République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Dr. Yahia FARES de Médéa

Faculté De Technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :Etude d'un batiment en sous/sol +RDC+7 Etages (usages Habitation + Commerce + Stockage avec Metrie)

Etudié par :

Deghiche Toufik

Ben fkir Hamza

Encadré par :

Mm: kallou Amel

Promotion 2020

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour nous avoir guidé vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et la volonté afin de pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à remercier vivement nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices, et tous ceux qui nous ont aidé à élaborer cet ouvrage.

Nous remercions en particulier notre Promoteur

Mm. Kalou Amel, Mr. Khelladi Mohammed

pour l'encadrement et pour son aide et ses orientations précieuses afin de mener notre travail à bon port.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leurs soutiens et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce mémoire

Trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon coeur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frère Mohammed, Rabeh, Brahim, bel kassem, noureldin et moussa ....

A mes sœurs habiba et karima ...

A ma collègue Toufik

A toute ma famille

A tous mes amis.

A tous mes collègues.

En fin, je remercie mon amis Toufik qui à contribués pour réaliser ce travail. *et toute la promotion 2020*

Hamza Ben fkir

Dédicace

Je dédie ce travail en signe de respect et de reconnaissance :

Á celle qui a tout donné, tout sacrifié, à la femme qui règne sur mon coeur, " ma mère ".

Á celui qui m'a toujours dirigé, guidé, aidé et encouragé afin de me voir affronter la vie avec sérénité et courage, à l'homme qui a toujours souhaité me voir à la hauteur, " mon père ".

A mes frère, Brahim, Adel....

A mes sœurs Aicha...

A ma collègue Hamza

A toute ma famille

A tous mes amis.

A tous mes collègues.

En fin, je remercie mon amis Hamza qui à contribués pour réaliser ce travail. *et toute la promotion 2020*

Toufik deghiche

ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+سبعة طوابق والمقرر بناؤها في ولاية المدية (بني سليمان)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم II_a حسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل***(RPA99 version 2003)***

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

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

- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج***(robot auto desk structural analyses version 2014)***

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

Résumé

Ce projet consiste aune étude et d'un bâtiment (sous-sol+RDC+7 étages), implanté dans la wilaya de ***MEDEA (BENI SLIMANE),*** cette région est classé comme zone II_a selon le **(*RPA99 version 2003).***

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

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

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***«robot auto desk structural analyses version 2014»***.

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

Abstract

This project is a study of a structure (one basement +ground floor+7floors), will be implanted in ***MEDEA (BENI SLIMANE),*** this area is classified in area II_a according to ***(RPA99 version 2003).***

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

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

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element method with the help of the software ***"robot auto desk structural analyses version 2014"***.

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

SOMMAIRE

Remerciement

Résumé

Sommaire

Liste des Tableaux

Liste des Figure

Notation

Introduction Générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I . Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction ……..……..01

