du chevauchement…52

Chapitre V

Fig.V.1. Détail de ferraillage de la poutre porteuse……..53

Fig.V.1. Détail de ferraillage de la poutre non porteuse……..…….55

Fig.V.2. Détail de ferraillage des poteaux……...…….….58

Fig.V.3. Détail du ferraillage du voile…….…..62

Chapitre VI

Figure VI.1. Disposition des semelles isolées et filante et vérification du chevauchement…..76

Figure VI.2. Détail de ferraillage des semelles filantes sous poteaux……....82

Figure VI.3. Détail de ferraillage de la poutre de libage……...….83

Figure VI.4. Détail de ferraillage des semelles filantes sous voile……....84

Notation

Majuscules romaines

Ct : Le coefficient de topographie.

Kt : coefficient de terrain.

Z0 : paramètre de rugosité.

Zmin : hauteur minimale.

W : Pression nette exercée sur l'élément.

R : force résultante.

t : variation de la température.

Θ : gradient thermique.

S : surface de la poutre

E : module de YOUNG

N : effort thermique

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.

ct : coefficient de topographie.

qref : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

qdyn : coefficient de pression dynamique.

qj : la pression due au vent.

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.

Ɛ : Coefficient (calcul de Cd)

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ρ:poids volumique du béton.

σ : Contrainte normale.

τ: Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Remerciement

Tout d’abord, nous tenons à remercier notre DIEU miséricordieux qui nous a donné la volonté, la force et la patience à achever ce travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l’avenir. Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr. BOUKENDAKDJI Otmane pour l’encadrement de ce mémoire, son aide, son encouragement, sa patience et la confiance qu’il nous a accordée.

Nos remerciements s’adressent également à Monsieur OULD TURKI Benaissa pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

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

Nous adressons nos remerciements chaleureusement à tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu’aux années du cursus universitaire pour l’obtention du diplôme. Aussi un remerciement spécial aux enseignants du département de Génie Civil et à tous nos amis avec qui nous avons gardé des souvenirs très agréables et des bons moments vécus ensemble.

Et pour finir, un dernier remerciement à toute la promotion Juin 2019 de génie civil de l’université Dr.YAHIA FARES de Médéa, tout en leurs souhaitant un avenir plein de réussite.

Dédicaces

C’est avec un honneur et fierté que je dédie ce projet à mes très chers parents que Dieu me les gardes ;

Mes grands-pères et grands-mères que Dieu les accueille dans son vaste Paradis ;

Mes chères Sœurs Imane, Amel, Hiba et mon neveu Youcef ;

Mes beaux-frères Hacene et Karim ;

A toute la Famille BEN YAHIA et BOURENANE ;

A mon amie et binôme Fatma Zohra ;

A tous mes enseignants, mes ami(e)s et mes collègues ;

A la communauté d’astronomie AstronoGeek.

Sara

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents que Dieu les garde et les préserve ;

A mes chères sœurs Khadidja ,Hadjer, Aya et mon frère Youcef ;

A toute la famille « ANANE» ;

A toutes mes amies ;

A mon binôme Sara.

Fatma Zohra

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز فندق يتألف من طابق تحت أرضي + طابق أرضي وأربع طوابق. المقرر بناؤه في ولاية تيبازة (الداموس) المصنفة ضمن المنطقة الأكثر زلزالا III

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والافقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات والاعمدة والجدران المسلحة.

قياس الابعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA99version2003

قانون الخرسانة المسلحة CBA93

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج

"SAP 2000 V20.2.0 "

Résumé

Le présent mémoire, consiste à étudier un hôtel (Entre Sol+RDC+4 étages), qui sera implanté à la Wilaya de Tipaza. Cette région qui est classée dans la zone de forte sismicité zoneIII.

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

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 V20.2.0 ».

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

Abstract

This project deals with the study of a hotel (Underground+ground+4 stories). which will be implanted in Tipaza classed as a high seismic zone.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a frame system braced by shear walls.

Sizing and design of reinforcement of all resistant elements have been prepared in accordance with the Algerian Standards (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic survey was conducted following the numerical method based on the finite element method through the (SAP2000 V20.2.0) software.

Finally, we studied the computing infrastructure foundations.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

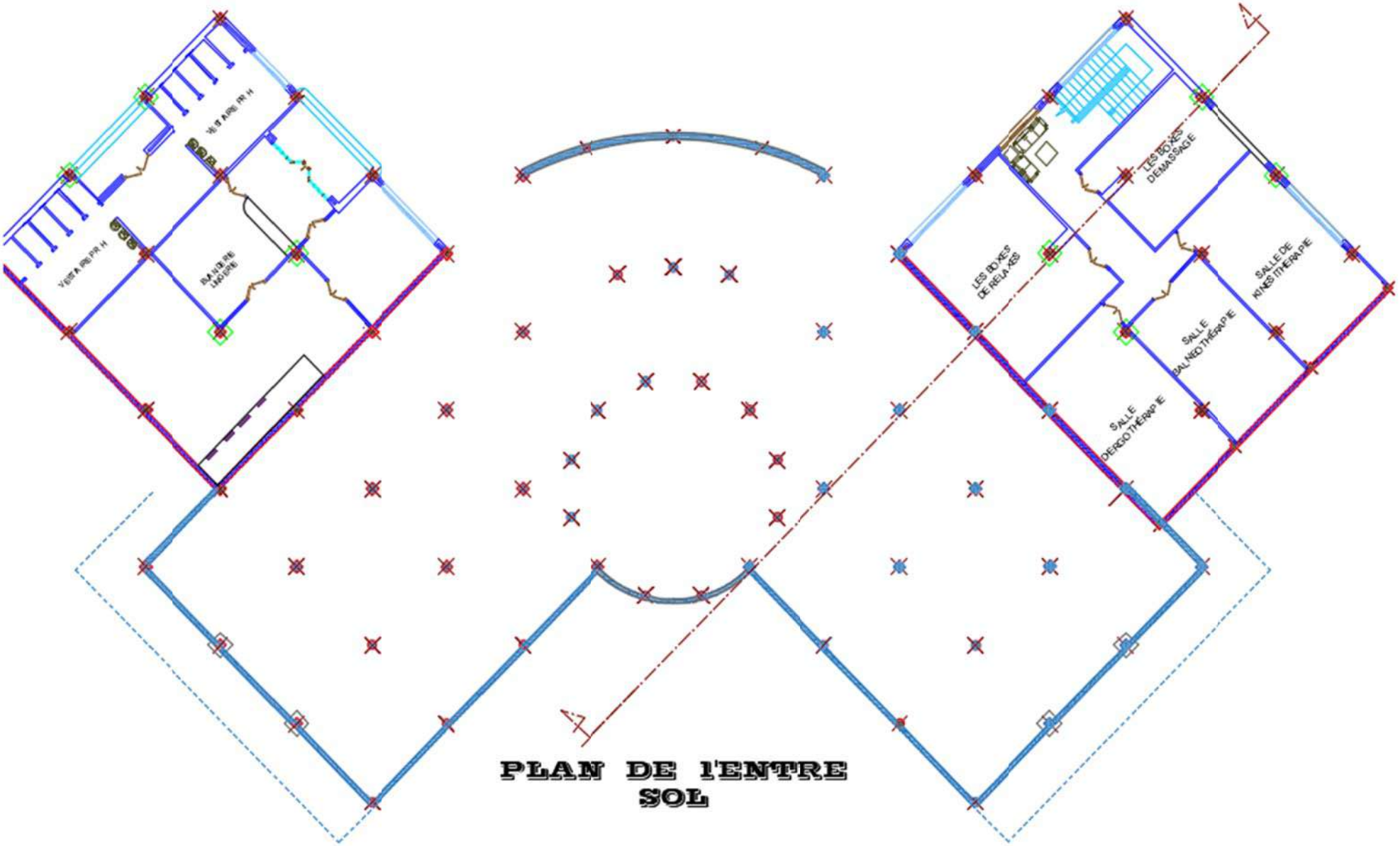
Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de Médéa, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.
Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'études « EL FEDOUA ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.
Le thème à traiter est l'étude d'un hôtel en RDC+ 4 étages + un entre sol + une coupole.

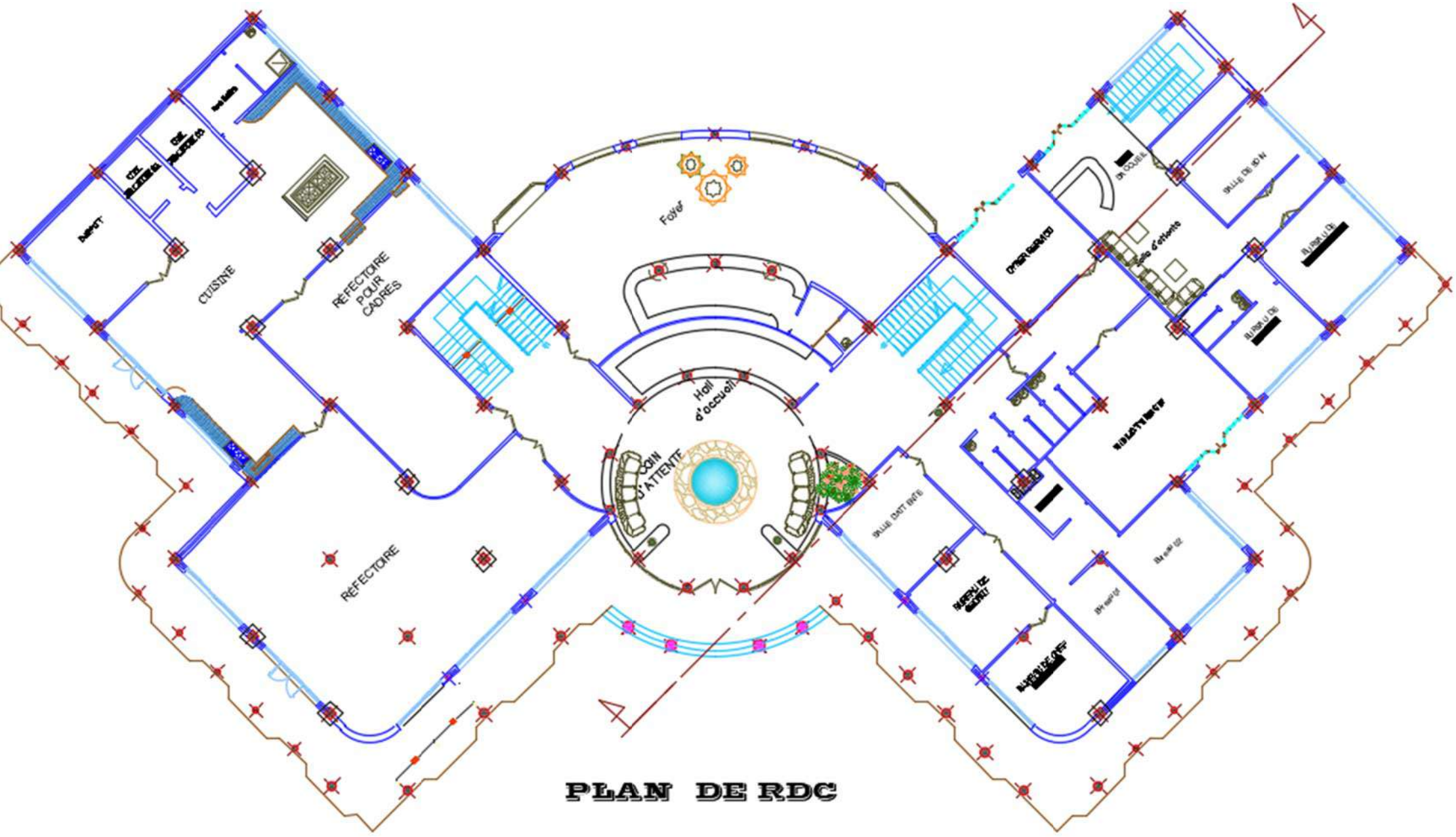
Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.
Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il représentera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

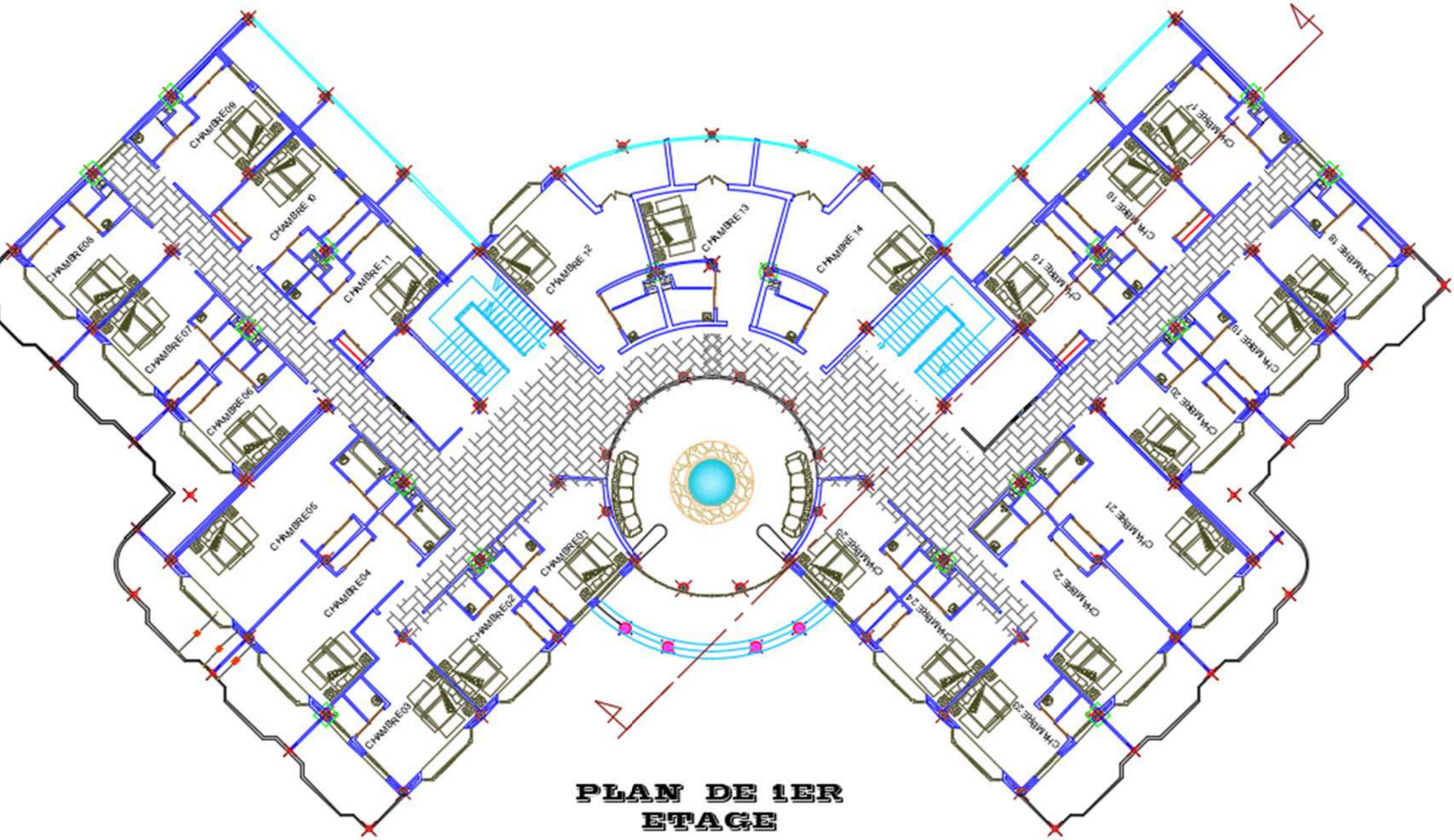
- Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ;
- Pré dimensionnement des éléments structuraux ;
- Calcul des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère) ;
- Etude dynamique, on a opté pour le logiciel SAP2000 V20.2.0 comme outil de conception ;
- Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure ;
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure ;
- Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.