I .2. Présentation de l'ouvrage ……..……..01

I.3. Description de l'ouvrage ……..……..01

I.3.1. Dimension en élévation……..……..01

I.3.2. Dimension en plan……...01

I.4. Classification de l'ouvrage ……...……..……02

I.4.1. Classification des zones sismiques ……..……02

I.4.2. Classifications des ouvrages selon leur importance……..……..02

I.4.3. Classification des sols ……..……...…02

I.4.4. Classification des systèmes de contreventement……..……..02

I.5. Conception structurelle ……..……02

I.5.1. Planchers ……..…...……02

I.5.2. Escaliers ……..……03

I.5.3. Maçonnerie ……..……03

I.5.4. Revêtement ……..……03

I.5.5. L'acrotère……..……...……03

I.5.6. Le plafond ……..……..……03

I.6. Hypothèses de calcul ……..……03

I.6.1. Acier ……..……...…….....……04

I.6.2. Béton……..……...……04

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

II. pré dimensionnement

II.1. Introduction……...……...……08

II.2. Pré-dimensionnement des dalles……...……...……08

II.2.1. dalle à corps creux ……...…..……08

II.2.2. Plancher à dalle pleine……...……...…08

II.3. Evaluation des charges et surcharges……...….09

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible……...…...…09

II.3.1.1. Planche à corps creux……....……...09

II.3.1.2. Planche à dalle pleine ……10

II.3.2. Plancher étage courant……10

II.3.2.1. Plancher à corps creux……..……....10

II.3.2.2. Plancher dalle pleine……11

II.4. Maçonnerie ……11

II.4.1. Murs extérieur (Double cloison) ……...……11

II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) ……..……11

II.5. Charges d'exploitation……12

II.6. Poutres……...……12

II.7. Les longrines……..……..13

II.8. Les voiles……...……13

II.9. Les Poteaux……14

II.9.1. Principe ……..……14

II.9. 2. Procédure de pré dimensionnement…… 14

II.9.3. Choix du poteau le plus sollicité ……16

II.9.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux……17

II.9.4.1. Détermination des charges permanente……17

II.9.4.2. Détermination des Surcharge d'exploitation ……18

II.9.5. Détermination de l'effort normal ultime……18

II.9.6. Vérification des conditions de l'RPA99V2003……19

II.9.6.1. Vérification des conditions de l'RPA99V2003……19

Conclusion ……20

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III .1. Acroter……21

III.1.1. Introduction……21

III.1.2. Calcul les efforts……21

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges……21

III.1.3. Ferraillage……22

III.2. Escaliers……25

III.2.1. Introduction……25

III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires ……25

III.2.2.1. Dimensionnement ……26

III.2.3. Détermination des charges et surcharges de l'escalier……26

III.2.3.1. Paillasse……26

III.2.3.2. Palier…… 27

III.2.3.3. Détermination des efforts……27

III.2.3.4. Calcul des sollicitations à ELU et à ELS……27

III.2.3.5. ferraillage de l'escalier……29

III.2.3.6. Vérification des contraintes……30

III.2.4. Poutre palier……33

III.2.4.1. Evaluation des charges……33

III.2.4.2. Calcul des efforts……33

III.3. Calcul des planchers……35

III.3.1. Introduction ……35

III.3.2. plancher à corps creux ……35

III.3.2.1. Etude des poutrelles……36

III.3.2.1.1. Types des poutrelles……36

III.3.2.1.2. Calcul des sollicitations ……39

III.3.2.1.3. Poutrelles à deux travées……39

III.3.2.1.4. Poutrelles à trois travées……40

III.3.2.1.5. Ferraillage des poutrelles…… 42

III.3.2.1.6. Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]……43

III.3.2.1.7. Diamètre des armatures transversales……43

III.3.2.1.8. Espacement des armatures transversales……43

III.3.2.1.9.Vérifications nécessaires……44

III.3.2.2. Ferraillage de la table de compression……45

III.3.3. Dalle pleine……47

III.3.3.1. Hypothèses de calcul……47

III.3.3.2. Calcul des moments ……47

III.3.3.3. Calcul des dalles rectangulaire……48

III.3.3.3.1. Calcul du Travaille externe et interne……49

III.3.3.3.2. Calcul du ferraillage à l'ELU……50

III.3.3.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS……50

III.3.3.3.4. Vérification de l'effort tranchant……51

III.3.3.3.5. Condition de la flèche……52

III.3.3.4. Calcul des dalles triangulaires……53

III.3.3.4.1. Calcul du Travaille externe et interne ……..……53

III.3.3.4.2. Calcul du ferraillage à l'ELU……55

III.3.3.4.3. Vérification des contraintes à l'ELS……..……55

III.3.3.4.4. Vérification de l'effort tranchant……56

III.3.3.4.5. Condition de la flèche……..……56

III.3.4. La dalle machine……...……56

III.3.4.1. Introduction……..……56

III.3.4.2. Pré dimensionnement……..……57

III.3.4.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations……57

III.3.4.4. Détermination des charge des de la dalle ……...……58

III.3.4.5. calcul des sollicitations……...……58

III.3.4.5.1. méthode de calcul…… 58

III.3.4.6. Calcul de ferraillage ……..……59

III.3.4.7. Vérification de l'effort tranchant……..…… 60

III.3.4.8. Condition de la flèche……..……61

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV. Étude dynamique……..……..…… 62

IV.1. Introduction……..……62

IV.2. choix de la méthode de calcul ……..……63

IV.3. la méthode d'analyse modale spectrale……..…… 63

IV.3.1. principe……63

IV.3.2. domaine d'application……..……63

IV.3.3. détermination des paramètres de spectre de réponse ……..……63

IV.3.4. Modilisation…… 66

IV.3.5. choix de disposition des voiles……..……66

IV.3.6. Analyse du comportement structurel du « système portiques/voiles » ……...66

IV.3.6.1. Analyse modale de la structure……..……66

IV.3.6.2. Caractéristiques dynamiques de la structure……..……70

IV.3.7. Analyse sismique de la structure portiques/voiles……...……73

IV.3.7.1. Vérification et justification de coefficient de comportement [R] ……..73

IV.3.7.1. Résultante des forces sismiques à la base Vt……..……79

IV.3.7.2. Vérification de la stabilité au renversement……79

IV.3.7.3. Vérification des déplacements latéraux globaux……..……82

IV.3.7.4. Vérification du déplacement inter-étages……..……83

IV.3.7.5.Vérification de cisaillement des éléments……...…85

IV.3.7.6.Vérification de l'effort normal réduit à la base……86

IV.3.7.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……87

CHAPITRE V : ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Étude des éléments structuraux ……...…….89

V.1. Introduction ……...…….89

V.2. Ferraillage des poteaux……...…89

V.2.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa……...……90

V.2.2. Recommandations du CBA93……..……..92

V.2.3. Calcul des armatures ……...……93

V.2.3.1. Armatures longitudinales ……93

V.2.3.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS……..……94

V.2.3.1.2. Hypothèse de calcul à partir de BAEL ……...……..94

V.3. Ferraillage des poutres……...…….96

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa.....97

V.3.2. Calcul des armatures ……...……98

V.3.2.1. Armatures longitudinales ……...…..98

V.3.2.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS……..99

V.3.2.1.2. Section minimale……...……99

V.3.2.1.3. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants……100

V.3.2.2. Armature transversale ……..……...100

V.3.3.Vérification de la flèche ……...…….101

V.4. Ferraillage des voiles……103

V.4.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone Iia……...……..104

V.4.2.calcul des armatures……...105

V.4.2.1. Armatures verticale ……....105

V.4.2.1.1.Vérification des armatures à ELS……..……...110

V.4.2.2. Armateurs horizontaux ……..110

V.4.3. Armatures transversales……...…..111

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction ……...…113

VI.2. Choix du type de fondation ……..…..113

VI.3. Surface nécessaire du radier……..114

VI.4. Dimensionnement……..……..114

VI.4.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier……...…114

VI.4.2. Dimensionnement des nervures ……....116

VI.5. ferraillage du radier ……...……117

VI.5.1. Ferraillage de la dalle du radier……....117

VI.5.2. Calcul de ferraillage à l'ELU……..……119

VI.5.3. Vérification de ferraillage à l'ELS……..…120

VI.6. Ferraillage des nervures ……121

VI.6.1. Calcul des armatures à ELU ……..……121

VI.6.2. Vérification de ferraillage à l'ELS……..……122

VI.7. Ferraillage des débords ……..……124

VI.7.1. Calcul de ferraillage……..…..124

VI.8. Étude du voile périphérique……...……126

VI.8.1. Introduction ……..……..126

VI.8.2. Pré dimensionnement ……126

VI.8.3. Évaluation des charges ……...127

VI.8.4. Effort dans la dalle ……128

VI.8.4.1. Calcul de ferraillage à l'ELU……..……129

VI.8.4.2. Vérification de ferraillage à l'ELS…….…..…130

CHAPITRE VII : METRE

VII. Avant mètre ……131

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tab. I.1 : dimensions en élévation……..……...1

Tab. I.2 : caractéristique de l'acier……..……..4

Tab. I.3 : hypothèses de calcul béton……..4

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Tab. II.1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....9

Tab. II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine……10

Tab. II.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....10

Tab. II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.....11

Tab. II.5 : Charges du mur double cloison.....11

Tab. II.6 : Charges du mur simple cloison.....11

Tab. II.7 : Surcharges d'exploitation.....12

Tab. II.8 : Pré-dimensionnement des poutres.....13

Tab. II.9 : pré-dimensionnement des voiles……..…...13

Tab. II.10 : Calcul de l'effort N.....16

Tab. II.11 : Détermination des charges permanentes.....17

Tab. II.12 : Détermination des charges d'exploitation.....18

Tab. II.13 : Détermination de l'effort normal ultime.....19

Tab. II.14 : Vérification conditions [RPA99v2003].....19

Tab .II.15 : Section des poteaux carrés……..……..……..20

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tab.III.1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.....22

Tab.III.2 : Paramètre de calcul.....22

Tab.III.3 : Résultat de ferraillage A'ELU et vérification A'ELS.....23

Tab.III.4 : Vérification section partiellement comprimes.....24

Tab.III.5 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.....26

Tab.III.6 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.....27
Tab.III.7 : Combinaisons des charges de l'escalier.....27
Tab.III.8 : Réaction des appuis.....28
Tab.III.9 : Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l'ELU.....28
Tab.III.10 : Résultat des moments.....28
Tab.III.11 : Les résultats (M et T).....29
Tab.III.12 : paramètre de calcul.....29
Tab.III.13 : Les résultats du ferraillage des escaliers.....30
Tab.III.14 : Vérification de l'espacement.....30
Tab.III.15 : Vérification des contraintes.....31
Tab.III.16 : Vérification des flèches des escaliers.....32
Tab.III.17 : Les résultats des efforts.....33
Tab.III.18 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.....34
Tab.III.19 : Vérification des contraintes de la poutre palière.....34
Tab.III.20 : les types de poutrelles.....36
Tab III.21 : Calcul des sollicitations.....39
Tab III.22 : Vérification méthode de calcul.....39
Tab III.23 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et (ELS).....40
Tab III.24 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS).....41
Tab III.25 : Résultat des sollicitations.....41
Tab III.26 : Résultat des sollicitations.....42
Tab III.27 : ferraillage des poutrelles.....42
Tab III.28 : vérification à l'ELS.....42
Tab III.29 : vérification de l'effort tranchant.....43
Tab III.30 : paramètres de calcul.....44
Tab.III.31 : les charges appliquées sur les dalles pleines.....48
Tab.III.32 : Les résultats du Travaille externe et interne.....49
Tab.III.33 : Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.....50
Tab.III.34 : Vérification des contraintes à l'ELS 51

Tab.III.35 : vérification des flèches des dalles pleines……..……..52

Tab.III.36 : Les résultats du Travaille externe et interne……...…..…54

Tab.III.37 : Les résultats du ferraillage de la dalle pleine……55

Tab.III.38 : Vérification des contraintes à l'ELS……..…55

Tab III.39 : Évaluation des charges permanentes…….……...…....57

Tab III.40 : Poids de la machine……..…58

Tab.III.41 : Les résultats du ferraillage de la dalle machine……..……...…59

Tab.III.42 : Vérification des contraintes à l'ELS……...…..60

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tab. IV.1 : Facteur de qualité Q……...……64

Tab. IV.2 : Résume des paramètres du spectre de réponse……...……65

Tab. IV.3 : résultat de l'analyse modale ……...……..…..67

Tab. IV.4 : résultat de l'analyse modale (variante 01) ……..……...…68

Tab. IV.5 : résultat de l'analyse modale (variante 02) ……..…..69

Tab. IV.6 : Période et facteur de participation massique (variante 02) des portiques/voiles..…70

Tab. IV.7 : coordonnés de centre de masse et centre de gravité……..…….....….71

Tab. IV.8 : calcul de Excentricité théorique……...……...……...…72

Tab. IV.9 : calcul de Excentricité accidentelle……..……..……..73

Tab. IV.10 : Distribution des sollicitations suivant X et Y pour les voiles et les poteaux..…....74

Tab. IV.11 : résultat de l'analyse modale (variante 03) ……..…...……...…..75

Tab. IV.12 : Période et facteur de participation massique (variante 03) du portiques/voiles..…76

Tab. IV.13 : coordonnés de centre de masse et centre de gravité…….……...…..77

Tab. IV.14 : Vérification de l'excentricité……..…..77

Tab. IV.15 : Distribution des sollicitations suivant X et Y pour les voiles et les poteaux(V3)...78

Tab. IV.16 : vérification Résultante des forces sismiques à la base…….....79

Tab. IV.17 : calcul du moment de renversement la forces sismiques selon la hauteur……....80

Tab. IV.18 : Calcul de moment stabilité……...82

Tab. IV.19 : Vérification de renversement……..……..…82

Tab. IV.20 : Vérification des déplacements latéraux globaux……..…83

Tab. IV.21 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.....84

Tab. IV.22: Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.....84

Tab. IV.23 : Vérification de cisaillement des poutres.....85

Tab. IV.24 : Vérification de l'effort normal réduit à la base……..…..……86

Tab. IV.25 : les nouvelles sections choisis……..…....86

Tab. IV.26 : Vérification de l'effort normal réduit à la base (nouvelles sections)…….…87

Tab. IV.27 : Vérification l'effet P-Δ suivant X……88

Tab. IV.28 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y……..……..……....88

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tab. V.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux……..……...93

Tab. V.2 : Vérification des contraintes à ELS……..……94

Tab. V.3 : Ferraillage transversale des poteaux……..……..95

Tab. V.4 : Les données de calcul……..96

Tab. V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres……98

Tab. V.6: La section choisie d'armatures des poutres……..……98

Tab. V.7: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS……..……...99

Tab. V.8: Vérification de section d'armatures……..……...99

Tab. V.9: Calcul de $\overline{\tau_u}$ ……...……...100

Tab. V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres…….……..100

Tab. V.11: Calcul des armatures transversales des poutres……..……100

Tab. V.12: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins(s-sol +RDC)……..…..105

Tab. V.13: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……..…..105

Tab. V.14: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins(1er+2éme)……..…..106

Tab. V.15: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……..……..106

Tab. V.16: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (3eme +4eme)……..……..…107

Tab. V.17: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……....…107

Tab. V.18: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (5eme+6eme)……..……...108

Tab. V.19: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……108

Tab. V.20: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (7eme)……..…..109

Tab. V.21: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA……..…..109

Tab. V.22: Vérification des armateurs verticaux à ELS……...……..…110

Tab. V.23. Calcul des armateurs horizontaux pour RDC…..……110

Tab. V.24. Calcul des armateurs horizontaux pour étages courants……...……111

Tab. V.25. diamètre des armatures transversales……....111

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tab.VI.1.calcul des moments……..118

Tab.VI.2 : Les résultats du ferraillage de section……....119

Tab.VI.3 : vérification des contraintes……....120

Tab.VI.4 : Vérification des contraintes (correction)……...……120

Tab.VI.5 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x)……121

Tab.VI.6 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y)……121

Tab.VI.7 : vérification des contraintes……....122

Tab.VI.8 : Ferraillage des débords……124

Tab.VI.9 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier……..125

Tab.VI.10.calcul des moments……....128

Tab.VI.11 : Les résultats du ferraillage de section……129

Tab.VI.12 : vérification des contraintes……..……130

CHAPITRE VII : METRE

Tab. VII. 1. Devis quantitatif et estimatif de projet……..……131

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I .PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Fig. I.1: plan de rez de chaussée……..…….05

Fig. I.2: plan d'étage courant……...….06

Fig. I.3: Vue de la façade…….….07

CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT

Fig. II.1: surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité……..……..16

CHAPITRE : III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig.III.1: schéma et dimensions de l'acrotère……...21