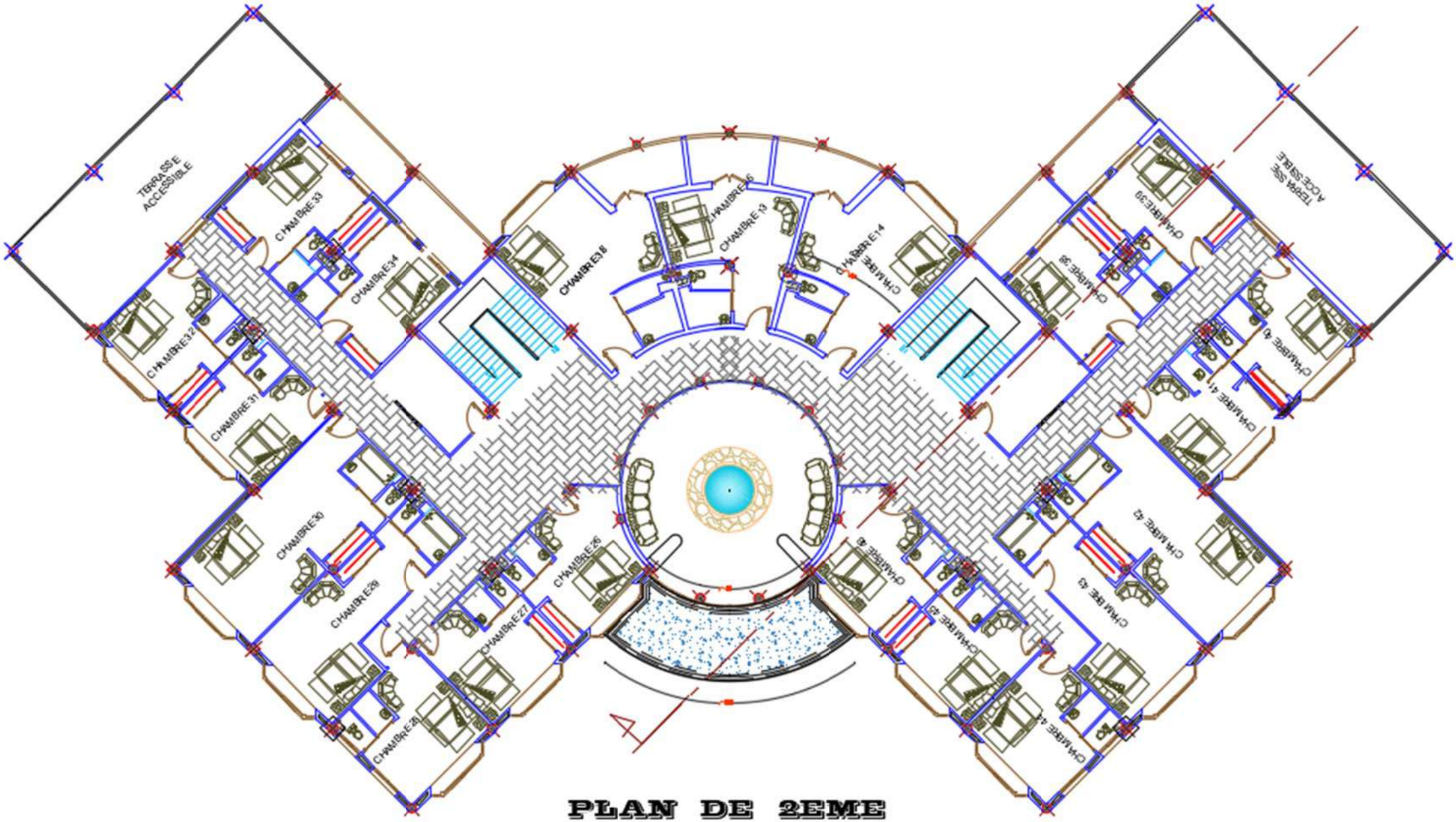
PLAN DE L'ENTRE SOL


CUISINE
RÉFECTOIRE POUR CADRES
RÉFECTOIRE
Foyer
Hall d'accueil
SALLE D'ATTENTE

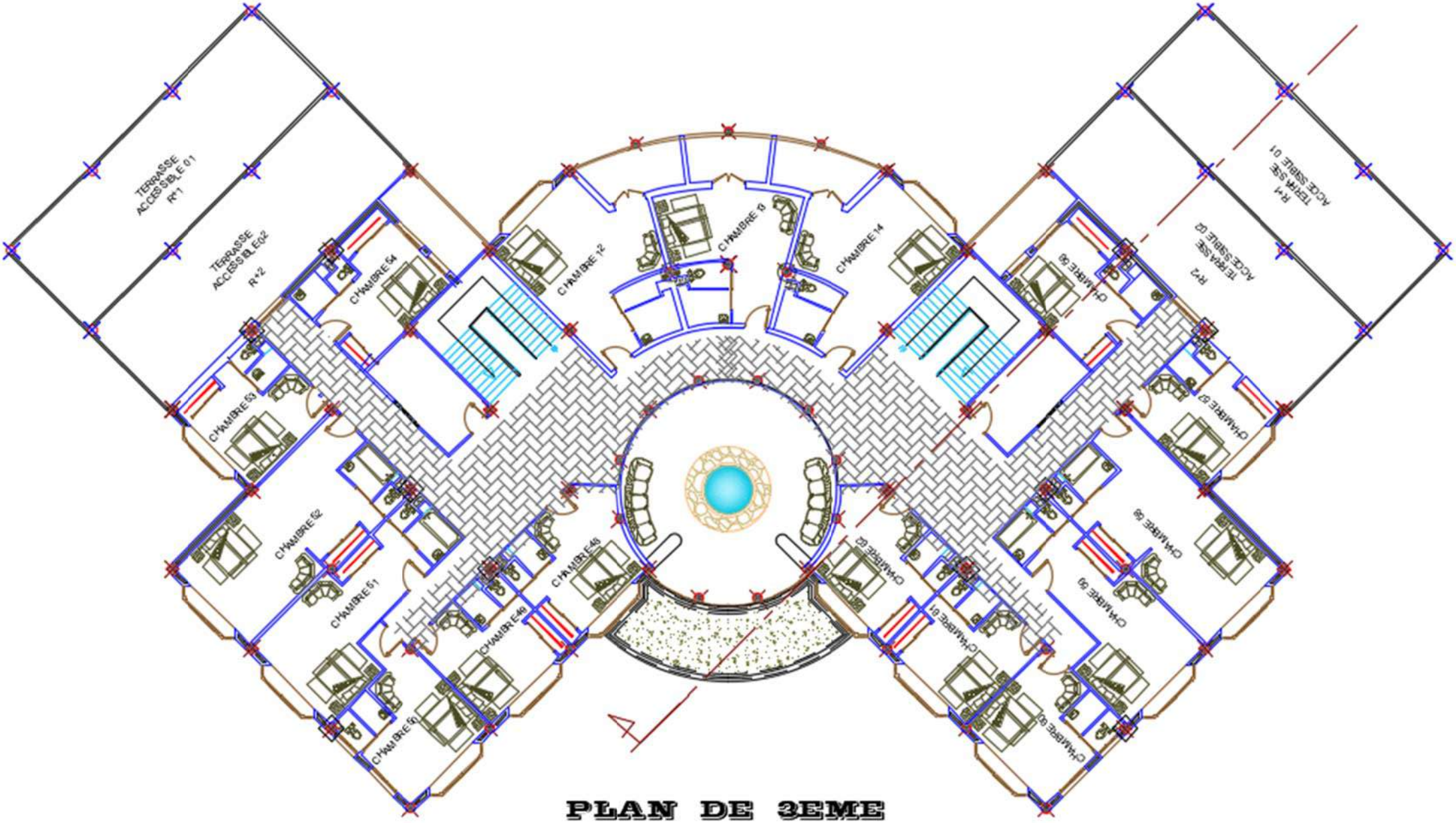
PLAN DE RDC



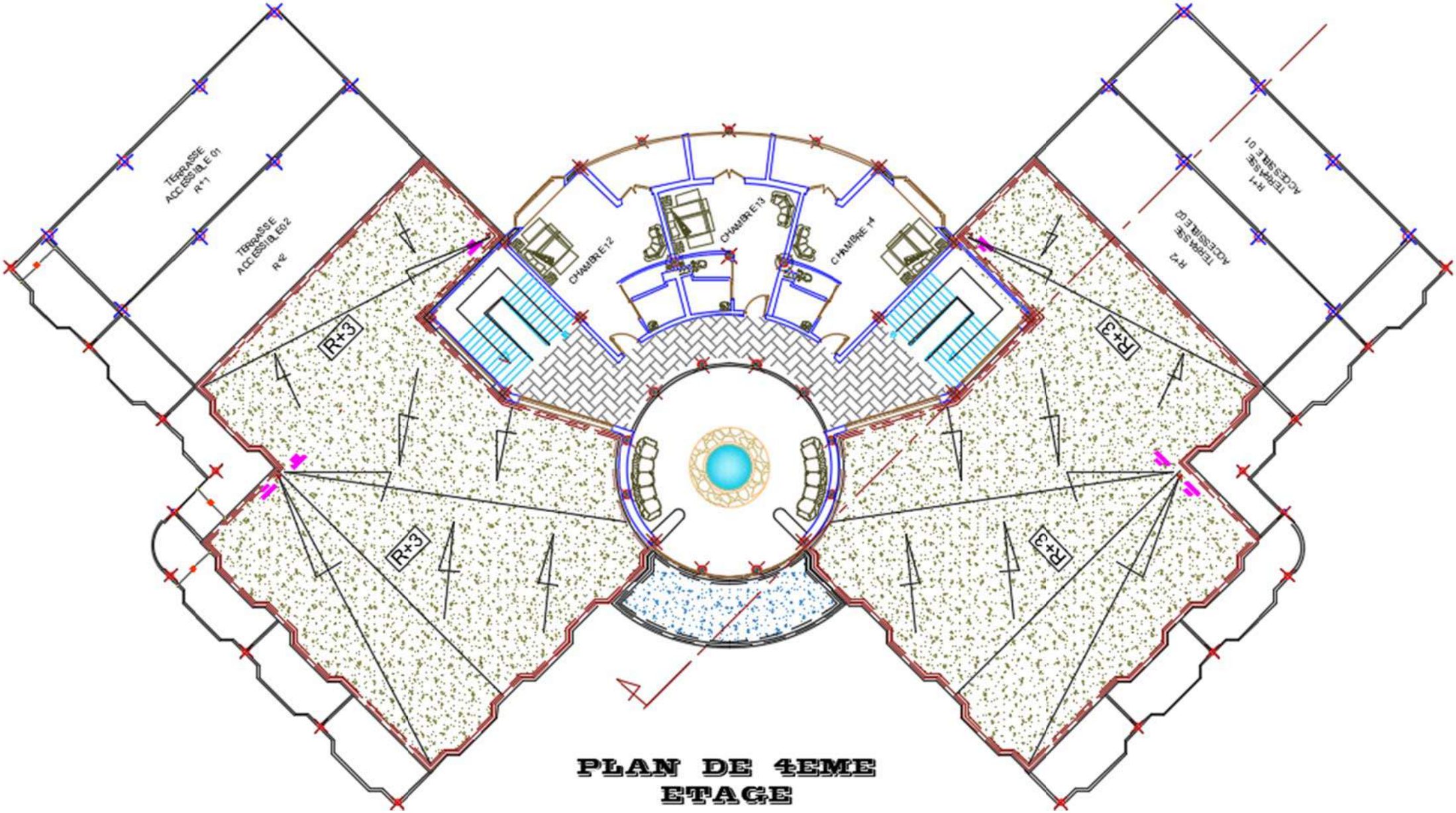
PLAN DE 1ER ETAGE



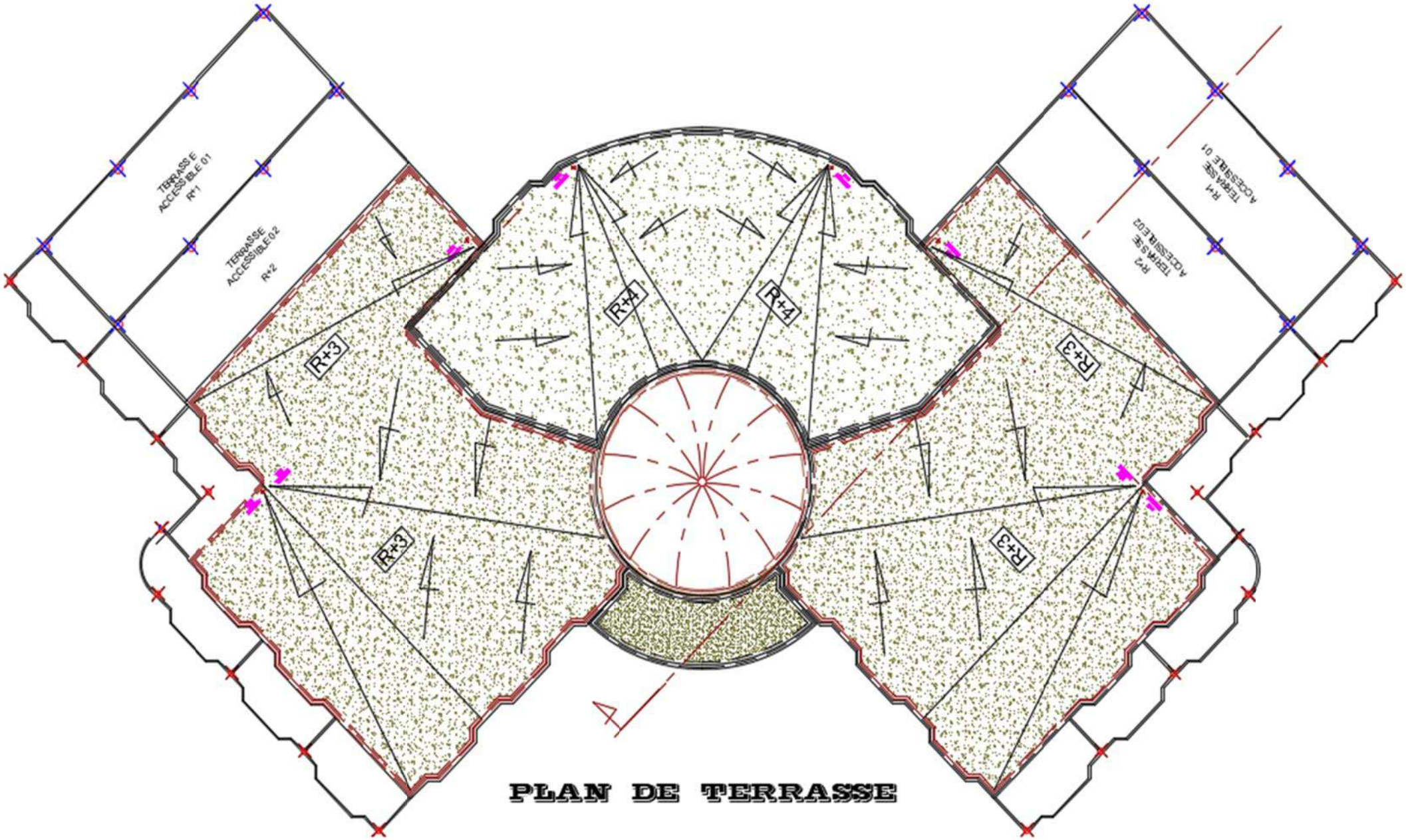
PLAN DE 2EME ETAGE



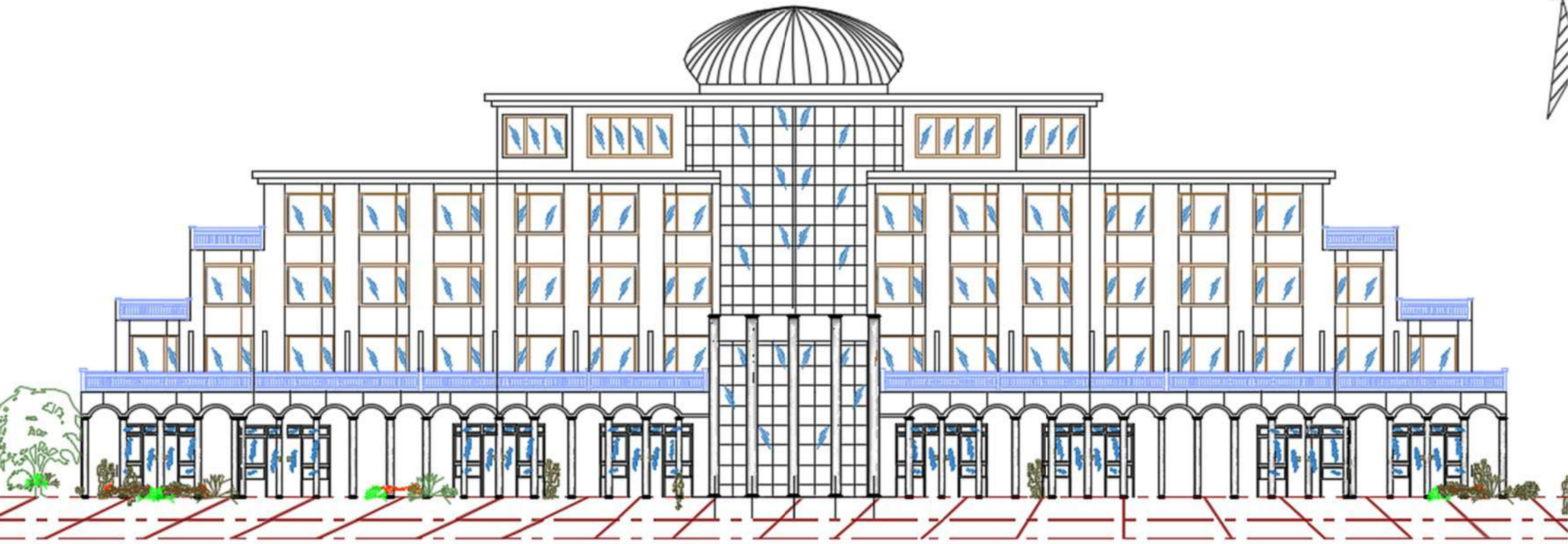
PLAN DE 3EME ETAGE



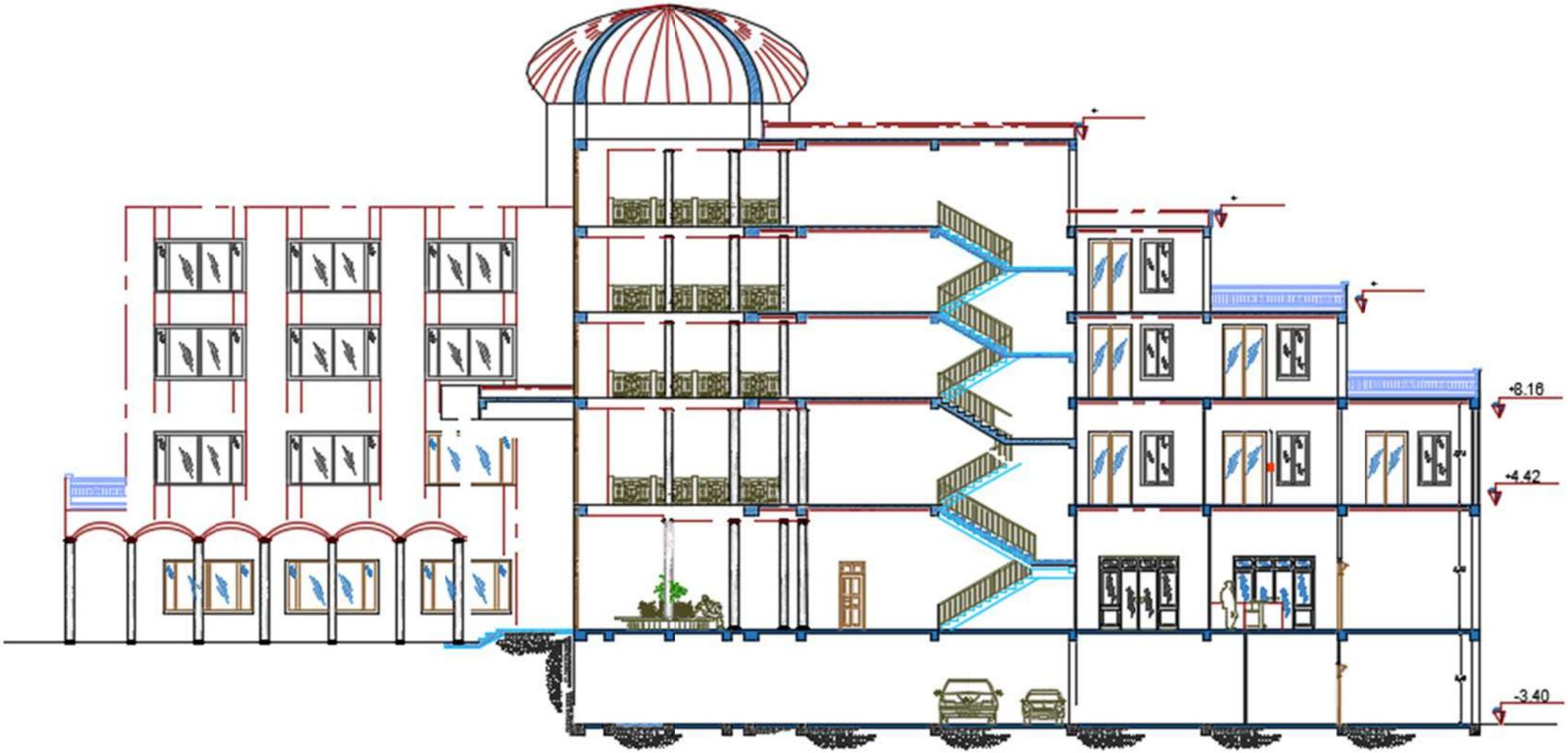
PLAN DE 4EME ETAGE



PLAN DE TERRASSE



FACADE PRINCIPALE



COUPE A-A

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

CHPITRE I

I. Introduction :

Notre étude sera menée conformément aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé {CBA 93} et des règles parasismiques algériennes {RPA 99 version 2003}.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier un Hôtel à usage multiple, constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan ainsi qu'en élévation. L'Hôtel est de 6 niveaux : 1 Entre Sol + Rez De Chaussée + 4 étages, dont l'entre sol est à usage Parking pour les véhicules légers et des salles de soin, un Rez de chaussée qui contient des bureaux, des surfaces de réception et de restauration, une cuisine et une bibliothèque, les autres 4 étages présentent un hébergement en chambres :

1er étage : 25 chambres ;

2ème étage : 21 chambres + 2 terrasses accessibles ;

3ème étage : 17 chambres + 2 terrasses accessibles ;

4ème étage : 3 chambres + 2 terrasses inaccessibles ;

Et enfin une terrasse inaccessible.

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions :

En plan :
Longueur du bâtiment : 51.20 m
Largeur du bâtiment : 51.20 m
En élévation :
Hauteur totale du bâtiment : H=22.78 m ;
Hauteur de l'entre sol :h =3.40 m.
Hauteur du RDC: h =4.42 m ;
Hauteur d'étage courant : h =3.74 m ;

I.3. Classification de l'ouvrage :

I.3.1. Classification des zones sismiques *[Art 3.1 RPA99 v2003]* :

Le bâtiment sera implanté à la Wilaya de Tipaza, classée par le Règlement Parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de forte sismicité « **Zone III** ».

I.3.2. Classifications des ouvrages selon leur importance *[Art 3.2 RPA99 v2003]* :

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2,** bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément.

I.3.3. Classification des sols *[Art 3.3 RPA99 v2003]* :

A titre indicatif et en présence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3),** la contrainte du sol est de 1.5 bar à une profondeur de 2 m de la coté du terrain naturel.

I.3.4. Classification des systèmes de contreventement *[Art 3.4 RPA99 v2003]* :

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 20m, donc selon le RPA99 Version 2003*[Art III.4.b]*, il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.4. Conception structurelle :

Planchers :

On va utiliser (2) deux types de planchers pour le bloc, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- Planchers à cops creux.
- Planchers à dalle pleine.

Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure, ils sont constitués de dalle pleine / corps creux.

Les escaliers :

La circulation verticale entre les étages est assurée par trois types d'escaliers :

- Un perron : petit escalier extérieur de quelques marches placé devant la porte d'entrée.
- Escaliers droits à deux volets.
- Escaliers droits à trois volets.

Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses et en verre.

- Murs extérieurs (double cloison): deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 10 cm.
- Murs extérieurs (murs rideaux en verre): deux vitres en verre de 1cm d'épaisseur séparés par une lame d'aire de 1 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

Revêtement :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour la crèche; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit en ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.

L'acrotère :

Au niveau des terrasses inaccessibles, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur pour protéger l'étanchéité.

L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure/sol, qui forme un ensemble rigide qui assure l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol.

I.5. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1. Béton :

I.5.1.A. Ciment :

Dans notre ouvrage on utilise un ciment portland composés CPJ-CEM II 42.5.

I.5.1.B. Granulats :

On utilise : Sable de dimension 0/ 5 mm ;

Gravier de dimensions (3/8, 8/15, 15/25) mm.

I.5.1.C. Eau de gâchage :

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

I.5.1.D. Dosage en béton :

On retiendra que pour 1m³ de béton, on utilise environ 350 à 400kg de ciment, 175 à 200kg d'eau, 500 à 550kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherchée.

Tableau I.1. Propriétés du béton.

$\overline{\sigma}b$ [Mpa]	15
Fc_{28} [Mpa]	25
Classe du béton	C25/30
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij = 32164.19512 MPA Eij = 10818.86563MPA

I.5.2. Acier :

Tableau I.2. Propriétés de l'acier.

$\overline{\sigma}s$ [Mpa]	201.63
*E*s [Mpa] 2.1*105	*E*s [Mpa] $2.1*10^5$

I.5.2.1. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.3. Les types d'aciers utilisés.

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Fe**
Barre à haute adhérence	Armatures transversale	FeE 400	400
	Armatures longitudinale	FeE 400	400
Treillis soudée	Table de compression	TLE 520	520

PRE DIMENSIONNEMENT

CHPITRE II

II.1. Introduction :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituants la structure et de déterminer les différentes charges agissantes sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage selon les règlements *RPA99version2003* et le *CBA93* mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Les éléments résistants de la structure du projet à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

II.2. Pré dimensionnement des dalles :

Les planchers sont des ouvrages plans horizontaux constituants des séparations entre les niveaux d'une habitation et supportant des charges verticales.

Dans notre projet, deux types de planchers sont utilisés :

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

II.2.1 Plancher en corps creux :

L'utilisation de plancher à corps creux nous exige de créer des poutres intermédiaires suivant les deux directions afin de minimiser la longueur de travée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

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

Tableau. II.1 : Pré dimensionnement des planchers à corps creux**.**

Plancher corps creux			
L_{max} = 500cm	**$L_{max}/25$ (cm) ≤**	**ep (cm)**	**≤ $L_{max}/20$ (cm)**
	20	**25**	25

On prend **ep=25cm** pour la dalle en corps creux.