Fig.III.2: ferraillage de l'acrotère.....25

Fig. III.3: Dimensions de l'escalier.....25

Fig. III.4: distribution des charges à l'ELU et A l'ELS.....27

Fig. III.5: Diagramme des moments retenus A l'ELU et A l'ELS.....29

Fig.III.6: Section de calcul……29

Fig.III.7: Ferraillage de la poutre palière……..……34

Fig. III.8: plancher à corps creux……..35

Fig. III.9: Poutrelle avant coulage……..……..36

Fig. III.10: Poutrelle avant coulage pour deux étais…….……37

Fig. III.11: Poutrelle à deux travées…….……39

Fig. III.12: Poutrelle à deux travées……..……40

Fig. III.13: ferraillage des poutrelles**……**45

Fig. III.14: lignes des ruptures pour travail externe et interne……..49

Fig. III.15: lignes des ruptures pour travail externe et interne……..53

Fig. III.16: Dimensions de la dalle machine……57

Fig.III.17: Poids appliqués sur la dalle machine……...58

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Fig. IV.1: la disposition des poteaux……..……...67

Fig. IV.2: la disposition des voiles (variante 01)…….……68

Fig. IV.3 : la disposition des voiles (variante 02)…….……69

Fig. IV.4 : Histogrammes représentent les proportions des sollicitations horizontales et verticales portées par les voiles et les poteaux(V2)……74

Fig. IV.5 : la disposition des voiles (variante 03)…….……75

Fig. IV.6 : Histogrammes représentent les proportions des sollicitations horizontales et verticales portées par les voiles et les poteaux(V3)…….……..78

Fig. IV.7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y en (KN)……..…...81

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Fig. V.1 : ferraillage des poteaux……..96

Fig. V.2 : ferraillage des poutres…….……102

Fig. V.3 : types de voile……..103

Fig. V.4 : ferraillage des voile…….112

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Fig.VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux……..116

Fig.VI.2 : Section de calcul…….……..…...119

Fig.VI.3 : Ferraillage de la Dalle du Radier……120

Fig.VI.4 : Ferraillage des nervures……..123

Fig.VI.5 : Schéma statique de débord……..…124

Fig.VI.6 : Ferraillage des débords……..….126

Fig.VI.7 : Section de calcul……..…129

Fig.VI.8 : Ferraillage de voile pour 1ml…….130

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max} , A_{min}: Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser}: Moment fléchissant à l'E.L.S.

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

R_a : réaction à gauche.

R_b: réaction à droite. A : Section d'acier tendu.

NOTATION

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

l_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

L'étude sera menée sur un bloc en ***sous-sol+RDC+7*** implanté dans une zone de sismicité moyenne ***(zone II_a),***le bloc est constituée par des portiques (poteaux-poutres) contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit:

La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et la table de compression).

La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales). L'étude de notre Project sera menée par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSE**

La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles), par le programme ***ROBOT EXPET.***

La sixième étape sera le calcul des fondations ***(type ; dimensions et ferraillages).***

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

Chapitre :

I

Présentation de l'ouvrage

I .Présentation de l'ouvrage :

I.1.Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure **(RDC+7+SOUS SOL**) à usage multiple (habitation, commerce et stockage) avec un système de contreventement mixte (portique, voile).

L'implantation de cet ouvrage se fera dans la wilaya de MEDEA ; classé dans une zone de sismicité élevée (**zone II_a**), selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003.**

I.2.presentation de l'ouvrage :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistant d'un bâtiment constitué de trois blocs à usage multiple qui présente une forme régulière en plan, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée à usage commerciale.
- 7 étages à usages d'habitation.
- 1 sous-sol à usages de stockage.

I.3. Description de l'ouvrage :

I.3.1.Dimension en élévation :

Tab. I.1: dimensions en élévation.

Hauteur totale de bâtiment	H_t=29.16 m (y'a compris l'acrotère et sous-sol)
Hauteur de l'étage courant	H=3.06m
Hauteur de RDC	H=4.08m
Hauteur de sous-sol	H= 3.06m

I.3.2 Dimension en plan :

- Sens transversal ⟶ L_x=18.55 m.

- Sens longitudinal : ⟶ L_y=18.55 m

I.4. Classification de l'ouvrage :

I.4.1. Classification des zones sismiques : [Art 3.1 RPA99 v2003]

Le bâtiment sera implanté ***à*** **BENI-SLIMAN** la wilaya de **MEDEA** zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de sismicité moyenne «***Zone II_a***».

I.4.2. Classifications des ouvrages selon leur importance : [Art 3.2 RPA99 v2003]

Ouvrage appartient au **groupe 2** bâtiments d'habitation collective, la hauteur de 28.78 m (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

I.4.3. Classification des sols : [Art 3.3 RPA99 v2003]

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.4.4. Classification des systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99 v2003]

Notre bâtiment dépasse 4 niveaux (14 mètres) et est situé en ***zone II_a***. Le contreventement par portique est donc écarté [Art. 3.4.1-b RPA99 v2003] et le choix va se porter sur :

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

I.5. Conception structurelle :

I.5.1. Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones.

I.5.2. Escaliers :

On a un seule type d'escalier :

- Escalier droit composé de deux volés, escalier en béton armé coulé sur-place a paillasse adjacente. Qui part du sous-sol jusqu'au dernier étage.
- Toutes les marches seront revêtues en carrelage.

I.5.3. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués de deux parois :
  - ✓ Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
  - ✓ L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - ✓ Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.4. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

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

I.5.5. L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.5.6. Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I.6. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.6.1. Acier :

Tab. I.2 : caractéristique de l'acier.

$\rho = 7.85 t.m^{-3}$	La masse volumique de l'acier	Source
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

I.6.2. Béton :

Tab. I.3 : hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton	$\rho = 2.5 t.m^{-3}$	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	ART A.2.1.1.2 CBA93]
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé)	Eij = 32164.195 MPA Evj = 10818.860 MPA	[ART A.2.1.2 CBA93]
efficient de poisson - pour le calcul des sollicitations - pour le calcul des déformations	υ= 0 υ= 0.2	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	[ART A.2.1.3 CBA93]