Critère d'isolation acoustique :

La condition à vérifier : **$h_e \geq 16$cm, d'où on a : 25cm≥16cm** …Vérifiée

Conclusion :

Selon le *CBA93 (ART.B7.2.2)***,** On adoptera un plancher de **25 cm** d'épaisseur composé d'un corps creux de **20cm** et d'une dalle de compression de **5cm** d'épaisseur.

II.2.2. Plancher Dalle pleine :

Critère de résistance : (*ouvrages béton armé page179).*

Dalle reposante sur 3 ou 4 appuis : **(Lx/45) ep (Lx/40)**

(313/45=6.95) ≤ ep ≤ (313/40=7.82)

Critère de Sécurité contre l'incendie : (*ouvrages béton armé page179).*

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

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

Critère d'isolation acoustique :

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

ep ≥ 15cm, d'où on a : **15cm≥15cm** (condition vérifiée).

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15cm**

Condition de la flèche : L ≤ 5m $\Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$.

Commentaire : Le calcul et la vérification de la flèche seront effectués ultérieurement.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

L'estimation des valeurs de charges permanentes et charges d'exploitation sont prises conformément au Règlement Algérien le DTR B.C. 2.2 (Charges Permanentes et Charges d'Exploitation).

II.3.1. Plancher Terrasse :

1. Charges permanentes :

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

N⁰	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m³]	Poids surfacique [kN/m²]
1	Gravier roulé (40 mm)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Film polyane	0.01	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3.80
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.76**

II.3.2. Plancher courant (corps creux) :

1. Charges permanentes :

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

N⁰	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m³]	Poids surfacique [kN/m²]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (20+5)	0.20+0.05	-	3.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**7.00**

Tableau. II.4. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (dalle pleine).

N⁰	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m³]	Poids surfaciqu [kN/m²]
1	Gravier roulé (40 mm)	0.04	18	0.72
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.12	22	2.64
5	Film polyane	0.01	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	15	25	3.75
9	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**7.71**

Tableau. II.5. Charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

N⁰	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m³]	Poids surfaciqu [kN/m²]
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

II.3.3. Maçonnerie :

a. Murs extérieurs (double-cloisons) :

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

N⁰	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m³]	Poids surfacique [kN/m²]
1	Enduit en ciment	0.02	18	2×0.36
2	Brique creuse	0.10	9	2×0.9
3	Lame d'aire	0.10	-	-
Charge permanente G				**2.52**

b. Murs intérieurs (simples-cloisons) :

Tableau. II.7. Charges permanentes du mur simple cloison**.**

N⁰	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques (KN/m2)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36×2
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
Charge permanente G				**1.62**

Tableau. II.8. Charges permanentes du mur rideau double vitrage**.**

Composants	e (cm)	Caractéristiques	types	Poids volumique	Poids surfacique
Alucobande	**5**	- Largeur inférieur 5cm - Largeur extérieur 5cm - Profondeur montante 4.2 à 23 cm - Profondeur traversé 0.5 à 19.3cm	**CW50**	**27**	**1.35**
Verre	**1**	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	**VEP AA110**	**25**	**0.25**
L'âme d'air	**1**	**-**	**-**	**-**	**-**
verre	**1**	Anti feu Isolation élevée Solar Photovoltaïque	**VEP AA110**	**25**	**0.15**
Charge permanente G					**1.75Kn/m²**

2. Charges d'exploitation (Q) :

Tableau. II.9. *Charges d'exploitations.*

Niveau	Usage	Q (kN/m²)
Terrasse inaccessible	-	1
Etage4	Habitation	1.5
	Terrasse inaccessible	1
Etage3	Habitation	1.5
	Terrasse accessible	1.5
Etage2	Habitation	1.5
	Terrasse accessible	1.5
Etage1	Habitation	1.5
RDC	Dépôt	3.5
	Chambre froide	3.5
	Vestiaire	2.5
	Cuisine	2.5
	Réfectoire	2.5
	Foyer	2.5
	Hall de réception	2.5
	Cyber	2.5
	Salle de soin	2.5
	Bureau	2.5
	Bibliothèque	4
	Archive	3.5
	Salle d'attente	2.5

II.4. Pré dimensionnement :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

II.4.1. Les Poutres porteuses :

Tableau. II.10. Pré dimensionnement des poutres porteuses.

L max=525cm	**L max/15(cm) ≤**	**h (cm)**	**≤ L max/10 (cm)**
	35	**45**	52.5
	0.3 h (cm) ≤	**b (cm)**	≤ 0.7 h (cm)
	13.5	**30**	31.5

II.4.1. Les poutres non porteuses:

Tableau. II.11. Pré dimensionnement des poutres non porteuses.

L max=590cm	**L max/15(cm) ≤**	**h (cm)**	**≤ L max/10(cm)**
	39.33	**45**	59
	0.3 h (cm) ≤	**b (cm)**	≤ 0.7 h (cm)
	13.5	**30**	31.5

L : la plus grande portée dans le sens considéré à nus d'appuis.

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

On peut pré-dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation a l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Le pré-dimensionnement de la section transversale des poteaux doit satisfaire aux conditions suivantes :

II.5.1. Poteaux carrés :

*Zone*III

$Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm$

$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 % : $N_{ultime} \leq \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

II.5.2. Poteaux circulaires :

$Zone$III

$D \geq 35cm$

$D \geq \frac{h_e}{15}$

$i = 4\frac{Lf}{h}$

L=D (poteau circulaire)

II.5.3. Choix du poteau le plus sollicité :

Après une comparaison préliminaire, on constate qu'on a deux poteaux plus sollicités :

A/ Poteau circulaire :

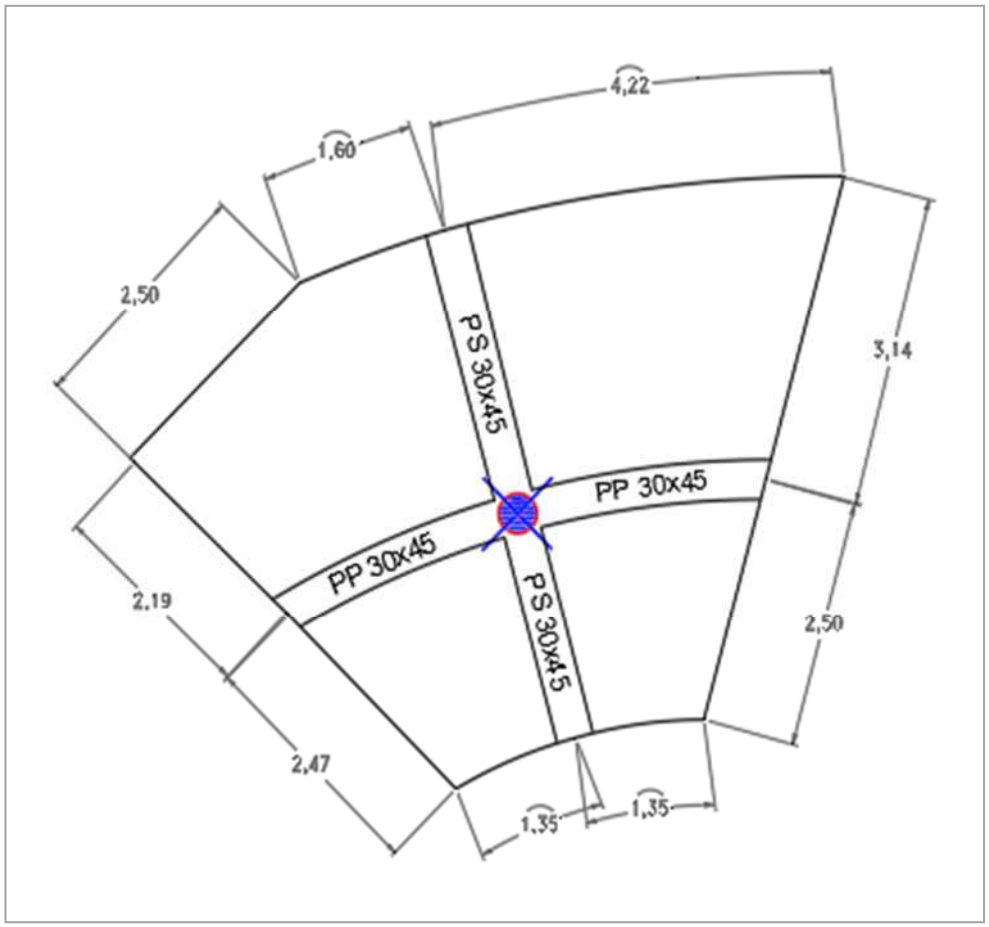


Fig. II.1. Surface de plancher supportée par le poteau circulaire le plus sollicité.

Tableau. II.12. Calcul de l'effort.

Niveaux	**D**	**L_f (m)**	**i=(D/4) (m)**	**λ**	**f_{c28} (Mpa)**	**B (cm^2)**	**B_r (cm^2)**	**A_s (cm^2)**	**α**	**N_u (kN)**
4ème	50.000	2.618	0.125	20.944	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.793	2712.191
3ème	50.000	2.618	0.125	20.944	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.793	2712.191
2ème	50.000	2.618	0.125	20.944	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.793	2712.191
1ère	50.000	2.618	0.125	20.944	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.793	2712.191
RDC	50.000	3.094	0.125	24.752	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.773	2642.144
S-Sol	50.000	2.380	0.125	19.040	25.000	1963.495	1809.557	1.963	0.803	2744.018

S_t= (8.44+2.70)*5.28/2= **29.41m²**

S_p= (8.14+2.40)*4.99/2= **26.29 m²**

Tableau. II.13. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	**$G_{plancher}$ (KN)**	**G_{pot} (KN)**	**G_{pp} (KN)**	**G_{ps} (KN)**	**G (KN)**	**G_{cum} (KN)**
4ème	204.010	18.349	17.685	17.854	257.899	257.899
3ème	184.030	18.349	17.685	17.854	237.918	495.817
2ème	184.030	18.349	17.685	17.854	237.918	733.735
1ère	184.030	18.349	17.685	17.854	237.918	971.653
RDC	184.030	21.686	17.685	17.854	241.254	1212.907
S-Sol	184.030	16.681	17.685	17.854	236.250	1449.157

II.5.4. Détermination des sur charges d'exploitation : *selon le DTR. Art [B.C.2.2] .[3]*

Loi de dégression : *« DTR C.2.2 » [3].*

Tableau. II.14. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages.

Niveaux	Q (kN/m²)	Surface (m²)	Q (kN)	3+n/2n	Q cum (kN/m²)
4ème	1	29.41	29.410	-	29.410
3ème	1,5		44.115	1	73.525
2ème	1,5		44.115	0.95	113.229
1ère	1,5		44.115	0.90	148.521
RDC	1,5		44.115	0.85	179.401
S-Sol	2,5		73.525	0.80	208.811

II.5.5. L'effort normal a l'état limite ultime :

Tableau. II.15. L'effort normal ultime de résistance.

Niveaux	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (kN)	N_u	$1,1*N_u$	N_u (kN)	$1.1N_{ultime} \leq N_u$
4ème	257.899	29.410	392.278	431.506	2712.191	Vérifiée
3ème	495.817	73.525	779.640	857.604	2712.191	Vérifiée
2ème	733.735	113.229	1160.385	1276.423	2712.191	Vérifiée
1ère	971.653	148.521	1534.512	1687.963	2712.191	Vérifiée
RDC	1212.907	179.401	1906.526	2097.179	2642.144	Vérifiée
S-Sol	1449.157	208.811	2269.579	2496.537	2744.018	Vérifiée

II.5.6. Vérification : *RPA99 (version 2003) [Art 7.5.1] [1]:*

Tableau. II.16. Vérification selon le RPA99 version 2003.

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
D≥ 25cm	**D=50**		**Vérifiée**
D≥ he /15	**Etages**	**50≥ 21.93**	**Vérifiée**
	RDC	**50≥26.46**	**Vérifiée**
	SS	**50≥19.66**	**Vérifiée**

B/ Poteau carré :

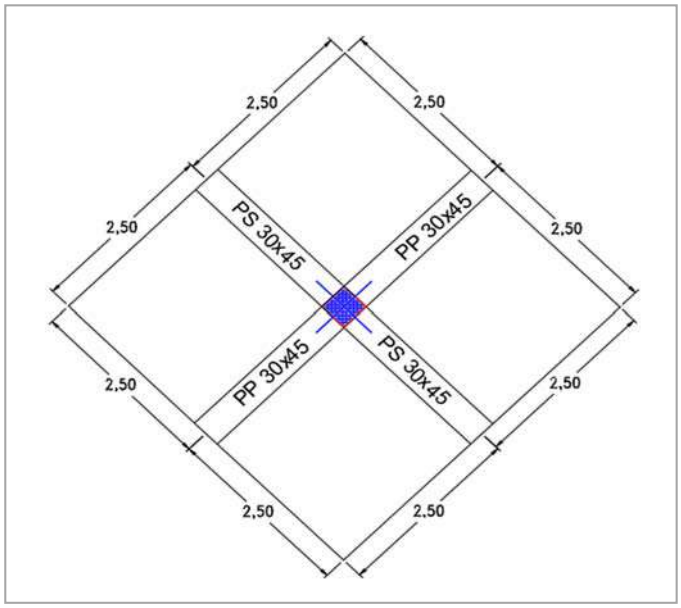


Fig. II.2 : *surface de plancher supportée par le poteau carré le plus sollicité.*

S_t= (5*5) =**25 m²** ; S_p= (4.7*4.7) =**22.09m²**

Tableau. II.17. Calcul de l'effort.

Niveaux	(a*a)	L_f (m)	i=b/(√12) (m)	λ	B (cm^2)	Br (cm^2)	A_s (cm^2)	α	N_u (kN)
4	30*30	2.618	0.087	30.230	900.000	784.000	0.900	0.740	1097.008
3	30*30	2.618	0.087	30.230	900.000	784.000	0.900	0.740	1097.008
2	35*35	2.618	0.101	25.911	1225.000	1089.000	1.225	0.766	1577.467
1	35*35	2.618	0.101	25.911	1225.000	1089.000	1.225	0.766	1577.467
RDC	40*40	3.094	0.115	26.795	1600.000	1444.000	1.600	0.761	2076.825
S-Sol	40*40	2.380	0.115	20.611	1600.000	1444.000	1.600	0.795	2169.772

Tableau. II.18. Charges permanentes G revenant au poteau le plus sollicité.

Niveaux	$G_{plancher}$ (kN)	G_{pot} (kN)	G_{pp} (kN)	G_{ps} (kN)	G (kN)	G_{cum} (kN)
4	171.418	8.415	16.875	16.875	213.583	213.583
3	154.630	8.415	16.875	16.875	196.795	410.378
2	154.630	11.454	16.875	16.875	199.834	610.212
1	154.630	11.454	16.875	16.875	199.834	810.046
RDC	154.630	17.680	16.875	16.875	206.060	1016.106
S-Sol	154.630	13.600	16.875	16.875	201.980	1218.086

Tableau. II.19. Dégression des charges en fonction du nombre d'étages.

Etages	q (KN/m^2)	Surface (m^2)	Q (kN)	3+n/2n	Q cum (kN/m^2)
4	1.000	25	25.000	-	25.000
3	1,5		37.500	1,000	62.500
2	1,5		37.500	0,950	96.250
1	1,5		37.500	0,900	126.250
RDC	1,5		37.500	0,850	152.500
S-SOL	2,5		62.500	0,800	207.500

Tableau. II.20. L'effort normal ultime de résistance.

Etage	**G_{cum} (kN)**	**Q_{cum} (kN)**	**N_U**	**$1{,}1*N_U$**	**N_u (kN)**	**$1.1N_{ultime} \leq N_u$**
4	213.583	25.000	325.838	358.421	1097.008	vérifiée
3	410.378	62.500	647.761	712.537	1097.008	vérifiée
2	610.212	96.250	968.161	1064.978	1577.467	vérifiée
1	810.046	126.250	1282.937	1411.231	1577.467	vérifiée
RDC	1016.106	152.500	1600.493	1760.542	2076.825	vérifiée
S-SOL	1218.086	207.500	1955.666	2151.233	2169.772	vérifiée

Tableau. II.21. Vérification selon le *RPA99 version 2003.*

Condition à vérifier	**Application de condition**		**Vérification**
Min (b, h) ≥ 30 cm	30cm ≥ 30 cm		**vérifiée**
Min (b, h) ≥ he /20	**Etage 4,3**	30≥16.45	**vérifiée**
	Etage 2,1	35≥16.45	**vérifiée**
	RDC	40≥19.85	**vérifiée**
	Entre-S	40≥14.75	**vérifiée**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	**4ème,3ème**	0.25 ≤1 ≤ 4	**vérifiée**
	2ème, 1er	0.25 ≤ 1 ≤ 4	
	RDC,SS	0.25 ≤ 1 ≤ 4	

II.6. Les raidisseurs :

On prend (b*h) = (25*25) cm²

II.7. Les voiles :

II.7.1. Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles en béton armé sera justifié par *l'article 7.7.1 du RPA99 [1]*. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Donc**; a ≥ Max (15 cm ; he/25; he/22, he/20).**

Voiles de contreventement:

he=3.97m ;

a≥18.04 on adopte **a=20cm**

Voiles de périphérique :

On adopte **a= 20cm**

Remarque :

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite**.**

II.8. Les longrines :

Les longrines doivent résister à la traction, D'après le RPA99v2003, la section minimale transversale des longrines est en fonction de la zone sismique et du site…..*RPA [Art 10.1].*

On opte pour un site meuble (S3) une section égale à (30*30) = (b*h).

Conclusion:

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHPITRE III

III. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction de contreventement de la structure. Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme celles dont l'étude est indépendante de l'action sismique mais dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.1. L'Acrotère :

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

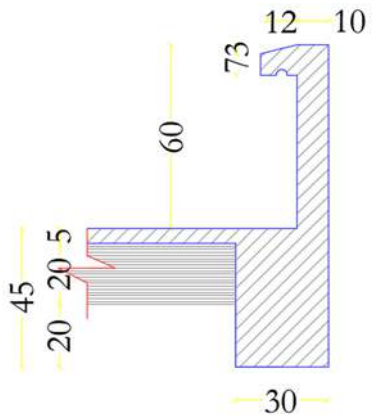


Figure III.1. L'acrotère.

III.1.1. Calcul des sollicitations à ELU et ELS :

$G_{acrotère} = 25\times (0.1\times0.60+0.12\times0.07+(0.12\times0.03/2)) = 1.755 KN/ml$

Surcharge: Q = 1KN/m

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

E.L.U	
Effort normal :	$N_u = 1,35\times G = 1,35\times 1,755 = 2,36$ [kN]
Moment d'encastrement :	$M_u = 1,5\times Q\times h = 1,5\times 1\times 0,6 = 0,9$ [kN*m]
Effort tranchant :	$T_u = 1,5\times Q = 1,5\times 1 = 1,5$ [kN]
E.L.S	
Effort normal :	$N_s = G = 1,755$ [kN]
Moment d'encastrement :	$M_s = Q\times h = 1\times 0,6 = 0,6$ (kN*m)

III.1.2. Calcul du ferraillage de l'acrotère :

Le calcul du ferraillage se fait à L'ELU pour une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tableau III.2. Données et sollicitations.

b[cm]	**h[cm]**	**c_1[cm]**	**c'[cm]**	**Longueur de flambement**	
				L_0	**L_f**
100	10	2.5	2.5	0.6	1.2
Sollicitations					
N_u[kN]	**M_u[kN*m]**	**N_s[kN]**	**M_{ser}[kN*m]**		
2,369	0,9	1,755	0,6		

Tableau III.3. Ferraillage et espacement.

A=4.4cm²	**A choisie =6HA10**=4.71cm²	**S choisi** =15cm
$A_{rép}$= 1.17cm²	**$A_{rép}$ choisie =4HA8**=2.01cm²	**S choisi** =15cm

III.1.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau III.4. Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes	**Les contraintes admissibles**	**Vérification**
σb= 0.34 (Mpa)	$\overline{\sigma}$b=15 (Mpa)	σb ≤ $\overline{\sigma}$b Vérifiée
σs1=2.19 (Mpa)	$\overline{\sigma}$s=201.63 (Mpa)	σs≤ $\overline{\sigma}$s Vérifiée
σs'=2.69 (Mpa)	$\overline{\sigma}$s=201.63 (Mpa)	σs'≤ $\overline{\sigma}$s Vérifiée

Tableau III.5. Vérification des contraintes de cisaillement à L'ELU.

La contrainte de cisaillement	La contrainte de cisaillement admissible	Vérification
τ=0.02 (Mpa)	$\overline{\tau}$=2.50 (Mpa)	$\tau \leq \overline{\tau}$ Vérifiée

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme : *RPA Art [6.2.3]*

$$F_p = 4.A.C_p.W_p. \quad (Art.6.2.3)\text{-}6$$

Tableau III.6. Vérification au séisme.

A	Cp	Wp	Fp [KN]	Q [KN]	Fp≤ Q [KN]
0.25	0.8	2.255	1.404	1.5	vérifiée

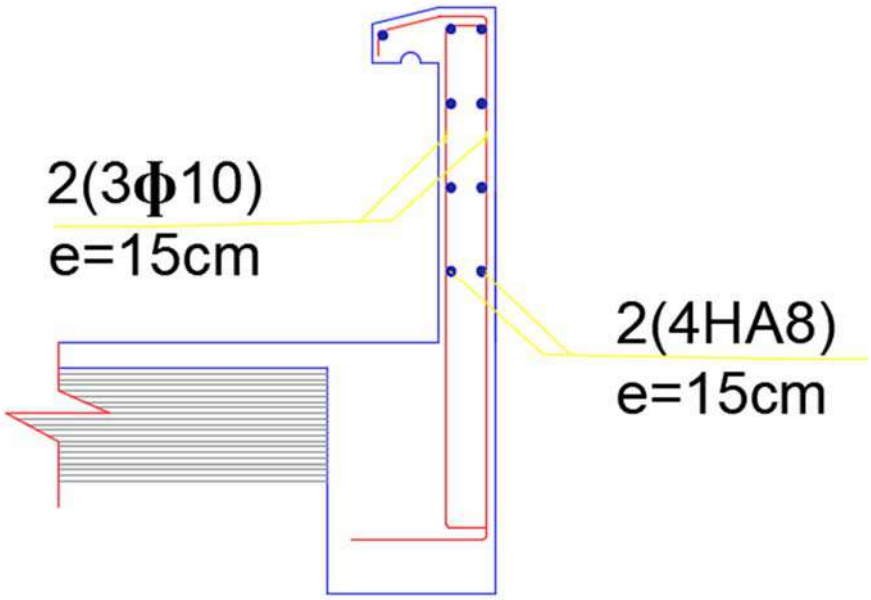


Figure III.2. Ferraillage de l'acrotère.

III.2. Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles s'effectue selon deux étapes : Avant coulage et après coulage.

III.2.1. Avant coulage :

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

Son poids propre.

Le poids du corps creux (entrevous) et la couche de béton.

Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 KN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.2.1.1 Calcul des charges des poutrelles avant coulage :

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

Tableau III.7 : les charges de la poutrelle avant collage.

Charges permanentes G	
Poids de poutrelle : 0.12*0.04*25 = 0. 12KN/ml	**0.72 KN/ml**
Poids du corps creux: 0.60*1 = 0.60KN/ml	
Surcharges d'exploitation Q	
Poids de l'ouvrier et les matériaux Q =Max {1KN; 0.5*L kN.m de portée} = 2.5KN	**2.5KN/ml**

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 de la table de compression.

III.2.1.2 Calcul du nombre d´étaiements :

C´est à partir du calcul de la flèche qu´on pourra déterminer le nombre d´étaiements c'est à dire, on suppose qu´on dispose d´un pied droit, on détermine alors la flèche pour la comparer avec la flèche admissible. Si ce dernier est supérieur à la première donc un pied nous suffira, sinon on ajoute un deuxième et ainsi de suite jusqu´à avoir une flèche inférieure à la flèche admissible.

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10mm$ Pour L ≤5m

$$Fmax = \frac{5*G*L^4}{384*E*I} + \frac{Q*L^3}{48*E*I} = \frac{5*0.72*5000^4}{384*32164.2*6.4*10^5} + \frac{2.5*10^3*5000^3}{48*32164.2*6.4*10^5} = 600.910mm$$

Tableau III.8. Nombre des étaiements.

étaiements	G	Q	fc28	E (Mpa)	L (mm)	I (mm^4)	F_{max} (mm)	F_{barr} (mm)	$F<F_{barr}$
0	0.72	2.50	25	32164.195	5000	640000	600.910	10.00	Non
1	0.72	1.25	25	32164.195	2500	640000	37.557	5.00	Non
2	0.72	1.00	25	32164.195	1666.67	640000	8.200	3.33	Non
3	0.72	1.00	25	32164.195	1250	640000	3.089	2.50	Non
4	0.72	1.00	25	32164.195	1000	640000	1.467	2.00	Oui

Commentaire *:* On doit disposer 4 étaiements.

III.2.2. Après coulage :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable L=5(m)

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

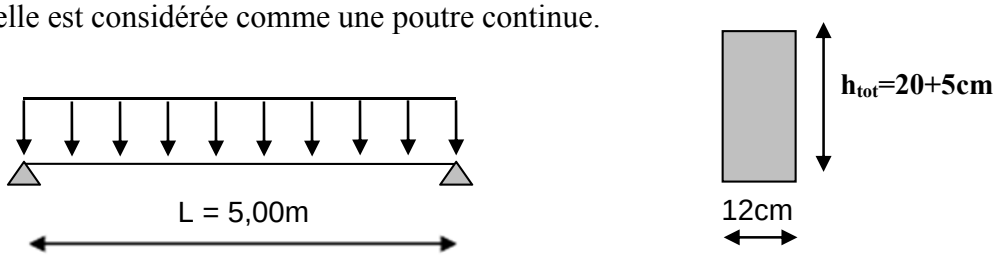


Fig.III.3. Schéma statique de la poutrelle.

III.2.2.1. Méthodes de calcul :

III.2.2.1.a. Méthode forfaitaire:

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes:

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

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

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

- La fissuration est peu nuisible.

III.2.2.1.b. Méthode de Caquot:

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

III.2.2.2. Calcul des charges et surcharges:

Tableau III.9. Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

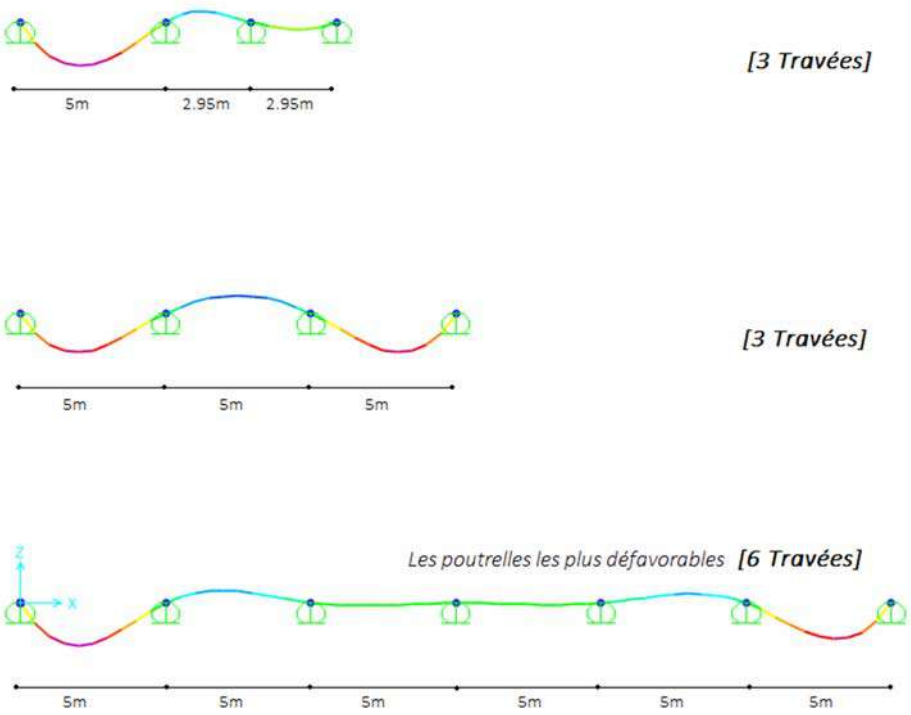
	G kN/m	**Q kN/M**	**Pu kN/M 1.35G+1.5Q**	**Pser kN/M G+Q**
PLANCHER TERRASSE	7.76*0.60=4.656	1*0.60=0.60	7.185	5.256
PLANCHER ETAGES COURANTS	7*0.60=4.2	1.5*0.60=0.9	7.02	5.1
PLANCHER RDC	7*0.60=4.2	2.5*0.60=1.5	7.92	10.67
		3.5*0.60=2.1	8.55	6.30

III.2.2.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

Tableau III.10. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.

Conditions	**Plancher terrasse**	**Vérification**	**Plancher Sous-Sol**	**Vérification**	**Planchers courants**	**Vérification**
Q ≤min $\begin{cases} 2G\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$	1Kn/m≤min $\begin{cases} 15.52\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$	**CV**	2.5kN; 3.5; 4kN /m≤min $\begin{cases} 17.5\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$	**CV**	1.5Kn/m≤min $\begin{cases} 10.5kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$	**CV**
0. 8 ≤ *Ln*/*Ln*+1 ≤ 1.25 Tous les travées=5m	**0**. 8 ≤ 1 ≤ 1.25	**CV**	**0**. 8 ≤ 1 ≤ 1.25	**CV**	**0**. 8 ≤ 1 ≤ 1.25	**CV**
Fissuration	Peu nuisible	**CV**	Peu nuisible	**CV**	Peu nuisible	**CV**

Commentaire : la méthode Forfaitaire est applicable pour toutes les poutrelles dans les différents niveaux.



FigureIII.4. Diagramme de déformation de chaque type des poutrelles

III.2.3. Ferraillage :

III.2.3.1. Planchers étages courants :

Fissuration peu nuisible.

III.2.3.1.a. Charges et sollicitations :

Charge permanente : G= 7 (kN/m²) P_{ultime} =7.02 (kN*m)

Charge d'exploitation : Q= 1.5 (kN/m²) $P_{service}$ =5.10 (kN*m)

III.2.3.1.b. Moments et efforts tranchant appliqués:

	M_t(kN*m)	**Ma** (kN*m)	**Tu** (kN)
Etat **L**imite **U**ltime	15.42	-10.97	-18.87
Etat **L**imite de **S**ervice	11.20	-7.97	-

III.2.3.1.c. Résultats:

Tab.III.11. Sollicitations et armatures.

poutrelle			**Sollicitation à l'ELU**		**Sections d'armatures**			
N°	**L**(mm)	**$M_{0calculé}$**	**Mt**[kN*m]	**Ma**[kN*m]	**As_1**	**As_2**	**As_1 choisie** (cm²)	**As_2 choisie (cm²)**
	5.00	71.56	15.42	-10.97	2.13	1.47	**3HA10=2.35**	**1HA14=1.54**

III.2.3.1.d. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Tab.III.12. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

Sollicitations à l'ELS		**Contraintes en travée**	**Contraintes en appuis**	**Contraintes admissibles**	**vérification**
M travée	**M appui**	**σb**	**σb**	**σb**	σb≤ σ̄b
[kN*m]	[kN*m]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	Vérifiée
11.20	-7.97	8.33	6.17	15	

III.2.3.1.e. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU :

Tab.III.13. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

Section et sollicitations à l'ELU			**Vérification**			**Espacement et armatures**			
d	b	T	τu	Tu barr	τu≤τ̄u	ZN	ZC	Φ	At
cm	cm	Kn	Mpa	Mpa	vérifiée	cm	cm	mm	cm^2
23	12	18.87	0.68	3.33		15	15	6	**2 ϕ6**=0.57

III.2.3.1.e. Vérification de la flèche à l'ELS :

[f]=h/l<Mt/15Mo et A/bd< 3,6/fe

$[f]_{adm}$=L/500=5000/500=10 (mm)

Tab.III.14. Vérification de la flèche

Travée et section			**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
L	b	h	M travée	As1t	As2 t	[f]t	$[f]_{adm}$	ΔF≤Fadm
m	cm	cm	[kN*m]	cm^2	cm^2	mm	mm	Vérifiée
5	12	25	11.20	2.35	1.54	8.2	10	

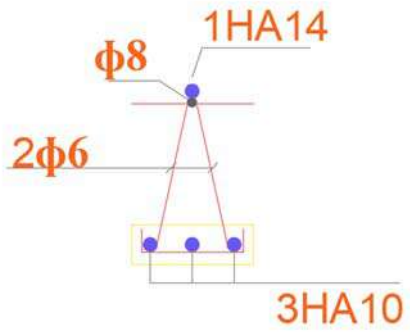


Figure III.5. Disposition des armatures des poutrelles des planchers Etages Courants.

III.2.3.2. Planchers RDC :

Fissuration peu nuisible

III.2.3.2.a. Charges et sollicitations :

Charge permanente : G= 7 (kN/m²)

Charge d'exploitation : Q= 4 (kN/m²) P_{ultime} =9.27(kN*m) $P_{service}$ =6.6 (kN*m)

Charge d'exploitation : Q= 3.5 (kN/m²) P_{ultime} =8.82 (kN*m) $P_{service}$ =6.3 (kN*m)

Charge d'exploitation : Q= 2.5 (kN/m²) P_{ultime} =7.92 (kN*m) $P_{service}$ =5.7 (kN*m)

III.2.3.2.b. Moments et efforts tranchant appliqués:

	Mt(kN*m)	**Ma** (kN*m)	**Tu** (kN)
Etat **L**imite **U**ltime	19.67	-13.78	-23.18
Etat **L**imite de **S**ervice	14.00	-9.84	-

III.2.3.2.c. Résultats:

Tab.III.15. Sollicitations et armatures.

poutrelle			**Sollicitation à l'ELU**		**Sections d'armatures**			
N°	**L**(mm)	$M_{0calculé}$	**Mt**(kN*m)	**Ma**(kN*m)	As_1	As_2	$As_{1\ choisie\ (cm²)}$	$As_{2\ choisie\ (cm²)}$
1	5.00	71.56	19.67	-13.78	2.81	1.88	**3HA12=3.39**	**1HA16=2.01**

III.2.3.2.d. Vérification des contraintes normales à l'ELS :

Tab.III.16. Vérification des contraintes normales à l'ELS.

Sollicitations à l'ELS		**Contrainte σ_b**		**Contraintes admissibles**	**vérification**
Mtravée	**M appui**	**travée**	**appuis**	$\overline{\sigma}b$	$\sigma b \leq \overline{\sigma}b$
Kn*m	Kn*m	Mpa	Mpa	Mpa	Vérifiée
14.00	-9.84	9.48	6.80	15	

III.2.3.2.e. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU :

Tab.III.17. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU**.**

Section et sollicitations à l'ELU			**Vérification**			**Espacement et armatures**			
d	b	T	τu	τu	τu≤τ̄u	ZN	ZC	Φ	At
cm	cm	Kn	Mpa	Mpa	vérifiée	cm	cm	mm	cm^2
23	12	-23.18	0.84	3.33		15	15	6	**2ϕ6**=0.57

III.2.3.2.f. Vérification de la flèche à l'ELS :

$[f]_{adm}$=L/500=5000/500=10 (mm)

Tab.III.18. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU**.**

Travée et section			**Sollicitation à l'ELS**	**Armatures principales**		**Flèche**		**Vérification**
L	b	h	M travée	As1t	As2t	[f]t	$[f]_{adm}$	ΔF≤Fadm
m	cm	cm	kN*m	cm^2	cm^2	mm	mm	Vérifiée
5	12	25	14.00	3.39	2.01	7.9	10	

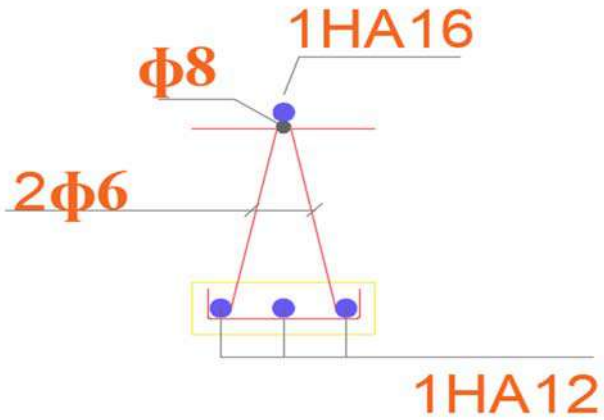


Figure III.6. Disposition des armatures des poutrelles du plancher RDC.

Remarque :

On garde l'épaisseur de pré dimensionnement h_t= (20+5) cm du plancher à corps creux avec le ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

III.2.3.3. Ferraillage de la dalle de compression:

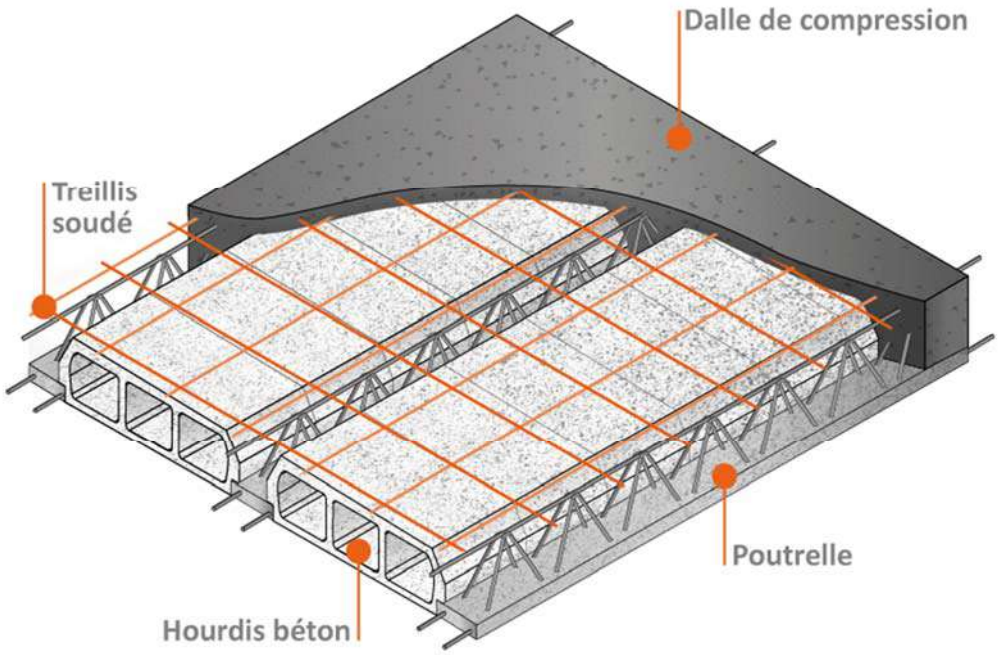


Figure III.7. Dalle en Corps Creux.

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm

Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

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

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).
- Fe : nuance de l'acier TLE**520**, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$\Rightarrow A_t \geq \mathbf{0.46\ cm^2/ml}$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par : $\mathbf{Al \geq \frac{At}{2} = 0.23 cm^2/ml}$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacements 20cm x 20cm.

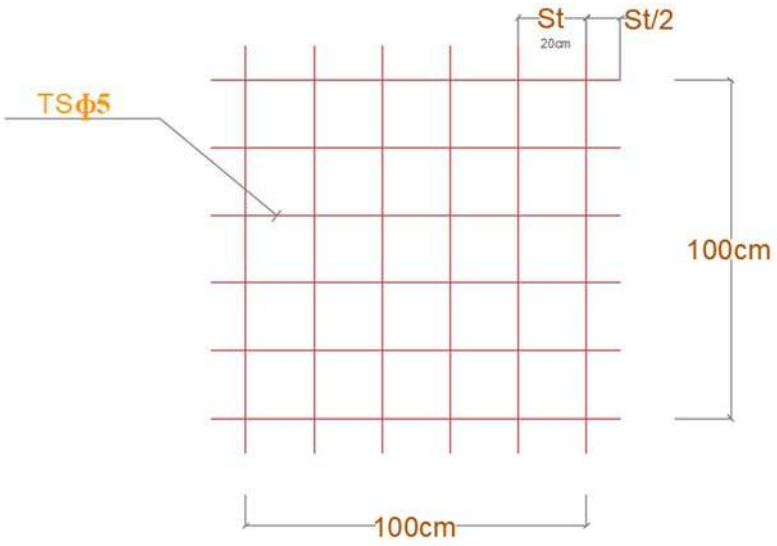


Figure III.8. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.3. Les escaliers :

Les caractéristiques de notre escalier sont :
La Hauteur H=4.42m

Largeur de la Marche: g = 0.30m

Hauteur de la contre Marche: h = 0.17m

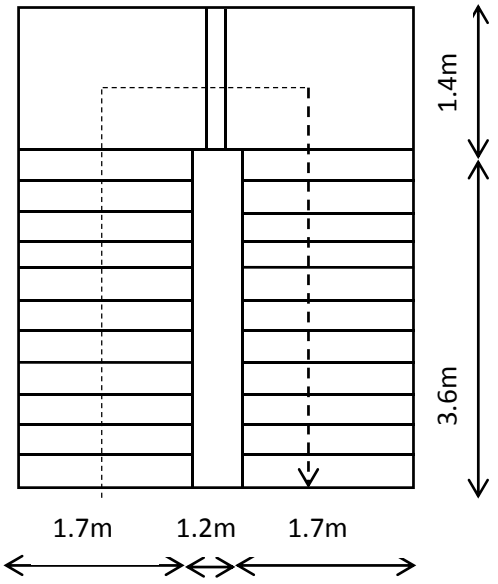
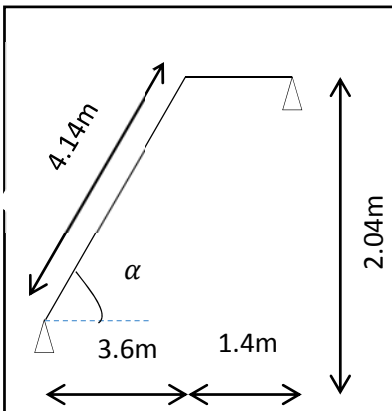
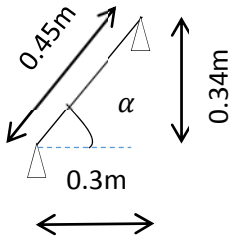


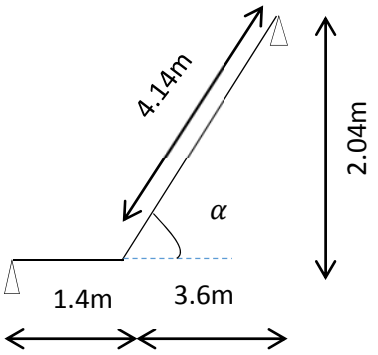
Figure.III.9. Vue en plan de l'escalier à 3 volées.