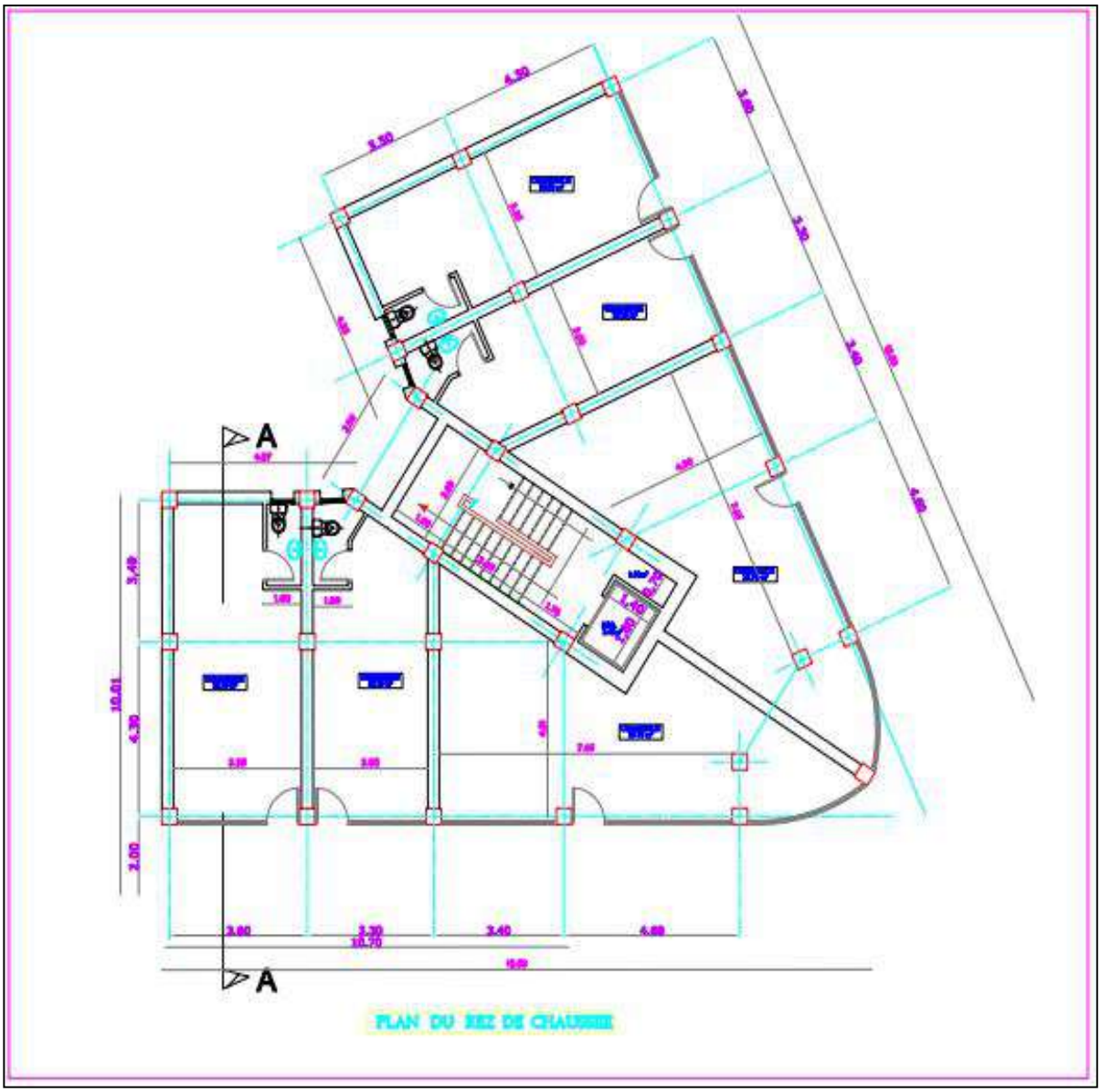


Fig.I.1 : plan de rez de chaussée

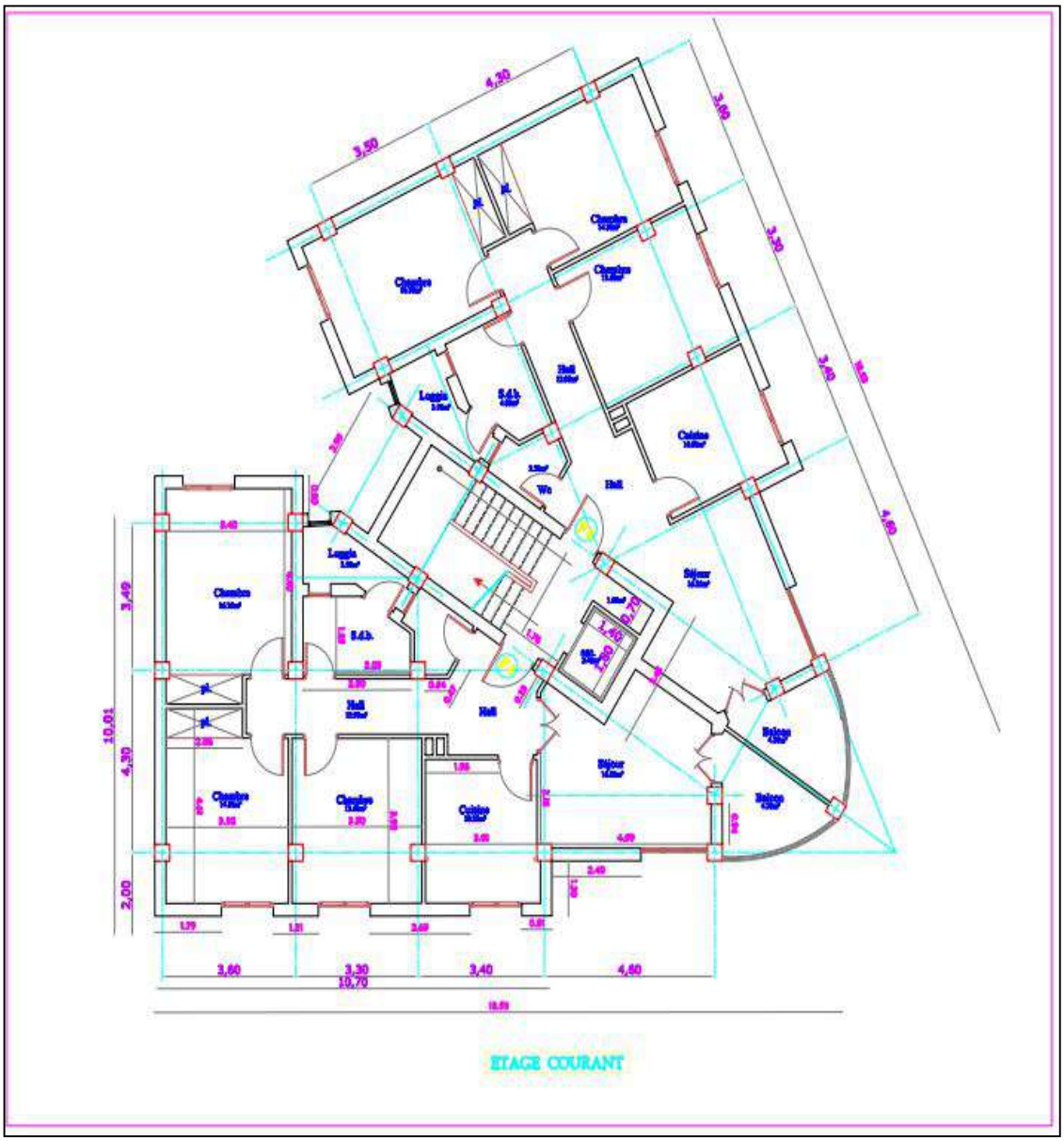


Fig.I.2 : plan d'étage courant.