III.3.1. Dimensionnement :

On va étudier la partie la plus longue et la plus sollicité de l'escalier qui correspond au 1er schéma statique représenté ci-dessous :







1er schéma	2ème schéma	3ème schéma
l=5.54m $\alpha = 29.54$	l=0.45m $\alpha = 29.54$	l=5.54m $\alpha = 29.54$

Figure III.10. Schéma statique.

III.3.2.a. Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / l= 2.04/3.6 = 0.56 Donc : α =29.54°

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 15.82 \le e \le 18.47$$

On adopte: e = 16cm

Remarque : pour e=16cm la flèche n'est pas vérifiée donc on a dû augmenter l'épaisseur de l'escalier jusqu'à e=22cm.

III.3.2.b. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

Tableau III.20. Dimensions de l'escalier.

L_{max} [m]	H [m]	n	n-1	h[cm]	g[cm]	e
5.54	2.04	12	11	17	30	22

Tableau III.21. Charges du palier de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [kN/m²]	Poids surfacique [kN/m²]
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre du palier	0.22	25	5.50
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G				7.2

Tableau III.22. Poids propre de la paillasse de L'escalier.

N°	Composants	Epaisseur [m]	Poids volumique [KN/m²]	Poids surfacique [KN/m²]
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.22/ cos α	25	6.32
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.13
6	Enduit ciment	0.02	0.18	0.36
G				10.15

Charge d'exploitation : Q = 2.5kN/m^2

III.3.2.c. Détermination des efforts :

Tableau III.23. Combinaison des charges de l'escalier.

	G [KN/m^2]	Q [KN/m^2]	P_u [KN/m^2]	P_{ser} [KN/m^2]
Palier	7.2	2.5	13.47	9.7
Paillasse	10.15	2.5	17.92	12.65

III.3.3. Calcul du ferraillage :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

b=100cm; h=22cm; d=19.5cm; c=2.5cm.

Tableau III.24. Moments à l'ELU et sections d'armatures.

Sollicitation à l'ELU			Sections d'armatures calculées		Sections d'armatures choisies	
M_0	**M_t =0.85 M_0 [kN.m]**	**M_a =0.5 M_0 [kN.m]**	**A_{s1}[cm]**	**A'_{s2}[cm]**	**$A_{s1\ choisie}$ [cm²]**	**$A'_{s2\ choisie}$ [cm²]**
65.01	55.26	32.50	8.6	4.9	**6HA14**=9.24	**5HA12**=5.65

Tableau III.25. Vérification de condition de non fragilité (ELU).

	A[cm²]	**A_{min}=B/1000[cm²]**	**A>A_{min}**
En travée	9.24	2.2	vérifiée
En appuis	5.65	2.2	vérifiée

Tableau III.26. Les armateurs de répartition.

	$A_{rép}$ = A/4 [cm²]	**$A_{rép}$ [cm²]**
En travée	2.31	**6** Ø **8**=3.01
En appuis	1.41	**6** Ø **8**=3.01

III.3.4. Vérification des Contraintes à l'ELS :

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

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

III.3.5. Vérification des contraintes de cisaillement :

La condition à vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{47.64 \times 10^3}{1000 \times 195} = 0.24MPa < \overline{\tau_u} = 3.333MPa. \ \ldots \text{ Vérifiée}$$

III.3.5. Vérification préliminaire de la flèche:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{22}{554} = 0.039 \geq \frac{41.71}{20*47.09} = 0.044 \ldots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{100*19.5} = 0{,}005 \leq \frac{2}{25} = 0.08 \ldots \text{Vérifiée.}$$

Remarque:

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur [CBA93 ANEXXE(D) P170] pour calculer la flèche.

Tableau III.29. Valeur de la flèche

A(cm)	**Mser**	ρ	σs(MPA)	μ	**Y_G (cm)**	**I_0 (cm4)**
9.24	41.71	0.005	235.73	0.44	12.14	98747.18
I_{fi} (cm4)	**I_{fv} (cm4)**	**F_i (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF <F_{adm}**
36794.76	60994.72	10.82	19.57	8.75	10.54	oui

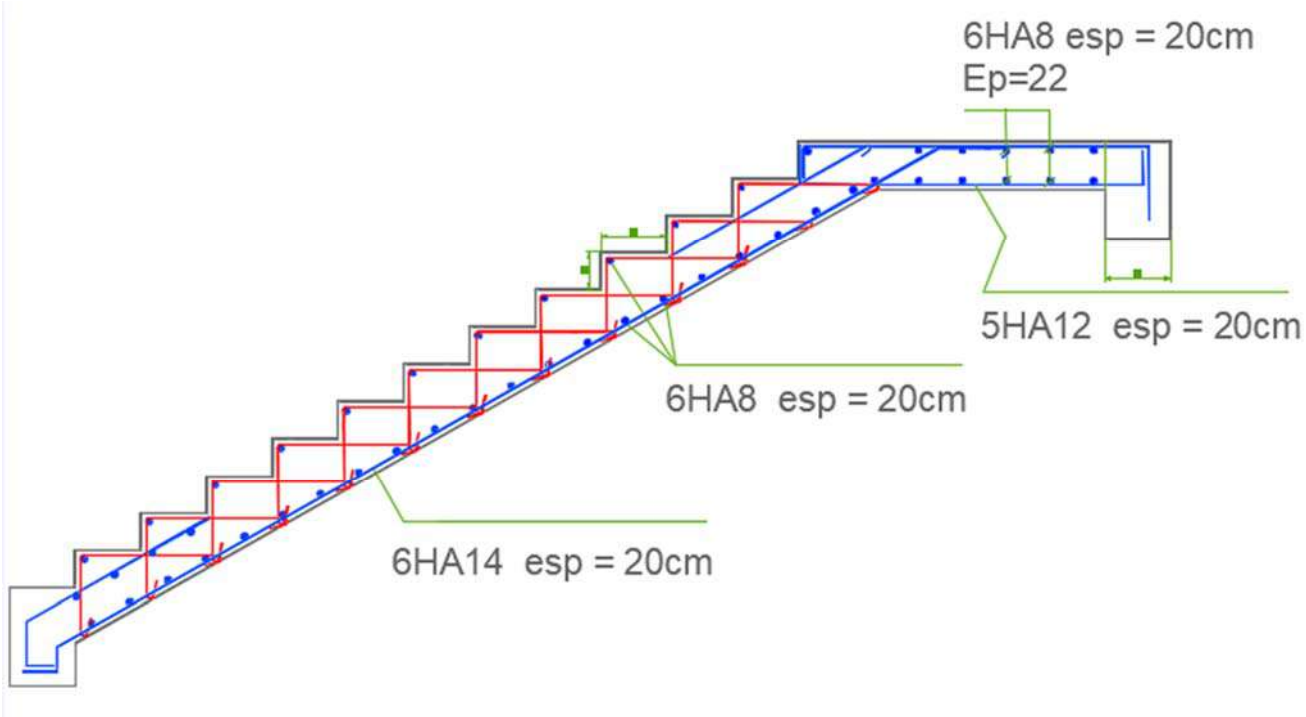


Figure III.11. Détail de ferraillage de l'escalier.

III.3.5 Poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h) avec une longueur de 4.69m.

l/15≤h≤l/10 31.26≤h≤46.9 on prend **h=35cm**

0.3*h≤b≤0.7*h 10.5≤b≤24.5 on prend **b=30cm**

III.3.5.1 Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003 :

b = 30 cm ≥ 20 cm … vérifiée

h = 35 cm ≥ 30 cm… vérifiée

h/b = 1.17 < 4 … vérifiée

III.3.5.2 Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : Pp=0.30x0.35x25 = **2.625kN/ml**

Tableau III.30. Calcul des efforts.

	Ra (kN)	**M_0= P*l²/8**	**Ma (kN*m)**	**Mt (kN*m)**
	Ra=Rb=P*l/2	**(KN*m)**	**Ma=Mb=P*l²/12**	**Mt =P*l²/24**
ELU	51.78	60.71	40.47	20.24
ELS	37.59	44.07	29.38	14.69

III.3.5.3 Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) :

Tableau III.31. La section d'armatures.

	M_u (kN.m)	**$\mu < \mu_l$**	**β**	**A_{cal} (cm²/ml)**	**$A_{choisie}$ (cm²)**
		$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_b}}$		**$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$**	
En travée	20.24	0.063	0.967	1.85	**4HA12**=4.52
Aux appuis	40.47	0.125	0.932	3.84	**4HA12**=4.52

III.3.5.4 Vérification à l'E.L. S :

Fissuration peu nuisible.

Tableau III.32. Vérification des contraintes de la poutre palière.

	M_{ser} (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm²)	σb (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	Vérification
En travée	14.69	4.52	3.3	15	Vérifiée
Eux appuis	29.38	4.52	6.7	15	Vérifiée

III.3.5.5 Sections minimales et maximales :

Vérification selon *RPA99 version2003 Art [7.5.2.1]*

$0.5\% \leq \frac{A}{b*h} = \frac{4.52}{30*35} = 0.4\% \leq 4\%$ (Zone courante) … vérifiée

$0.5\% \leq \frac{A}{b*h} = \frac{4.52}{30*35} = 0.4\% \leq 6\%$ = (Zone de recouvrement) …vérifiée

CBA93 Art [B.6.4]

Section tendue At_{min}=0.1%*b*h=0.1%*30*35=1.05

III.3.5.6 vérification de l'effort tranchant:

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

$$\bar{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33MPa\ ;\ 5MPa\right] = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{51.78\times10^3}{300\times325} = 0.531MPa < \overline{\tau_u} = 3.333MPa. \ldots \text{ vérifiée.}$$

III.3.5.7 Vérification de compression dans la bielle de béton:

$a = \text{Min}\left[b - c - 2\ ;\ 0{,}9d\right] = 25.5\ \text{cm}$

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right)b.a$$

$V_u = 51.78\text{KN} \leq 450\text{KN}$ …vérifiée

III.3.5.8 Calcul des armatures transversales:

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right]$ → $\phi \leq [10;\ 30;\ 12]$

On adopte: $\phi_t = 10$ mm.

$$At = \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 51.78 \times 10^3}{400} = 1.49\ cm^2$$

$$a_t = \frac{\pi \phi_t^2}{4} = 0,785 cm^2 \ ; \ nt = \frac{At}{at} = \frac{1.49}{0.785} \approx 2$$

On adopted: $A_t = \mathbf{3}\ \phi_t\ 10 = 2.36 cm^2$

III.3.5.9 Vérification des espacements:

On doit vérifier: $S_t \le \overline{S_t} = Min\,[0,9d;40cm]$ Avec d =32.5

$$S_t \le \frac{0,9 A_t \cdot f_e (\cos\alpha + \sin\alpha)}{b.\gamma_s (\tau_u - 0,3k.f_{t28})}$$ Avec k =1 (flexion simple) et α=90°

$$S_t \le \frac{0,9.236.400}{300.1.15(0.531 - 0,3.2,1)} = 23.85cm$$

Donc: $S_t = 15cm \le \overline{S_t} = 29.25cm$ …vérifiée.

$$A_t \ge A_{min} = \frac{0,4.b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_t = 1.57 cm^2 \ge A_{min} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 cm^2$$

Vérification selon le *RPA99 v2003 Art [7.5.2.2] :*

St ≤ min [h/4; 12Øl] = Min [8,75; 12] = 8.75cm **zone nodale**

St ≤ h/2 = 17,5cm **zone courante**

On adopte les valeurs suivantes: St = 10cm (zone nodale) ; St = 15cm (zone courante)

III.3.2.9 Section minimale d'armatures transversales:

At≥At min =0,003. St.b

Zone nodale At=2.36cm²≥At min=0.003×10×30=0.9 cm^2 … vérifiée

Zone courante At=2.36cm²≥At min=0.003×15×30=1.35 cm^2 …vérifiée.

III.3.2.9 Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{469} = 0,075 \ge \frac{1}{16} = 0,0625$$ …vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0{,}075 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10}\frac{14.69}{44.07} = 0.033 \qquad \text{…vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0.d} = \frac{4.52}{30 \times 32.5} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0{,}010 \qquad \text{…vérifiée}$$

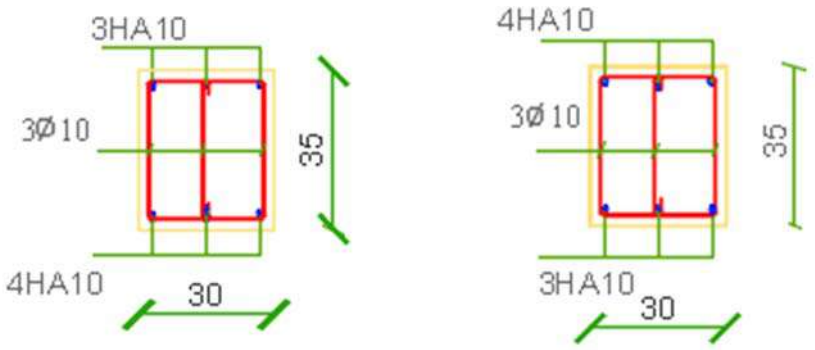
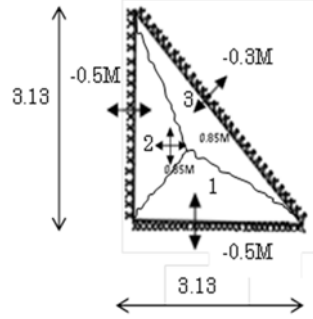


Figure III.12. Détail de ferraillage de la poutre palière.

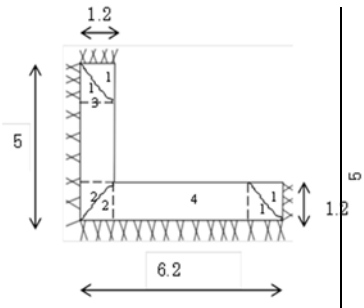
III.4. Dalles pleines :

III.4.1. Les déférents types des dalles pleines :

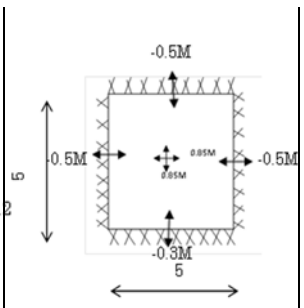


1er type :

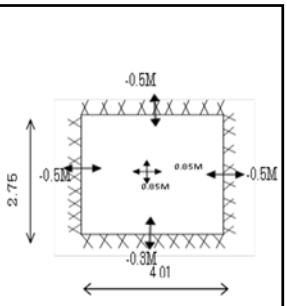
(Dalle reposant sur 3 appuis)



2eme type : (dalle reposant sur 4 appuis)



3 éme type : (dalle reposant sur 4 appuis)



4 éme type : (dalle reposant sur 4 appuis)

Figure III.13. Les Types des dalles pleines.

Tableau III.33. Evaluation des charges.

dalle	G	Q	Pu [KN]	Pser [KN]	Méthode de travail
1	6.95	1.5	11.63	8.45	Lignes de ruptures
2	6.95	3.5	14.63	10.45	Lignes de ruptures
3	6.95	2.5	13.13	9.45	Méthode forfaitaire
4	7.71	2.5	14.16	10.21	Méthode forfaitaire

Tableau III.34. Ferraillage des dalles pleines.

dalle	sollicitation		section et armatures				espacement		
			A [cm²]	$A_{choisie}$ [cm²]	Amin= b/1000 [cm²]	A≥Amin =b/1000	St [cm]	$\overline{St}$ [cm]	St≤ $\overline{St}$
1	Sens x/y	Mt=1.48	0.34	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
		Ma=0.87	0.20	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
2	Sens x/y	Mt=3.60	0.83	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
		Ma=2.12	0.51	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
3	Sens x/y	Mt=9.06	2.42	4HA10 =3.14	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
		Ma=6.04	1.40	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
4	Sens x/y	Mt=7.11	1.65	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée
		Ma=4.18	0.97	4HA8 = 2.01	1.5	vérifiée	25	33.3	vérifiée

Tableau III.35. Vérification des contraintes à l'ELS.

dalle	Sollicitation à l'ELS			Contraintes en travée	Contraintes en appui	Contraintes admissibles	vérification
		Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	σb [MPa]	σb [MPa]	$\overline{\sigma}$b [MPa]	σb≤ $\overline{\sigma}$b
1	Sens x/y	1.07	0.63	1.55	0.43	15	vérifiée
2	Sens x/y	2.57	1.51	1.78	1.05	15	vérifiée
3	Sens x/y	7.81	5.21	3.53	3.62	15	vérifiée
4	Sens x/y	5.23	3.08	3.63	2.14	15	vérifiée

Tableau III.36. Vérification des contraintes de cisaillement *CBA art [A.5.2.2]*.

dalle	section		Sollicitation à l'ELU		vérification	
	h [cm]	b [cm]	T [cm]	τu [MPa]	$\overline{\tau}$u [MPa]	τu ≤ $\overline{\tau}$u
1	15	100	9.10	0.06	1.167	vérifiée
2	15	100	45.35	0.30	1.167	vérifiée
3	15	100	23.62	0.15	1.167	vérifiée
4	15	100	30.39	0.20	1.167	vérifiée

Tableau III.37. Vérification préliminaire de la flèche.

Section	1er condition $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$			2éme condition $\frac{A}{b_0\ d} \leq \frac{2}{fe}$		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	Vérification	$\frac{A}{b_0\ d}$	$\frac{4.2}{fe}$	Vérification
1	0.048	0.01	vérifiée	0.0016	0.005	vérifiée
2	0.048	0.002	vérifiée	0.0016	0.005	vérifiée
3	0.03	0.013	vérifiée	0.002	0.005	vérifiée
4	0.04	0.024	vérifiée	0.001	0.005	vérifiée

III.5. La coupole :

La coupole de notre projet est de forme de demi sphère, d'un diamètre D=10m et d'une hauteur de 7.07m.

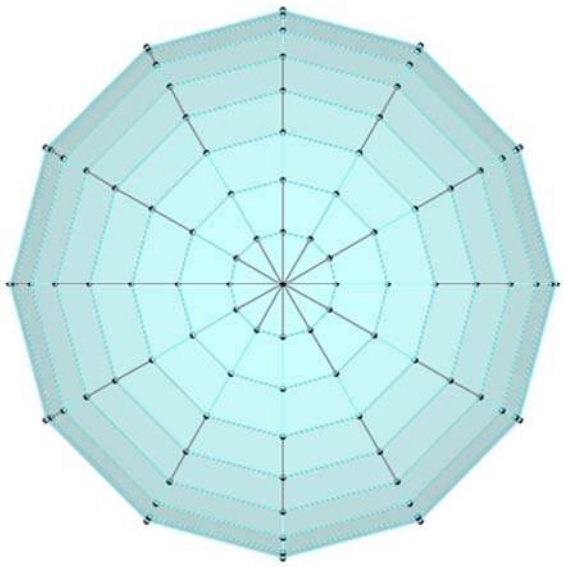


Fig.II.14. Vue de dessus de la coupole

II.9.1. Matériaux et dimensions :

II.9.1.a. Le verre :

Epaisseur : 8mm

Poids volumique = 25 Kn/m^3

II.9.1.b. Les cornières en charpente métallique :



Fig.III.15. Cornière en T.

Tige extérieure (t3) = 0.05m

Bride extérieure (t2) = 0.05m

Epaisseur de la bride = 5.10^{-3}

Epaisseur de la tige = 5.10^{-3}

ETUDE DYNAMIQUE

CHPITRE IV

IV.1. INTRODUCTION :

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

IV.2. Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000 version 20.2.0, sur un modèle Tridimensionnel de la structure encastrée à la base.

Les poteaux, les poutres et les cornières sont modélisés par un élément de type FRAME.

Les planchers à corps creux, Les Dalle pleines, les voiles, les escaliers et le verre par l'élément de type SHELL.

La participation massique des charges est donnée comme suit : $W= G + \beta iQi$.

Dans notre cas, on a deux valeurs du coefficient de pondération β, donc deux types de Charges d'exploitation Q_1 et Q_2.

$\beta = 0.2 _ Q_1$; $\beta = 0.6 _ Q_2$

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en terme de périodes, sous forme de fichier texte.

Notre structure comporte des planchers rigides. Elle est présentée par un système encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque plancher, avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation).

IV.3. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont : $G+Q_1+Q_2 \pm E$; $0.8G \pm E$

IV.4. Résultats des vérifications de la structure:

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

Analyse Modale :

Comportement modal

Participation massique (Dissipation d'énergie)

Analyse Statique et Dynamique :

Stabilité de la structure :

- Vérification de la Force sismique à la base.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification du déplacement en tête du bâtiment
- Vérification des déplacements inter-étage.
- Vérification vis à vis de l'effet ***P-Δ***.

Résistance des éléments :

- Vérification du cisaillement des éléments.
- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4. Interprétation des résultats :

IV.4.1. Disposition choisie :

IV.4.2. Analyse modale :

Comportement modale :

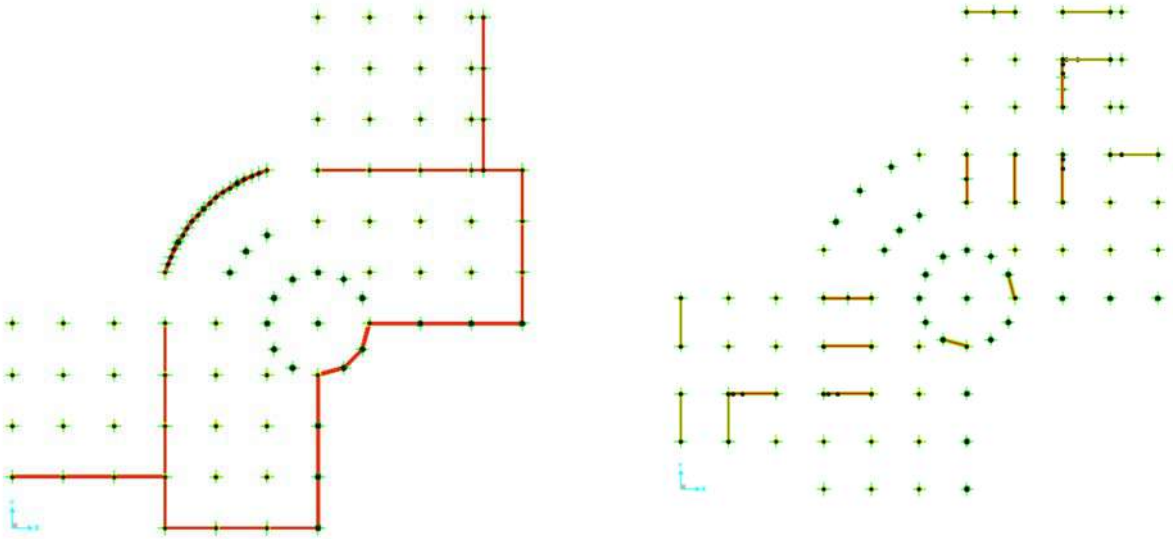
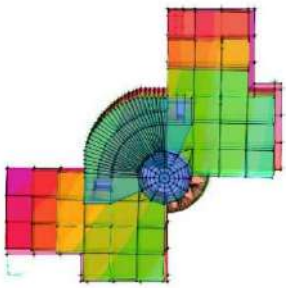
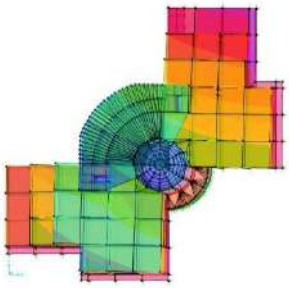
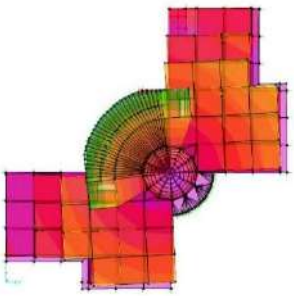


Figure IV.1. Disposition des voiles.

Tableau IV.1. Comportement des trois premiers modes.

Modes	*1*	*2*	*3*
Période (s)	***0.31***	***0.36***	***0.28***
Participation massique suivant X	4.66	**47.47**	1.73
Participation massique suivant Y	**48.26**	0.91	0.03
Participation massique suivant Z	2.35	3.69	**30.10**
Image			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

Commentaires :

Le premier mode bouge suivant l'axe de faible rigidité I_{min} ($\sum ky < \sum kx$).

Le deuxième mode bouge suivant l'axe de forte rigidité I_{max} ($\sum kx > \sum ky$).

Le troisième mode bouge autour l'axe vertical à cause du moment de torsion résultant Mtr=Mte-Mtrv.

Tableau IV.2. Participation massique (dissipation d'énergie) : *RPA V2003 Art4.3.4*

Modes propres		**Cumule des masses modales effectives %**		
Mode N°	Périodes [s]	Sens-x	Sens-Y	Sens-Z
63	0.01	**90.50**	**90.00**	87.52
102	0.01	91.98	90.69	**94.36**

Commentaires :

La somme des modes modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure, au **63éme** mode suivant l'axe(X) ;

La somme des modes modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure, au **63éme** mode suivant l'axe(Y) ;

La somme des modes modales effectives est atteinte plus de 90% de la masse totale de la structure, au **102éme** mode autour l'axe(Z) ;

Le nombre des modes total =**1789**modes ;

Le temps des modes total =**20.07s**;

Le nombre des modes retenus =**102** modes ;

Le temps des modes retenus =**8.26s**.

IV.4.3. Calcul d'excentricité selon le *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.

IV.4.3.a. Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 51.20 m
Largeur du bâtiment = 51.20 m

IV.4.3.b. Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 7.68 m
Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 7.68 m

IV.4.3.c. Centre de Rigidité & Centre de Masse :

Tableau IV.3. Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**	**XR (m)**	**YR (m)**
F_	3.4	19240.14	27.04	22.97	9.312E+00	1.347E+00	38.10	11.75
E_	7.82	16319.21	26.90	23.17	9.312E+00	1.347E+00	23.56	21.09
D_	11.56	14807.29	27.13	23.03	9.312E+00	1.347E+00	23.20	21.27
C_	15.3	12419.35	28.05	22.14	9.312E+00	1.347E+00	24.98	20.59
B_	19.04	10286.27	28.61	21.57	9.312E+00	1.347E+00	28.40	19.72
A_	22.78	3382.485	24.46	25.53	9.312E+00	1.347E+00	30.69	18.48

IV.4.3.d. Excentricité :

Tableau IV.4. Excentricité.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
F_ DIAPH_ 3.40	3.4	11.065	11.227	Non
E_ DIAPH_ 7.82	7.82	3.345	2.078	Oui
D_ DIAPH_ 11.56	11.56	3.927	1.755	Oui
C_ DIAPH_ 15.30	15.3	3.063	1.541	Oui
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	0.209	1.843	Oui
A_ DIAPH_ 22.78	22.78	6.237	7.052	Oui

IV.5. Analyse statique et dynamique :

A/ Stabilité de la structure :

IV.5.1. Coefficient de comportement R *RPA V2003 Art3.4 :*

Avec une hauteur du bâtiment H=22.87m implanté dans la zone III et après avoir choisi la disposition des voiles finale, le système de contreventement mixte portiques + voiles est égale à 3.5.

R=3.5 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (Nz).
- Les voiles reprennent 100% de l'effort tranchant d'étage, dues aux charges horizontales (tx, ty).

IV.5.2. Justification du coefficient de comportement R - *RPA version 2003 [Art 3.5]* :

Suivant X :

Tableau IV.5. Distribution des sollicitations suivant X.

Étage	**Sollicitations dues aux charges**			**Sollicitations dues aux charges**		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**	**Effort tranchant Tx (kN)**	**Tx /Poteaux (kN)**	**Tx /Voiles (kN)**
A_ DIAPH_	4736.560	3488.397	1248.163	1431.239	0.000	1431.239
B_ DIAPH_	18632.005	14193.728	4438.277	4590.584	0.000	4590.584
C_ DIAPH_	35499.310	26905.845	8593.465	7483.245	0.000	7483.245
D_ DIAPH_	54337.693	41125.349	13212.344	9471.643	0.000	9471.643
E_ DIAPH_	75332.467	57542.082	17790.385	8997.253	0.000	8997.253
F_ DIAPH_	80968.795	53241.922	27726.873	8876.081	0.000	8876.081

IV.5.3. Valeurs en pourcentage :

Tableau VI.6. Distribution des sollicitations suivant X %.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH_	100	73.648	26.352	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	76.179	23.821	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	75.793	24.207	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	75.685	24.315	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	76.384	23.616	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	65.756	34.244	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.7. Distribution des sollicitations suivant Y

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_	4734.994	3488.397	1246.597	1440.793	0.000	1440.793
B_ DIAPH_	18153.074	14193.728	3959.346	4369.255	0.000	4369.255
C_ DIAPH_	34181.177	26905.845	7275.332	6879.299	0.000	6879.299
D_ DIAPH_	53022.964	41125.349	11897.615	9286.623	0.000	9286.623
E_ DIAPH_	73908.689	57542.082	16366.607	8845.741	0.000	8845.741
F_ DIAPH_	78173.064	53241.922	24931.142	7888.463	0.000	7888.463

IV.5.4. Valeurs en pourcentage :

Tableau VI.8. Distribution des sollicitations suivant Y%.

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant Tx	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100	73.673	26.327	100	0.000	100.000
B_ DIAPH_	100	78.189	21.811	100	0.000	100.000
C_ DIAPH_	100	78.715	21.285	100	0.000	100.000
D_ DIAPH_	100	77.561	22.439	100	0.000	100.000
E_ DIAPH_	100	77.856	22.144	100	0.000	100.000
F_ DIAPH_	100	68.108	31.892	100	0.000	100.000

2-1-1 Vérification de la force sismique à la base: (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base V_t 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 $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

Calcul de la force sismique totale V *RPA2003« Art4.2.3 »*

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

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad Vy = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0.5\ sec$

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 22.78}{\sqrt{51.20}} = 0.28 \quad , \quad T_y = \frac{0.09 * 22.78}{\sqrt{51.20}} = 0.28$$

$$\Rightarrow D_x = 2.20 \quad , \quad D_y = 2.20$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 = 1.1$

Tableau VI.9. Valeur de Q.

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

W : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad , \quad W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i} \quad , \quad \beta = 0.2 \; ; \beta = 0.6 \;\Rightarrow\; W = 83660.69\; kN$$

Tableau VI.10. Les valeurs de la force sismique.

A	$\boldsymbol{D_x}$	$\boldsymbol{D_y}$	$\boldsymbol{Q_x}$	$\boldsymbol{Q_y}$	*R*	$\boldsymbol{W(kN)}$	$\boldsymbol{V_{sx}(kN)}$	$\boldsymbol{V_{sy}(kN)}$
0.25	2.20	2.20	1.1	1.1	3.5	83660.69	14461.35	14461.35

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20.2.0 » sont :

$$Edx = 11586.43\ \text{k}N \quad , \quad Edy = 11567.03\ kN$$

Tableau VI.11. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

/	$\boldsymbol{Ed(kN)}$	$\boldsymbol{Vs(kN)}$	$\boldsymbol{\frac{Ed}{Vs}}$	$\boldsymbol{\frac{Ed}{Vs} \geq 0.8}$
Sens X	7427.20	14461.35	0.513	Non
Sens Y	7560.15	14461.35	0.523	Non

On doit augmenter la force dynamique dans les deux directions par un facteur qui égale à :

$$\frac{0.8 * V_{sx}}{Edx} = 1.558 \quad \Rightarrow \quad donc \ \ Edx = 11586.43 \ (kN) \quad , \quad \frac{Edx}{V_{sx}} = \frac{11586.43}{14461.35} = 0.801 \geq 0.8 \quad \dots CV$$

$$\frac{0.8 * V_{sy}}{Edy} = 1.530 \quad \Rightarrow donc \ Edy = 11567.03 \ (kN) \quad , \quad \frac{Edy}{V_{sx}} = \frac{11567.03}{14461.35} = 0.800 \geq 0.8 \quad \dots CV$$

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement :

Tableau VI.12. *Stabilité au renversement.*

Moment de stabilité		**Moment de renversement**		**Vérification**		
Msx [KN.m]	Msy [KN.m]	Mrx [KN.m]	Mry [KN.m]	Msx /MRx ≥1.5	Msy/MRy≥1.5	Vérifiée
189312.5886	189218.4885	1916306.532	2279515.99	10.13	12.04	

Commentaire :

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

IV.3.3.1.3. Vérification du déplacement en tête du bâtiment *RPAV 2003[A.5.8]:*

Déplacement réel =R* Déplacement théorique *... RPA V2003 [Art 4.4.3]*

Tableau VI.13. *Déplacement en tête du bâtiment.*

Déplacement suivant X sous la force EdX			**Déplacement suivant Y sous la force EdY**		
δr.X [cm]	**H/250 [cm]**	**δr.X <H/250 [cm]**	**δr.Y [cm]**	**H/250 [cm]**	**δr.Y<H/250 [cm]**
6.09	9.112	vérifiée	6.58	9.112	Vérifiée

Commentaire :

Les déplacements en tète sont inférieurs aux déplacements admissible (δ<δadm).

δr.Y > δr.X _ kX>Ky.

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage *:(RPAv2003 « Art 4.5.10 »).*

Tableau IV.14. Déplacements et déformation inter-étage sous EdX.

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	Vérification
A_ DIAPH_ 22.78	22.78	1.74	6.09	0.03	3.74	Vérifiée	0.06	3.5	Vérifiée
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	1.73	6.06	2	3.74	Vérifiée	3.44	3.5	Vérifiée
C_ DIAPH_ 15.30	15.3	1.16	4.06	1.75	3.74	Vérifiée	3.28	3.5	Vérifiée
D_ DIAPH_ 11.56	11.56	0.66	2.31	1.33	3.74	Vérifiée	2.49	3.5	Vérifiée
E_ DIAPH_ 7.82	7.82	0.28	0.98	0.98	4.42	Vérifiée	1.55	3.5	Vérifiée
F_ DIAPH_ 3.40	3.4	0	0	0	3.4	Vérifiée	0	3.5	Vérifiée

Tableau IV.15. Déplacements inter-étage sous la force sismique EdY.

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	Vérification
A_ DIAPH_ 22.78	22.78	1.88	6.58	0.87	3.74	Vérifiée	1.63	3.5	Vérifiée
B_ DIAPH_ 19.04	19.04	1.63	5.71	1.72	3.74	Vérifiée	3.22	3.5	Vérifiée
C_ DIAPH_ 15.30	15.3	1.14	3.99	1.68	3.74	Vérifiée	3.14	3.5	Vérifiée
D_ DIAPH_ 11.56	11.56	0.66	2.31	1.33	3.74	Vérifiée	2.49	3.5	Vérifiée
E_ DIAPH_ 7.82	7.82	0.28	0.98	0.98	4.42	Vérifiée	1.55	3.5	Vérifiée
F_ DIAPH_ 3.40	3.4	0	0	0	3.4	Vérifiée	0	3.5	Vérifiée

Commentaires :

Les déplacements inter-étages sont inférieurs aux déplacements admissibles (**Δr**≤h/100) dans les deux directions et pour tous les étages.

Les déformations inter-étages restent inférieurs à la limite plastique (**ε<ε adm 3.5‰).**

2-1-4 Vérification de l'effet P-Δ : *RPA V2003 [A.5.9].*

Tableau VI.16. *Vérification de l'effet P-Δ.*

Niv	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérificaion
22.78	3382.48	0.03	0.87	7705289.44	1077.99	1076.19	374	0.0003	0.0073	Vérifiée
19.04	10286.27	2	1.72	19585058.08	2740.01	2735.42	374	0.0201	0.0173	Vérifiée
15.30	12419.36	1.75	1.68	19001620.8	2658.39	2653.94	374	0.0219	0.021	Vérifiée
11.56	14807.29	1.33	1.33	17117227.24	2394.76	2390.75	374	0.022	0.022	Vérifiée
7.82	16319.21	0.98	0.98	12761622.22	1785.39	1782.4	442	0.0203	0.0203	Vérifiée
3.40	19548.96	0	0	6646646.4	929.89	928.33	340	0	0	Vérifiée

Commentaire : L'effet P-Δ est négligeable dans tous les niveaux.

2-2 Résistance des éléments :

2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments *: RPAV2003 [A7.4.3.2] :*

2.2.1.a. Les poutres :

Tableau VI.17. Vérification de cisaillement des poutres.

Eléments	Section(cm²)	$V_u(kN)$	Combinaison	$\tau(MPa)$	Type de fissurations	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres Porteuses	30X45	309.414	G+Q1+Q2+Ed y	2.427	Fissuration peu nuisible	4.35	Oui
Poutres Non Porteuses	30X35	185.91	G+Q1+Q2+Ed x	1.907	Fissuration peu nuisible	4.35	Oui
Poutre intermédiaire	30X45	109.997	1.35G+1.5Q1+ 1.5Q2	0.863	Fissuration préjudiciable	2.50	Oui
Chainage	30x45	198.538	1.35G+1.5Q1+ 1.5Q2	1.557	Fissuration peu nuisible	3.33	Oui
Poutre Palière	30x35	45.489	G+Q1+Q2+Ed y	0.467	Fissuration peu nuisible	4.35	Oui
Longrines	30x30	29.608	1.35G+1.5Q1+ 1.5Q2	0.359	Fissuration préjudiciable	2.50	Oui
Chainage Noyé	25x25	7.095	1.35G+1.5Q1+ 1.5Q2	0.126	Fissuration préjudiciable	2.50	Oui

2.2.1.b. Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

Tableau VI.18. Vérification de cisaillement des voiles.

Direction	***Voile***	***b(cm)***	***Lc(m)***	$\|V_u\|$	***Combinaison***	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X	**1**	25	500	2341.91	G+Q_1+Q_2+EdX	2.91	5	Oui
	2	25	500	2076.47	G+Q_1+Q_2+EdX	2.58	5	Oui
	3	25	500	1898.01	G+Q_1+Q_2+EdX	2.36	5	Oui
	4	25	250	833.57	G+Q_1+Q_2+EdX	2.07	5	Oui
	5	25	250	1068.31	G+Q_1+Q_2+EdX	2.66	5	Oui
	6	25	120	842.68	G+Q_1+Q_2+EdX	4.37	5	Oui
	7	25	380	755.13	G+Q_1+Q_2+EdX	1.23	5	Oui
	8	25	500	927.18	G+Q_1+Q_2+EdX	1.15	5	Oui
	9	25	280	578.91	G+Q_1+Q_2+EdX	1.28	5	Oui
	10	25	220	404.72	G+Q_1+Q_2+EdX	1.14	5	Oui
	11	25	2.60	177.92	G+Q_1+Q_2+EdX	0.42	5	Oui
Suivant Y	**A**	25	500	1023.42	G+Q_1+Q_2+EdY	1.27	5	Oui
	B	25	500	1129.67	G+Q_1+Q_2+EdY	1.41	5	Oui
	C	25	500	924.66	G+Q_1+Q_2+EdY	1.15	5	Oui
	D	25	250	1026.32	G+Q_1+Q_2+EdY	2.55	5	Oui
	E	25	250	623.74	G+Q_1+Q_2+EdY	1.55	5	Oui
	F	25	500	1522.19	G+Q_1+Q_2+EdY	1.89	5	Oui
	G	25	500	1719.21	G+Q_1+Q_2+EdY	2.14	5	Oui
	H	25	190	675.87	G+Q_1+Q_2+EdY	2.22	5	Oui
	I	25	190	839.11	G+Q_1+Q_2+EdY	2.75	5	Oui
	J	25	260	507.20	G+Q_1+Q_2+EdY	1.22	5	Oui

2.2.1.c. Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

N_d: Effort normal réduit

B_c: Section brute du béton

Les sections choisies au pré dimensionnement ont été modifiées après les avoir vérifié, on a donc augmenté les sections comme présentées dans ce tableau :

Tableau VI.19. Vérification de l'effort normal réduit.

Poteaux Carrés							
Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
3ème + 4ème	35	35	649.22	108900	G+Q1+Q2+EdX	0.238	Oui
1er+2ème	40	40	901.30	144400	G+Q1+Q2+EdX	0.250	Oui
Sous-sol + RDC	45	45	1369.40	184900	G+Q1+Q2+EdX	0.287	Oui
Poteaux Circulaires							
Niveau	*D(cm)*	$N_d(kN)$		$B_c(cm^2)$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
Tous les Niveaux	55	1524.21		220506.5	G+Q1+Q2+EdX	0.28	Oui

FERRAIALLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

CHPITRE V

V.1. Introduction

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles liés rigidement est capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000v2.2.0) qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments et (ROBOT EXPERT 2010) pour le calcul du ferraillage.