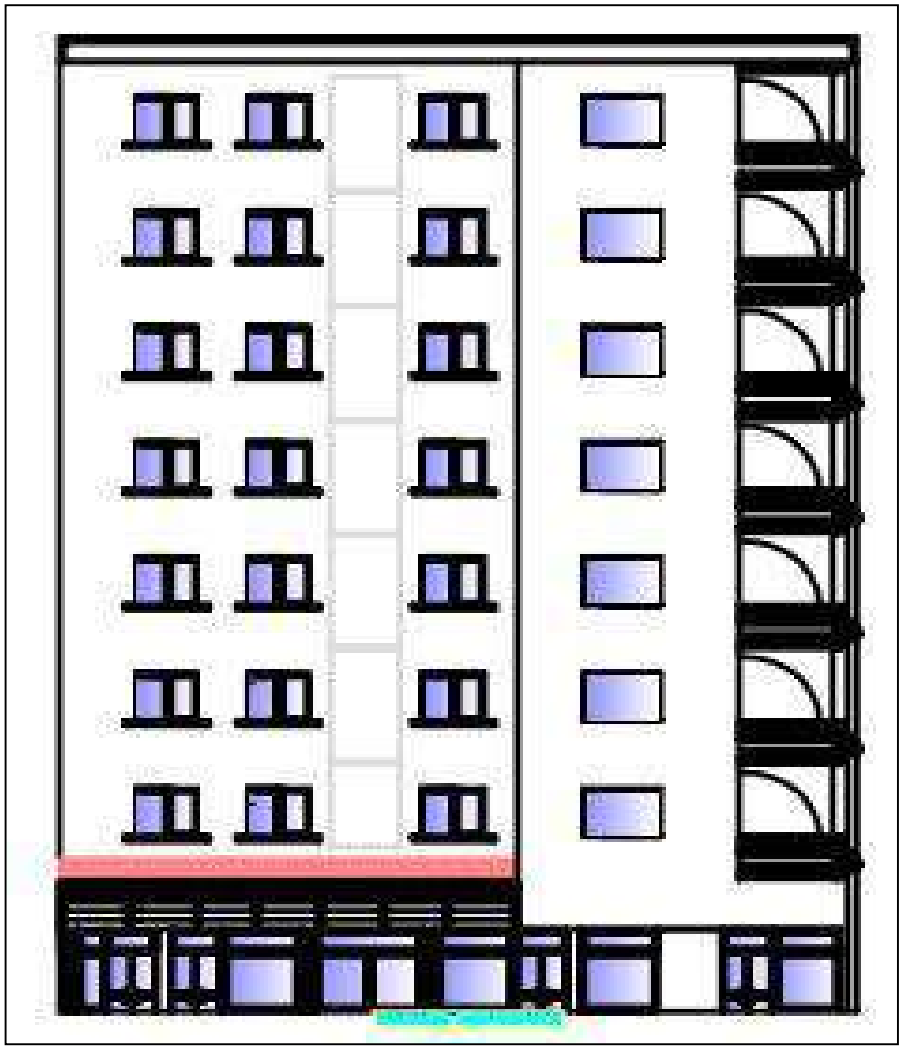


Fig.I.3 : Vue de la façade.

Chapitre :

II

Pré-dimensionnement

II. pré dimensionnement :

II.1. introduction :

Le pré dimensionnement des éléments se base sur le principe de la descente des charges et les surcharges verticales qui agissant directement sur la stabilité et résistance de l'ouvrage.

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

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

II.2. pré dimensionnement des dalles :

II.2.1. dalle a corps creux :

Pour des planchers courants et pour des raisons économique et mise en œuvre, on opte généralement pour des planchers en corps creux, avec des poutrelles préfabriqués.

On peut utiliser une formule empirique pour la détermination de la hauteur de la dalle tel que :

$$\frac{L}{25} \le h_t \le \frac{L}{20} \rightarrow \frac{h_t}{L} \ge \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \ge \frac{L}{22.5}$$

Avec :

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L= 430 cm.

Alors :

$$\frac{430}{25} \le h_t \le \frac{430}{20} \rightarrow 17.2 \le h_t \le 21.5 \rightarrow h_t \ge \frac{430}{22.5} = 19.11$$

On prend alors l'épaisseur **h_t=20= (16+4) cm** tel que :

D =16cm (épaisseur du corps creux **(poutrelles Hourdis)**).

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

II.2.2. plancher a dalle pleine :

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion

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

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{h_t}{45} \le e \le \frac{h_t}{40}$$

Avec : L_{max} : la plus grande portée mesurée entre axe. $\mathbf{L_{max}}$=546 cm

e : épaisseur de la dalle.

$$\frac{546}{45} \le e \le \frac{546}{40} \rightarrow 12.13 \le e \le 13.6$$

On adopte **e = 15cm**.

II.3. évaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1. Planche à corps creux :

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

N	***Composants***	***Épaisseur (m)***	***Poids volumiques (KN /m^3)***	***Poids surfaciques (KN/m^2)***
1	*Gravillon roulé de protection*	*0.05*	*20*	*1.00*
2	*Étanchéité multicouche*	*0.02*	*6*	*0.12*
3	*Papier kraft*	-	-	*0.05*
4	*Forme de pente*	*0.1*	*22*	*2.20*
5	*Film polyane*	-	-	*0.01*
6	*Plaque de liège*	*0.04*	-	*0.016*
7	*Par vapeur*	*0.01*	*6*	*0.06*
8	*Plancher corps creux*	*0.16+0.05*	-	*2.80*
9	*Enduits de plâtre*	*0.02*	*10*	*0.20*
/	***G (charges permanentes)***	*6.336 KN/m^2*		

II.3.1.1. Planche à dalle pleine :

Tab. II.2 : Charge de la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Gravillon roulé de protection*	*0.05*	*20*	*1.00*
2	*Étanchéité multicouche*	*0.02*	*6*	*0.12*
3	*Papier kraft*	*-*	*-*	*0.05*
4	*Forme de pente*	*0.1*	*22*	*2.20*
5	*Film poly âne*	*-*	*-*	*0.01*
6	*Plaque de liège*	*0.04*	*-*	*0.016*
7	*Par vapeur*	*0.01*	*6*	*0.06*
8	*Plancher dalle pleine*	*0.15*	*25*	*3.75*
9	*Enduits de plâtre*	*0.02*	*10*	*0.20*
G (charges permanentes)		***7.406KN/m^2***		