V.2. Combinaison de calcul

- D'après l'article **B.6.1.2** du **CBA 93** on a les combinaisons suivant :
  - l'ELU (1.35G+1.5Q) ; l'ELS (G+Q)
- D'après l'article **5.2** du **RPA 99** version 2003 on a les combinaisons suivant :
  - l'ACC (G+Q ± E) ; l'ACC (0.8G ± E)

V.3. Ferraillage des poutres :

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

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

Selon CBA 93 (Art. 7. 1. 2)

- La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$
- Les espacements des armatures transversales est : $S_t \leq$ Min [0.9d ; 40cm]

V.3.1. Ferraillage des poutres porteuses (30x45) + poutre intermédiaire:

Tableau V.1. Calcul de ferraillages (poutres porteuses + poutres intermédiaires)

Section			combinaison	sollicitations		Section d'armatures			
L[m]	b[cm²]	h[cm²]		$M_{travée}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	A_{s1} [cm²]	A_{s2} [cm²]	A'_{s1} [cm²]	A'_{s2} [cm²]
5	30	45	$G+Q_1+Q_2+Ed_x$	/	-173.10			0.00	11.3
5	30	45	ELU	85.71	/	6.2	0.00		

Tableau V.2. Armatures choisies et vérification selon *RPA2003 [A.7.5.2]et CBA93[B.6.4]*

Section choisies				**Section minimale**		Vérification
$A_{S1\ choisi}$ [cm²]	**$A_{S2choisi}$ [cm²]**	**$A'_{S1\ choisi}$ [cm²]**	**$A'_{S2choisi}$ [cm²]**	**A_{min}=0.5%b*h (RPA)**	**A_{min}=0.1%b*h (CBA)**	
5HA14	**3HA16**	**3HA14**	**6HA16**	6.75	1.35	vérifiée
7.70	6.03	4.62	12.06			

Tableau V.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitations à L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		Vérification
$M_{travée}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	$[\sigma_b]$ [Mpa]	$[\sigma_s]$ [Mpa]	
	-124.97	T.F : PN			11.09	/	/	15	/	vérifiée
62.53		6.08	/	/	T.F : PN			15	/	vérifiée

Tableau V.4. Vérification de cisaillement

T_{max} [KN]	$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$ [Mpa]	$\overline{\tau_u}$ [Mpa]	Vérification
303.67	2.38	3.33	vérifiée

Tableau V.5. Vérification des armatures transversales

Zone nodale						Zone courante					
A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	S̄t [cm]	St≤S̄t	A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤S̄t
2.01	0.9	CV	10	49.23	vérifiée	2.01	1.8	vérifiée	20	49.23	vérifiée

Tableau V.6. Vérification préliminaire de la flèche.

section	**1ère condition** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$			**2éme condition** $\frac{A}{b_0\ d} \leq \frac{4.2}{fe}$			**3éme condition** $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		
30x45	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	Vérification	$\frac{A}{b_0\ d}$	$\frac{4.2}{fe}$	Vérification	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérification
	0.09	0.006	vérifiée	0.006	0,010	vérifiée	0.09	0.06	vérifiée

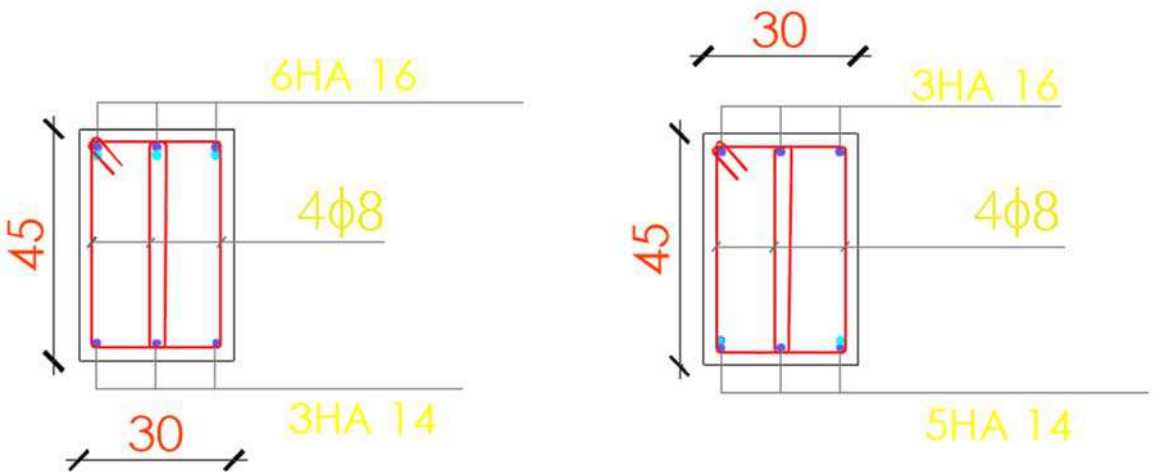


Fig.V.1. Détail de ferraillage de la poutre porteuse

V.3.2. Ferraillage des poutres non porteuses (30x35) :

Tableau V.7. Calcul de ferraillage (poutres non porteuses)

Section			**combinaison**	**sollicitations**		**Section d'armatures**			
L[m]	b[cm]	h[cm]		$M_{appui}(+)$ [KN.m]	$M_{appui}(-)$ [KN.m]	A ‘$_{s1}$ [cm²]	A $_{s1}$ [cm²]	A $_{s2}$ [cm²]	A ‘$_{s2}$ [cm²]
3.37	30	35	$G+Q_1+Q_2+Ed_x$	/	-102.45	/	/	0.00	8.73
5	30	35	$G+Q_1+Q_2+Ed_x$	107.85	/	9.22	0.00	/	/

Tableau V.8. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 [A.7.5.2]et CBA93[B.6.4]

Section choisies				**Section minimale**		**vérification**
$A_{S1choisi}$ [cm²]	$A_{S2choisi}$ [cm²]	$A'_{S1\ choisi}$ [cm²]	$A'_{S2\ choisi}$ [cm²]	A_{min}=0.5%b*h (RPA)	A_{min}=0.1%b*h (CBA)	
3HA14	3HA14	3HA14+3HA14	3HA14+3HA14	5.25	1.35	vérifiée
4.62	4.62	9.24	9.24			

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitations à L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		vérification
$M_{travée}$ [KN.m]	M_{appui} [KN.m]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	
	-59.52	T.F : Préjudiciable			7.10	201.6	0.00	15	201.63	vérifiée
69.07		5.40	201.6	0.00	T.F : Préjudiciable			15	201.63	vérifiée

Tableau V.10. Vérification de cisaillement

T_{max} [KN]	$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$ (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	vérification
102.97	1.056	3.33	vérifiée

Tableau V.11. Vérification des armatures transversales

Zone nodale						Zone courante					
A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	$\overline{St}$ [cm]	St≤$\overline{St}$	A [cm²]	Atmin [cm²]	A ≥ Atmin [cm²]	St [cm]	St [cm]	St≤$\overline{St}$
1.51	0.9	vérifiée	10	36.9	vérifiée	1.51	1.45	vérifiée	15	36.9	vérifiée

Tableau V.12. Vérification préliminaire de la flèche.

section	1er condition $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$			2éme condition $\frac{A}{b_0\ d} \leq \frac{4.2}{fe}$			3éme condition $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		
30x35	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	Vérification	$\frac{A}{b_0\ d}$	$\frac{4.2}{fe}$	Vérification	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérification
	0.07	0.021	vérifiée	0.0047	0,010	vérifiée	0.07	0.06	vérifiée

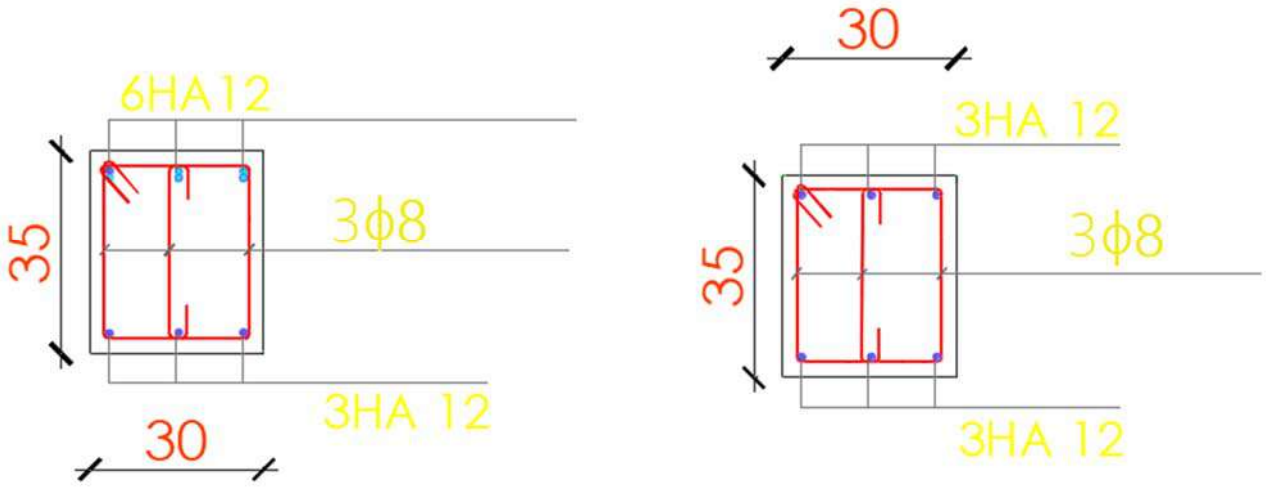


Fig.V.1. Détail de ferraillage de la poutre non porteuse

V.3.3. Ferraillage chainage noyé (25x25):

Tableau V.13. Calcul de ferraillages (chainage noyé)

Section			**combinaison**	**sollicitations**		**Section d'armatures**			
L[m]	b [cm]	h [cm]		$M_{appui}(+)$ [KN.m]	$M_{appui}(-)$ [KN.m]	A'_{s1} [cm²]	A_{s2} [cm²]	A_{s1} [cm²]	A'_{s2} [cm²]
5	25	25	$G+Q_1+Q_2+Ed_y$	6.34	-11.35	0.71	0.00	0.00	1.29

Tableau V.14. Armatures choisies et vérification selon *RPA2003 [Art.7.5.2.1]et CBA93 [Art.B.6.4]*

Section choisies				**Section minimale**		**vérification**
$A_{S1\ choisi}$ [cm²]	$A_{S2choisi}$ [cm²]	$A'_{S1\ choisi}$ [cm²]	$A'_{S2\ choisi}$ [cm²]	A_{min}=0.5%b*h (RPA)	A_{min}=0.1%b*h (CBA)	
3HA12	**3HA12**	**3HA12**	**3HA12**	3.12	0.62	vérifiée
3.39	3.39	3.39	3.39			

Tableau V.15. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitations à L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui					vérification
$M_{travée}$ [kN.m]	M_{appui} [kN.m]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	
	-4.58	T.F : PN			1.76	0.00	0.00	15	201.63	vérifiée
2.2		0.84	0.00	0.00	T.F : PN			15	201.63	vérifiée

Tableau V.16. Vérification de cisaillement

T_{max} [KN]	$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$ (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ [Mpa]	vérification
7.29	0.13	3.33	vérifiée

Tableau V.17. Vérification des armatures transversales

Zone nodale						Zone courante					
A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥Atmin [cm²]	St [cm]	S̄t [cm]	St≤S̄t	A [cm²]	Atmin [cm²]	A≥ Atmin	St [cm]	St [cm]	St≤S̄t
1.51	0.75	vérifiée	10	42.01	vérifiée	1.51	1.13	vérifiée	15	42.01	vérifiée

Tableau V.18. Vérification préliminaire de la flèche.

section	1er condition $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$			2éme condition $\frac{A}{b_0\ d} \leq \frac{4.2}{fe}$			3éme condition $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$		
25x25	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10}\frac{Mt}{M0}$	Vérification	$\frac{A}{b_0\ d}$	$\frac{4.2}{fe}$	Vérification	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	Vérification
	0.07	0.021	vérifiée	0.0047	0,010	vérifiée	0.07	0.06	vérifiée

V.3.4. Ferraillage des longrines :

Tableau V.19. Calcule de ferraillages **(**longrines)

Section		**Sollicitations**		**combinaison**	**Section d'armatures**		
b [cm]	h [cm]	N_{MAX}[KN]	F_U [KN]		A_{Cal} [cm²]	A_{Cal} [cm²]	A_{Cal} [cm²]
30	30	2756.006	275600.6	$G+Q_1+Q_2-Ed_x$	6.89	5.4	**8HA12**=9.05

Tableau V.20. Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitations à L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		vérification
N_{Ser} [KN]	$\propto$	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	
1437.987	10	/	158.89	/	201.63	vérifiée

Tableau V.21.Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement

T_{max} [KN]	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	vérification
29.608	0.36	3.33	vérifiée

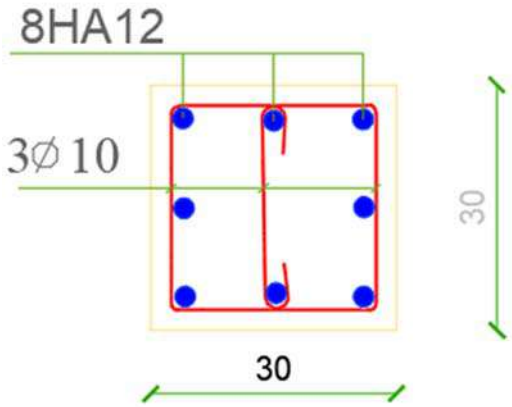


Fig.V.3. Détail de ferraillage des longrines.

V.4. Ferraillage des Poteaux :

Les poteaux travaillent en flexion composée avec effort tranchant, la section nécessite un ferraillage longitudinal pour équilibrer les contraintes de traction due au moment de flexion et un ferraillage transversal pour équilibrer les contraintes de cisaillement dû aux efforts tranchants.

Section minimale des armatures longitudinales : 0.9. (bxh) cm² *RPA version 2003[Art 7.4.2.1]*

Tableau V.22. Ferraillages des poteaux carrés.

Section	Cas	Comb.	N[kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	Ax[cm²]	Ay[cm²]
45*45	Nmax ->Mcorr	ELU	1720.90	-2.51	-0.26	4.5	2.7
	Mmax ->Ncorr	ELU	1687.44	-1.78	-45.09	4.5	2.7
	Nmin -> Mcorr	ELU	11.16	-2.11	1.90	2.16	2.16
40*40	Nmax ->Mcorr	ELU	1035.67	-2.32	9.54	4.00	2.40
	Mmax ->Ncorr	ELU	701.90	-44.68	-0.87	4.00	2.40
	Nmin -> Mcorr	ELU	12.22	-1.33	-2.23	4.34	2.06
35*35	Nmax ->Mcorr	ELU	348.85	8.37	-1.74	3.5	2.1
	Mmax ->Ncorr	ELU	184.36	-41.07	-1.38	5.36	0.24
	Nmin -> Mcorr	ELU	88.02	0.47	21.19	1	4.6

Tableau V.23. Ferraillages des poteaux circulaires

Section	cas	Com	N [kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	A [cm²]
55	Nmax -> Mcorr	ELU	1714.18	19.02	6.66	6.91
	Mmax -> Ncorr	ELU	253.04	-60.22	35.74	6.91
	Nmin -> Mcorr	ELU	-13.22	-0.39	-4.43	6.91

Tableau V.24. Armatures Choisie Et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux carrés)

Section [cm²]	A [cm²]	A min [cm²]	A_{choi} [cm²]
45*45	6HA10 = 4.71	18.22	**12HA14**=18.47
40*40	6HA10 = 4.71	14.4	**4HA14+8HA12**=15.21
35*35	6HA10= 4.71	11.02	**12HA12**=13.57

Tableau V.25. Armatures Choisie et Vérification Selon Le RPA99 V2003 (poteaux circulaires).

Section [cm²]	A [cm²]	A min RPA[cm²]	A_{choi} [cm²]
55	**9HA10** = 7.07	21.38	**12HA16**=24.13

Tableau V.26. Vérification des contraintes à L'ELS (poteaux carrés).

Sec	cas	fissuration	**N**[kN]	Mx [kN.m]	My [kN.m]	σ_b [Mpa]	σ_S [Mpa]	σ'_s [Mpa]	$[\sigma_b]$	$[\sigma_s]$	vérification
45*45	N_{max} ->M_{corr}	Peu nuisible	416.41	34.30	2.20	3.86	/	51.06	15	201.63	CV
	M_{max} ->N_{corr}	Peu nuisible	552.44	0.16	0.16	5.08	/	67.44	15	201.63	CV
	N_{min} -> M_{corr}	Peu nuisible	1297.44	1.81	5.99	1.09	/	89.21	15	201.63	CV
40*40	N_{max} ->M_{corr}	Peu nuisible	796.95	-5.30	1.24	3.11	/	46.21	15	201.63	CV
	M_{max} ->N_{corr}	Peu nuisible	504.39	-12.62	-0.65	3.67	/	11.73	15	201.63	CV
	N_{min} -> M_{corr}	Peu nuisible	8.92	-2.21	-1.62	0.31	/	3.85	15	201.63	CV
35*35	N_{max} ->M_{corr}	Peu nuisible	255.75	6.09	-1.26	2.72	/	36.95	15	201.63	CV
	M_{max} ->N_{corr}	Peu nuisible	363.40	-30.00	-1.01	6.16	/	84.22	15	201.63	CV
	N_{min} -> M_{corr}	Peu nuisible	64.66	0.39	15.51	3.55	/	11.76	15	201.63	CV

Tableau V.27. Vérification des contraintes à L'ELS des (poteaux circulaires)

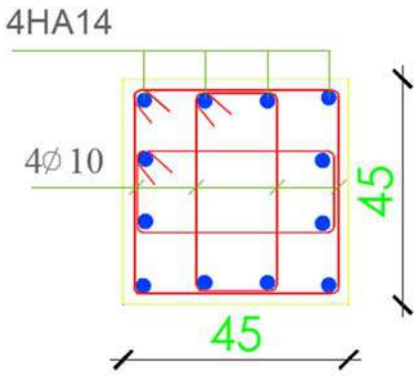
Sec	cas	fissuration	N [KN]	Mx [KN.m]	My [KN.m]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	σ'_s [Mpa]	$[\sigma_b]$ [Mpa]	$[\sigma_s]$ [Mpa]	vérification
55	Nmax->Mcorr	Peu nuisible	1250.5	-13.71	4.82	5.31	/	78.68	15	201.6	vérifiée
	Mmax ->Ncorr	Peu nuisible	185.71	-44.11	26.14	4.24	/	57.46	15	201.6	vérifiée
	Nmin ->Mcorr	Peu nuisible	-9.79	-0.29	-3.22	0.27	/	3.63	15	201.6	vérifiée

Tableau V.28.Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux carrés)

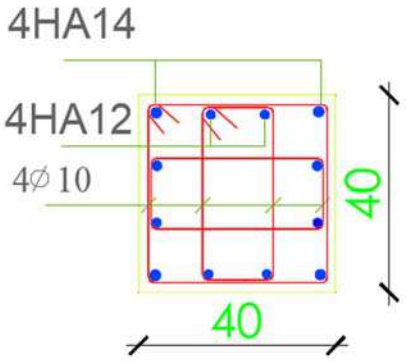
Section[cm²]	**T_x [kN]**	**T_y [kN]**	**A_x [cm²]**	**A_y [cm²]**	**Z_n[cm]**	**Z_c[cm]**	**$At_{choisie}$[cm²]**
45*45	63.92	134.56	0.88	1.86	10	15	**4HA8** = 2.01
40*40	75.20	37.02	0.55	0.57	10	15	**4HA8** = 2.01
35*35	28.80	-32.77	0.51	0.59	10	15	**4HA8** = 2.01

Tableau V.29.Vérification des armatures transversales et espacements (Poteaux circulaires)

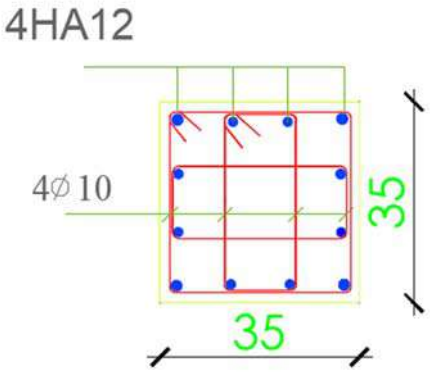
Poteau	**T_{max}[KN]**	**A_t[cm²]**	**Z_n[cm]**	**Z_c[cm]**	**$At_{choisie}$[cm²]**
55	91.72	0.41	10	15	**1ϕ8** = 0.50



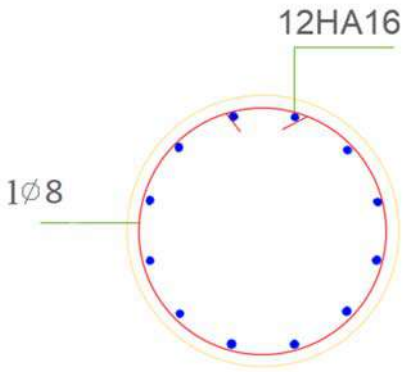
Poteau carrée 45x45



Poteau carrée 40x40



Poteau carrée 35x35



Poteau circulaire 55

Fig.V.4. Détail de ferraillage des poteaux.

V.5. Ferraillage des voiles de contreventement :

V.5.1. Ferraillage des trumeaux :

V.5.1.a Armateurs verticaux :

Tableau V.30. Armatures verticaux.

Sens	Section [cm²]	combinaison	N [KN]	M_{max} [kN*m]	Type de section	A_{s1} [cm²]	A_{s2} [cm²]
Sens x	545*25	G+Q1+Q2+Edx	1083.55	1299.11	SPC	22.80	22.80
Sens y	545*25	G+Q1+Q2-Edx	961.75	1652.75	SPC	22.80	22.80
Sens diagonal	545*25	G+Q1+Q2+Edy	822.89	1287.83	SPC	22.80	22.80

Tableau V.31. Armatures choisis et vérification selon RPA2003 et CBA

Sens	$A_{choisie}$ / (L/10) [cm²]	A_{Min} RPA [cm²]	A_{Min} CBA $0.1 \le \frac{2A}{a.h} \le 5\%$ [cm²]	Vérification
Sens x	2x (6HA16=25.13)	18.75	4.02	vérifiée
Sens y	2x (6HA16=28.27)	18.75	4.52	vérifiée
Sens diagonal	2x (3HA16=12.06)	9.71	3.88	vérifiée

Tableau V.32.Vérification des armatures à ELS des voiles plains

voile	**S [cm²]**	**N [KN]**	**M [KN.m]**	σ_b **[Mpa]**	σ_s **[Mpa]**	σ'_s **[Mpa]**	$[\sigma_b]$ **[Mpa]**	$[\sigma_s]$ **[Mpa]**	**Vérification**
Sens x	545x25	2006.22	576.75	1.84	27.55	0.00	15	201.63	vérifiée
Sens y	545x25	1976.45	477.53	1.73	25.87	0.00	15	201.63	vérifiée
Sens diagonal	259x25	736.89	481.01	0.87	12.95	0.00	15	201.63	vérifiée

V.5.1.b Armateurs horizontaux :

Tableau V.33. Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Sans	**L[m]**	**T [KN]**	τ_b **[Mpa]**	**K**	A_t **[cm²]**	S_t **[cm]**	S_t **[cm]**
Sens x	5.45	2320.49	2.89	1.22	1.57=2HA10	20	30
Sens y	5.45	-2376.93	2.96	0.24	1.57=2HA10	20	30
Sens diagonal	2.59	1014.83	2.30	1.19	1.57=2HA10	15	30

Disposition :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

V.5.2 Ferraillage des linteaux :

Tableau V.34. Détermination des sollicitations

L [m]	**h[m]**	**V [KN]**	**1.4V [KN]**	**τb [MPA]**	**Tb >0.06Fc28**
1	1.04	1392.34	1949.27	8.33	Compression

V.5.2.1 Armatures diagonales :

Tableau V.35. Ferraillages des armatures diagonales

V [KN]	α	AD [cm²]	$AD_{choisie}$ [cm²]
1392.34	42.41	12.07	**4HA20**=12.57

V.5.2.2 Ferraillages minimales :

Tableau V.36. Ferraillages minimales

Armatures longitudinales		**Armatures transversales**		**Armatures de peau**	
(Al)≥0.15%bxh [cm²]	Al [cm²]	At≥0.0025bxSt [cm²]	At [cm²]	Ac≥0.002bxh [cm²]	Ac [cm²]
3.90	4HA12=4.52	0.62	**2HA10**=1.57	5.20	**8HA12**=9.05

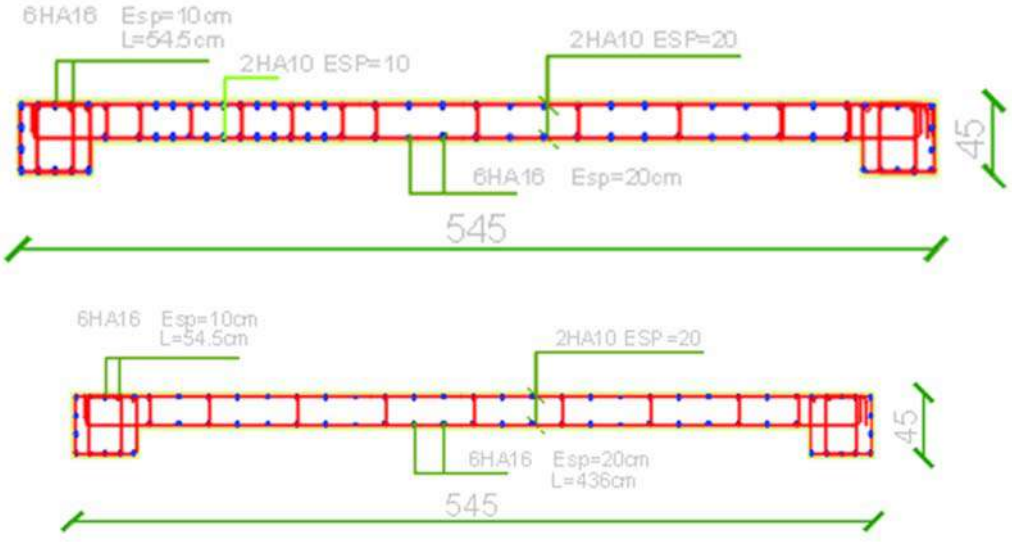


Fig.V.5. Détail du ferraillage du voile.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHPITRE VI

VI.1 Introduction :

Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux afin de choisir le type de fondations qui convient.

VI.2. Reconnaissance du sol:

TabVI.1. Paramètres du sol.

Sables Argileuses	
γ_h (kN/m²)	17.60
σ sol retenue (bars)	1.50
DH (cm)	2.10
C_c	0.141
Cg	0.021
H(m)	2.00
C_u (bars)	0.50
ϕ (°)	20
e_0 indice de vides	0.741
Agressivité nulle (c=3cm)	

VI.3. Choix du type de fondation :

VI.3.1. Semelles isolées :

Les caractéristiques du sol nous ont mené à considérer au premier temps des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles.

TabVI.2. Dimensions des semelles isolées.

Semelle	**Nser max [kN]**	**Mser $_{corr.}$ [kN*m]**	**A [m]**	**B[m]**	**h [cm]**
SI 1	1297.44	1.82	3.40	3.40	80
SI 2	819.17	15.68	2.70	2.70	60
SI 3	429.64	1.81	1.90	1.90	40
SF	1967.17	259.24	1.00	3.60	80

VI.3.1.1. Vérification du chevauchement des semelles

La condition à vérifier :

(1.5/2) A1+(1.5/2) A2<L

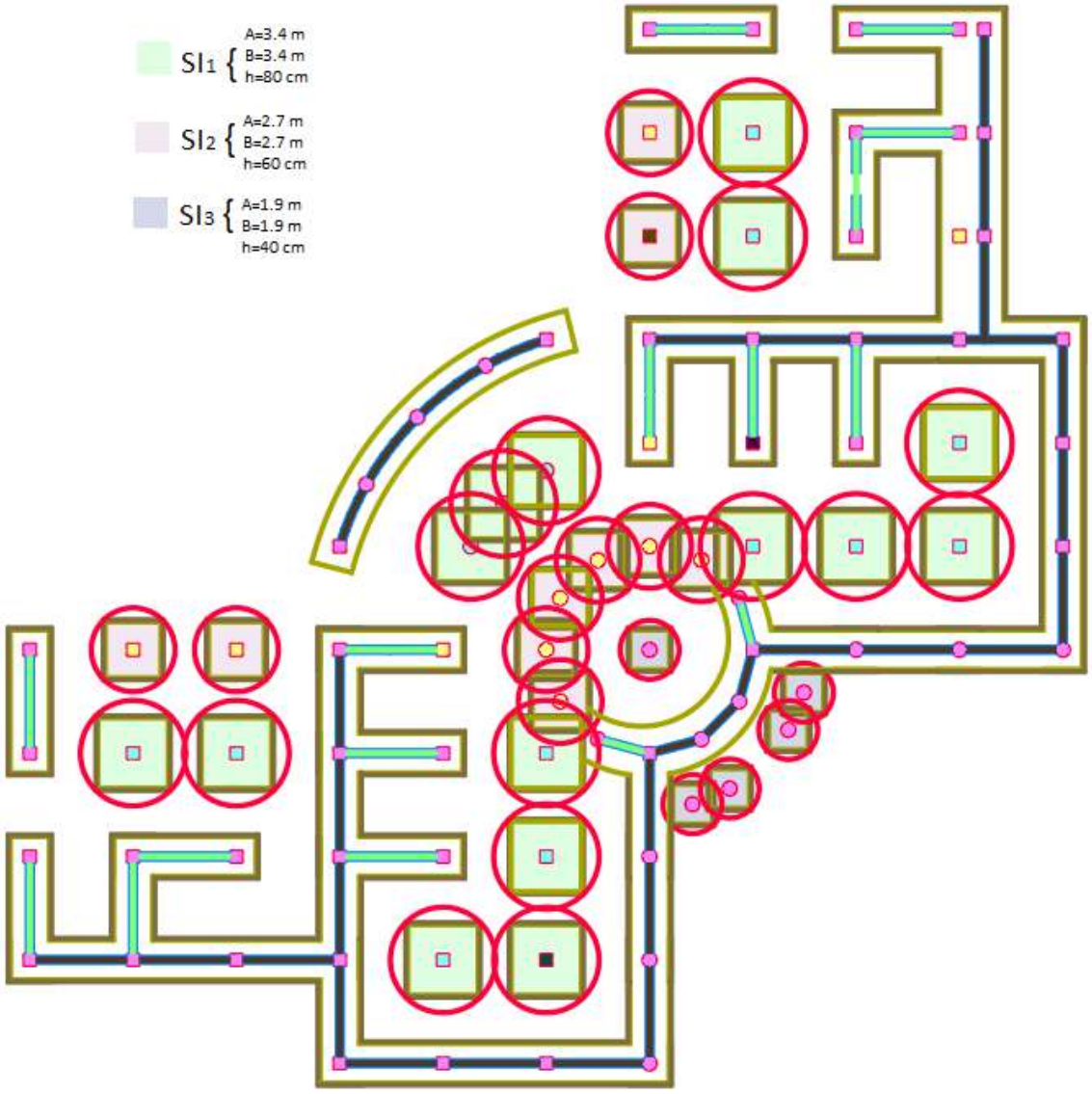


Figure VI.1. Disposition des semelles isolées et filante et vérification du chevauchement.

Commentaire : On remarque qu'il y a risque de chevauchement entre la majorité des semelles, ce qui nous mène à envisager des semelles filantes en gardant la semelle au milieu comme isolée.

VI.3.1.2. Dimensionnement de la semelle isolée:

VI.3.1.2.a. Dimensionnement :

TabVI.3. Dimensions de la semelle isolée circulaire.

Elément	$N_{ser\ max}$	$M_{ser\ corr.}$	D[m]	D_{choisi}[m]	H[cm]	H_{choisi}[cm]
S.I	279.42	0.85	1.36	1.5	27	30

VI.3.1.2.b. Vérification de la stabilité au renversement *[RPA2003 Art 10.1.5]* **:**

TabVI.4. Vérification de la stabilité au renversement.

e_{ser} [cm]	D/4	e_{ser} < D/4
0.003	37.50	oui

Commentaire : Pas de risque de renversement de la semelle.

VI.3.1.2.c. Vérification de poinçonnement sans nappe supérieure *[CBA 91 Art A.5.2.4.2]* :

TabVI.4. Vérification de poinçonnement sans nappe supérieure.

Périmètre moyen u [m]	Hauteur de la semelle [m]	Nu [kN]	F limite[kN]	Nu < 0.045. h. uc . fcj / ɣb
3.40	0.30	400.14	765	oui

Commentaire : Pas de poinçonnement du fût sur la semelle.

VI.3.1.2.d. Calcul du Tassement :

TabVI.5. Paramètres de calcul du tassement.

Cc :	0.141		l'indice de compressibilité (0,1 < Cc < 2,5)
e0 :	0.741		l'indice du Vide
Ϭ'v0 :	35.200	kN/m²	la contrainte effective initiale (ɣsol) * H
q :	146.275	kN/m²	la charge verticale uniforme
E :	2.50E+04	kN/m²	Le Module d'élasticité du sol
γ :	0.400		Le coefficient du poisson du sol
B/A :	1.000		
Cf :	0.880		Coefficient de forme

Calcul du Tassement Immédiat à L'ELS :

$$s_i = q\frac{1-\nu^2}{E}BC_f$$

$s_i = 0.649$ cm

Calcul du Tassement de consolidation à L'ELS :

$$s_c = H\frac{C_c}{1+e_0}\log\left(1+\frac{\sigma'_{v0}+q}{\sigma'_{v0}}\right)$$

s_c=0.128 cm

s = si + sc =0.777 cm

Commentaire : le tassement de la semelle par rapport au tassement admissible est acceptable.

VI.3.1.2.e. Calcul de Ferraillage :

Tableau VI.5. Vérification de l'excentricité.

e_0[m]	D/6 [m]	e0 ≤ D/6	Méthode
0.0023m	0.43	oui	Bielles

Tableau VI.6. Section et armatures choisies.

Nu [KN]	A [cm²]	Ab $_{choisie}$ [cm²]	St [cm²]
385.85	5.19	**10HA12**=11.32	15

VI.3.2. Semelles filantes:

VI.3.2.1. Dimensionnement :

Tableau VI.7. Sollicitations et dimensions.

Elément	Nser $_{max}$	Mser $_{corr.}$	A [m]	B[m]	H[cm]
S.F sous poteaux	1297.44	1.82	5.25	2.6	70
S.F sous voile	648.810	2.11	1.00	1.9	45

VI.3.2.1. Vérifications de chevauchements :

Tableau VI.8. Vérifications de chevauchements entre les semelles.

Elément	(1.5/2)B1	(1.5/2)B1+(1.5/2)B2	L	(1.5/2)B1+(1.5/2)B2<L
S.F sous poteaux	1.95	3.38	5	Vérifiée
S.F sous voile	1.43			

Commentaire : Pas de risque de chevauchement sous les semelles filantes.

VI.3.2.1. Ferraillage de la semelle filante sous poteaux :

Tableau VI.6. Vérification de l'excentricité.

e_0 [m]	B/6 [m]	e_0 ≤ B/6	Méthode
0.0014	0.43	oui	Bielles

Suivant B :

Tableau VI.7. Ferraillage parallèle.

Nu [KN]	Ab [cm²]	Ab $_{choisie}$ [cm²]	St [cm]
1780.91	34.85	**18HA16**=36.19	15

Tableau VI.8. Parallèlement à l'axe de longitudinal.

Arép[cm²]	Arep $_{choisie}$[cm²]	St [cm]
31.66	**16HA16**=32.17	15



Fig.VI.2. Détail de ferraillage de la semelle filante sous poteau**.**

VI.3.2.2. Poutre de libage :

Tableau VI.9. Dimensionnement de poutre de libage.

Lmax [mm]	K [Mpa]	E [Mpa]	B [mm]	Hpl [cm]	Hpl$_{choisi}$ [cm]
5000	0.04	32164.20	550	72.98	75

VI.3.2.2.a. Vérification des contraintes :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

Nt [N]	σ [Mpa]	σsol [Mpa]	σ ≤ σsol
6739840	0.11	0.15	vérifiée

VI.3.2.2.b. Calcul du ferraillage :

Tableau VI.11. Sollicitation et sections choisies.

PP	Dimensions			Section d'armature				
N°	B [cm]	H [cm]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	travée		Appui	
					As1[cm²]	As2[cm²]	As'1[cm²]	As'2[cm²]
1	55	75	422.18	-524.80	0	17.85	22.53	0

VI.3.2.2.c. Les armatures choisies :

Tableau VI.12. Les armatures choisies.

Travée		Appui		Amin(CBA)	Amin(RPA)
As1[cm²]	As2[cm²]	A's1[cm²]	As'2[cm²]	0.1%b.h[cm²]	0.5%b.h[cm²]
4HA16=8.04	**10HA16**=20.11	**12HA16**=24.13	**4HA16**=8.04	4.12	20.62

VI.3.2.2.c. Vérification des contraintes à L'ELS:

Tableau VI.13. Vérification des contraintes à L'ELS.

Poutre de libage	Sollicitation à l'ELS		Contraintes						Contraintes admissibles		σb≤ σ̄b [MPa]
	[KN.m]	[KN.m]	travée			appui					
	Mt	Ma	σb	σs	σs'	σb	σs	σs'	σ̄b	σ̄s	
(55*75)	473.74	-588.8	11.57	200.15	151.21	13.58	186.45	179.40	15	201.63	**Vérifiée**

VI.3.2.2.d. Vérification de cisaillement:

Tableau V.14. Vérification des contraintes de cisaillement.

section	sollicitations			Vérification			Espacements et armatures			
PL	h[cm]	b[cm]	T[KN]	τu[MPa]	τ̄u[MPa]		ZN[cm]	ZC[cm]	ϕ	At
(55*75)	75	55	633.16	1.59	2.5	vérifiée	10	20	8	4ϕ8

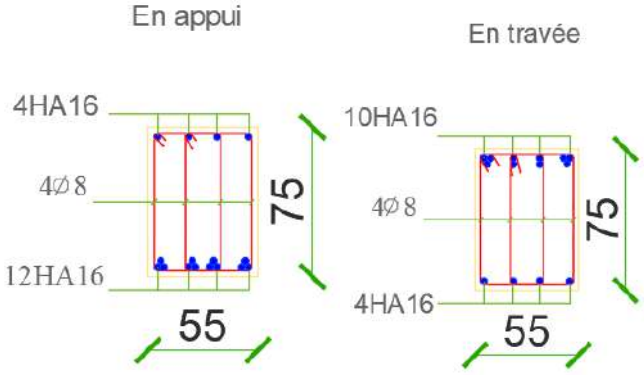


Fig.VI.3. Détail de ferraillage de la poutre de libage.

VI.3.2.2. Ferraillage de la semelle filante sous voile :

VI.3.2.2.a. Vérification de l'excentricité :

Tableau VI.15. Vérification de l'excentricité.

e_0 [m]	B/6 [m]	$e_0 \leq B/6$	Méthode
0.0032	0.31	oui	Bielles

VI.3.2.2.b. Ferraillage parallèle:

Tableau VI.16. Ferraillage parallèle.

Nu [KN]	Ab [cm²]	AB choisie [cm²]	St [cm]
1780.91	32.85	**16HA16**=32.17	25

VI.3.2.2.b. Parallèlement à l'axe longitudinal:

Tableau VI.17. Parallèlement à l'axe longitudinal.

Arép[cm²]	Arép choisie[cm²]	St [cm²]
15.28	**8HA16**=16.08	25

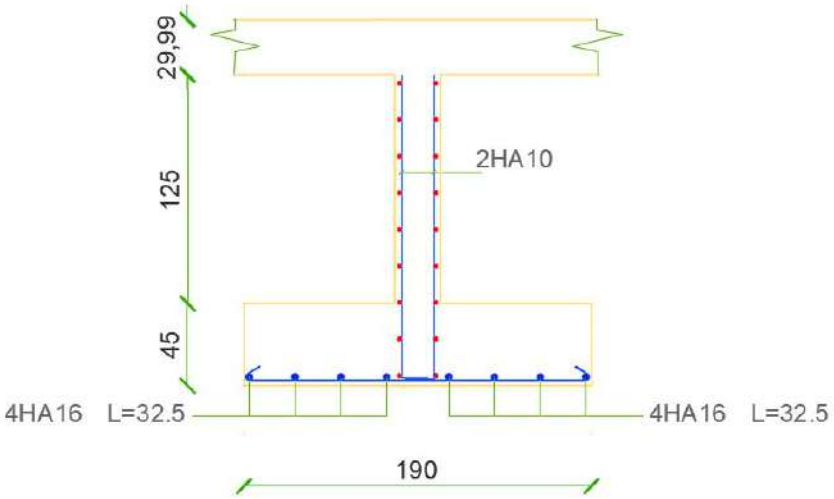


Fig.VI.4. Détail de ferraillage de la semelle filante sous voile.

I.4. Ferraillage des voiles périphériques :

VI.4.1. Calcul de la poussée des terres :

Tableau VI.18. Calcul de la poussée des terres.

γ [KN/m³]	Φ°	K_a	H [m]	P [KN/ml]
17.6	20	0.49	3.40	49.84

VI.4.2. Sollicitation des voiles périphériques :

Tableau VI.19. Sollicitation des voiles périphériques.

	M [kN.m]	A cal [cm²]	A_{min}=B/1000 [cm²]	A choisi [cm²]	St	$\overline{St}$	Vérification
travée	M_{tx} = 10.29	2.70	2.5	6HA8=3.01	15	33	vérifiée
	M_{ty} = 10.29	2.70		6HA8=3.01	15		vérifiée
Appuis	M_{ax} = 6.05	2.70		6HA8=3.01	15		vérifiée
	M_{ay} = 6.05	2.70		6HA8=3.01	15		vérifiée

VI.4.2. Vérification des voiles périphériques à l'ELS:

Tableau VI.20. Vérification des voiles périphériques à l'ELS.

Pser	Mser	A(cm²)	σ_b[Mpa]	σ_s[Mpa]	$[\sigma_b]$[Mpa]	$[\sigma_s]$[Mpa]	Vérification
En travée	M_{tx} = 7.62	3.01	0.72	7.94	15	201.63	Vérifiée
	M_{tx} = 7.62	3.01	0.72	7.94			
En Appuis	M_{tx} = 4.48	3.01	0.41	4.67			
	M_{tx} = 4.48	3.01	0.41	4.67			

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

En conclusion, on peut dire qu'à ce stade du projet, la structure semble satisfaisante d'un point de vue statique ainsi que dynamique, tous en respectant les exigences des règlements RPA99 version 2003, et CBA93.

Ce projet nous a permis de mettre en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire, et de nous familiariser avec les différents logiciels de calcul utilisés.

D'un point de vue personnel, ce projet a été particulièrement motivant et riche en enseignements, fut comme initiative pour le début d'une vie professionnel.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projeté fin d'études, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur en civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début du projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecte proposé et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcout important.

En fin, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

Documents réglementaires

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 ;
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 ;
- DTU 331, NFP 208_601 ;
- Règlement de sécurité.

Manuels techniques

- Cours de béton armé - Pr :O.BOUKENDAKDJI .
- Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome1 «HENRY THONIER » ;
- La construction en zone sismique « VICTOR DAVIDOVICI » ;
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI ;
- Rapport du sol - BEN ABDI AHMED – BET STABILITE DES SITES MECANIQUES DES SOLS ET GEOTECHNIQUES ;
- Technique d'ingénieur ;
- The Art of Construction and the Detailing - VOLUME A .

Logiciels

- SAP2000v20.2.0 ;
- ROBOT EXPERT 2010 ;
- AUTOCAD 2019.