II.3.2. Plancher étage courant :

II.3.2.1. Plancher à corps creux :

Tab. II.3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m3)*	*Poids surfaciques (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	*Plancher corps creux*	*0.16+0.04*	*-*	*2.80*
5	*Enduits de plâtre*	*0.02*	*10*	*0.20*
6	*Simple cloison + Enduit en ciment*	*0.10 0.02* x *2*	*09 18* x *2*	*0.90 0.36*x *2*
G (charges permanentes)		***5.96 KN/m2***		

II.3.2.2. Plancher dalle pleine :

Tab. II.4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m3)*	*Poids surfaciques (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	*Dalle pleine*	*0.15*	*25*	*3.75*
5	*Enduit de plâtre*	*0.02*	*10*	*0.20*
6	*Simple cloison +* *Enduit en ciment*	*0.10* *0.02* x *2*	*09* *18* x *2*	*0.90* *0.36* x *2*
G (charges permanentes)		***6.91KN/m2***		

II.4. Maçonnerie :

II.4.1. Murs extérieur (Double cloison) :

Tab. II.5 : Charges du mur double cloison.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Enduit en ciment*	*0.02*	*18*	*0.36* x *2*
2	*Brique creuse*	*0.10*	*9*	*0.9* x *2*
3	*Lame d'aire*	*0.10*	-	-
	G (charges permanentes)	***2.52KN/m^2***		

II.4.2. Murs intérieurs (simples cloisons) :

Tab. II.6 : Charges du mur simple cloison.

N	*Composants*	*Épaisseur (m)*	*Poids volumiques (KN /m^3)*	*Poids surfaciques (KN/m^2)*
1	*Enduit en ciment*	*0.02*	*18*	*0.36* x *2*
2	*Brique creuse*	*0.10*	*9*	*0.9*
G (charges permanentes)		***1.62KN/m2***		

II.5. Charges d'exploitation :

Tab. II.7 : Surcharges d'exploitation

PLANCHER Niveau(m)	*USAGE*	*Q (KN/m²)*	*Article*
25.12	*Terrasse inaccessible*	*1*	*[Art7.3.3 DTR.B.C.2.2]*
22.06	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
19.00	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
15.94	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
12.88	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
09.82	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
06.76	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
04.08	*Habitation*	*1.5*	*[Art7.1 DTR.B.C.2.2]*
00.00	*Commerce*	*5*	*[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]*
-03.06	*stockage*	*2.5*	*[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]*

II.6. Poutres :

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \\ 0.3h \le b \le 0.7h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du ***[Art 7.4.1 RPA99v2003] :***

$$\begin{cases} h \ge 30cm \\ b \ge 20cm \\ \frac{h}{b} \le 4 \end{cases}$$

Tab. II.8 : pré-dimensionnement des poutres.

Elément	*Poutre principale*	*Poutre secondaire*	*Poutre palier et chainage*
Longueur	*L=4.30m*	*L=3.60m*	*L=3.30m*
Pré-dimensionnement	$28.66 \le h \le 34$ *H =40cm* $12 \le b \le 28$ *B =30cm*	$24 \le h \le 36$ *H =35cm* $10.5 \le b \le 24.5$ *B =30cm*	$22 \le h \le 33$ *H =30cm* $9 \le b \le 21$ *B =30cm*
Section choisir	***30cm x 40cm***	***30cm x 35cm***	***30cm x 35cm***
Vérification [RPA99v2003]	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{40}{30} = 1.3$	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{35}{30} = 1.16$	$h \ge 30$ $b \ge 20$ $\frac{35}{30} = 1.16$
Conclusion	***30cm x 40cm***	***30cm x 35cm***	***30cm x 35cm***

II.7. Longrines : [ART 10.1.1 RPA99V2003] :

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie ***S2*** et ***S3.***

On le site S3 donc la section des longrines : ***30cm x 30cm.***

II.8. Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article [ART.7.7.1 RPA 99V2003] :

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

Tab.II.9 : pré-dimensionnement des voiles.

Voile	$h_e = h - h_{ps}$ *(cm)*	$a \ge h_e/22$	$a_{adoptée}$ *(cm)*
Etage courant	*306-35=271*	*12.32*	*17*
RDC	*408-35=373*	*16.95*	*17*
S-Sol	*306-35=271*	*12.32*	*17*

II.9. Poteaux :

II.9. 1.Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté par la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente des charges, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.9. 2.Procédure de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement RPA 99 version 2003.**

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

- Min (b, h) ≥ 25 cm (en zone IIa)
- Min (b, h) ≥ he / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

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

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

Avec :
N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q
G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau
A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :
Poteaux rectangulaires …….B r = (b - 2) (h – 2) cm²

γ_b: Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\begin{cases} 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

a : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1 + 0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} = \dfrac{0,85}{\beta} & \text{Pour} \quad \lambda \leq 50 \\ \text{Soit :} \quad \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,6\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \\ \text{Soit :} \quad \beta = \dfrac{0,85}{1500} \cdot \lambda^2 \end{cases}$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7\ h_e$

a : dimension de la section du béton du poteau.

L_f: longueur de flambement.

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\dfrac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

B : aire total de la section du poteau.

A : section d'acier minimale $A = \dfrac{B}{1000}$

f_{c28} *:* contrainte de compression du béton à 28 jours ….f_{C28}= 25 MPa

f_e *:* contrainte limite élastique des aciers ……f_e = 400 MPa

Tab. II.10 : calcul de l'effort N.

	*(a*a)*	*Lf (m)*	*i (m)*	*λ*	f_{c28} *(Mpa)*	*B (cm2)*	*Br (cm²)*	*AS (cm²)*	*α*	*NU (kN)*
7	*30*30*	*1.86*	*0.087*	*21.47*	*25*	*900*	*784*	*0.9*	*0.79*	*1172.389*
6	*35*35*	*1.86*	*0.101*	*18.40*	*25*	*1225*	*1089*	*1.225*	*0.805*	*1658.612*
5	*35*35*	*1.86*	*0.101*	*18.40*	*25*	*1225*	*1089*	*1.225*	*0.805*	*1658.612*
4	*35*35*	*1.86*	*0.101*	*18.40*	*25*	*1225*	*1089*	*1.225*	*0.805*	*1658.612*
3	*40*40*	*1.86*	*0.115*	*16.10*	*25*	*1600*	*1444*	*1.6*	*0.815*	*2225.970*
2	*40*40*	*1.86*	*0.115*	*16.10*	*25*	*1600*	*1444*	*1.6*	*0.815*	*2225.970*
1	*40*40*	*1.86*	*0.115*	*16.10*	*25*	*1600*	*1444*	*1.6*	*0.815*	*2225.970*
RDC	*45*45*	*2.856*	*0.130*	*21.985*	*25*	*2025*	*1849*	*2.025*	*0.788*	*2753.07*
S-s	*45*45*	*1.86*	*0.130*	*14.318*	*25*	*2025*	*1849*	*2.025*	*0.822*	*2874.131*

II.9.3.Choix du poteau le plus sollicité :

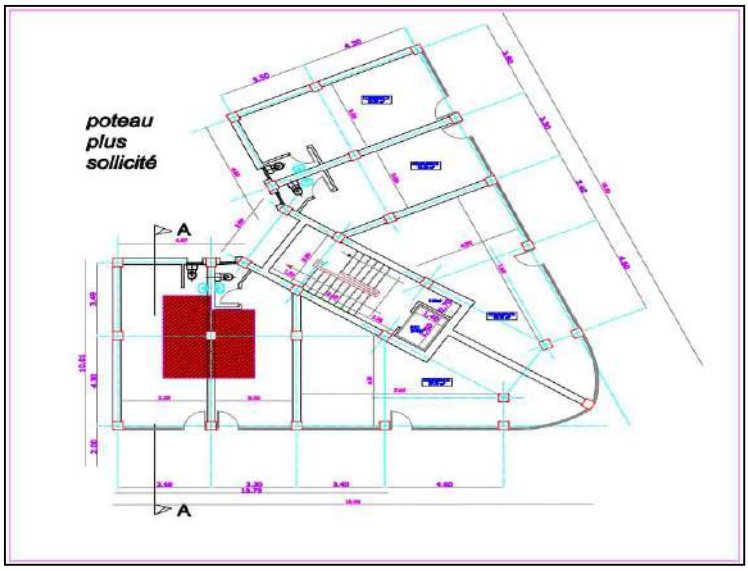


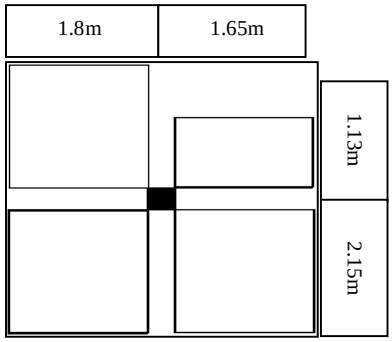
Fig. II.1 : surface de la planché supporté par poteau le plus sollicité.

On' a :

La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

$$S_t = 12.435\ m^2$$

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité : $S_P = 10.41\ m^2$



II.9.4. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II.9.4.1. Détermination des charges permanente :

$G_{plancher\ t\ ou\ c}$ = poids de plancher terrasse x $S_{plancher\ t\ ou\ c.}$

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

$G_{(poteau)}$= b x h x he x poids volumique du béton armé.

Tab. II.11 : Détermination des charges permanentes.

Niveau	*G plancher(KN)*	*G pot(KN)*	*G pp (KN)*	*G ps (KN)*	*G(KN)*	*G cum(KN)*
7	*65.952*	*6.985*	*10.8*	*8.531*	*92.274*	*92.274*
6	*62.044*	*9.371*	*10.65*	*8.138*	*90.203*	*182.477*
5	*62.044*	*9.371*	*10.65*	*8.138*	*90.203*	*272.68*
4	*62.044*	*9.371*	*10.65*	*8.138*	*90.203*	*362.883*
3	*62.044*	*12.24*	*10.09*	*8.006*	*92.38*	*455.263*
2	*62.044*	*12.24*	*10.09*	*8.006*	*92.38*	*547.643*
1	*62.044*	*12.24*	*10.09*	*8.006*	*92.38*	*640.023*
RDC	*62.044*	*18.88*	*9.93*	*7.875*	*98.72*	*738.752*
S-s	*62.044*	*15.491*	*9.93*	*7.875*	*95.34*	*834.092*

II.9.4.2. Détermination des Surcharge d'exploitation :

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

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

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

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

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

Tab. II.12 : Détermination des charges d'exploitation

Etage	*Q plancher (KN)*	∑ surcharges	*Q étage (KN)*	*Q cumulé (KN)*
7eme étage	*1*	Q_0	*12.44*	*12.44*
6eme étage	*1.5*	$Q_0+ Q_1$	*31.1*	*43.54*
5eme étage	*1.5*	$Q_0+0,95(Q_1+ Q_2)$	*47.894*	*91.434*
4eme étage	*1.5*	$Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	*62.822*	*154.256*
3eme étage	*1.5*	$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	*71.884*	*230.14*
2er étage	*1.5*	$Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_5)$	*87.08*	*317.22*
1er étage	*1.5*	$Q_0+0,75(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_6)$	*96.41*	*413.63*
RDC	*5*	$Q_0+0,71(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_7)$	*134.52*	*547.982*
S-s	*2.5*	$Q_0+0,69(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_8)$	*145.859*	*693.841*

II.9.5. Détermination de l'effort normal ultime :

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

N_{ultime}=1.35G+1.5Q → Nu= N_{ultime} + 10% N_{ultime} =1.1N

Tab. II.13 : Détermination de l'effort normal ultime

Etage	**N_{ultime}=1.35G+1.5Q**	**1.1 N_{ultime}**	*NU*	*vérification*
7eme étage	*143.123*	157.55	*1658.612*	***CV***
6eme étage	*311.654*	342.82	*1658.612*	***CV***
5eme étage	*505.269*	555.796	*2225.97*	***CV***
4eme étage	*721.276*	793.404	*2225.97*	***CV***
3eme étage	*959.815*	1055.797	*2225.97*	***CV***
2er étage	*1215.148*	1336.663	*2874.131*	***CV***
1er étage	*1484.476*	1632.924	*2874.131*	***CV***
RDC	*1819.153*	2001.068	*2824.512*	***CV***
S-s	*2166.585*	2383.243	*3602.898*	***CV***

II.9.6. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 :

II.9.6.1. Vérification des conditions de l'RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

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

Tab. II.14 : Vérification conditions **[RPA99v2003].**

Dimension	*Min (b_1,h_1) ≥25cm*	*Min (b_1,h_1) ≥ he / 20*	*1/4 <$\frac{b_1}{h_1}$< 4*	*Obs*
30x30	*Min (30,30) ≥25cm*	*Min (35,35) ≥13.30*	*1/4 < 1 < 4*	***Vérifiée***
35x35	*Min (35,35) ≥25cm*	*Min (35,35) ≥13.30 cm*	*1/4 < 1 < 4*	***Vérifiée***
40x40	*Min (40,40) ≥25cm*	*Min (40,40) ≥13.30cm*	*1/4 < 1 < 4*	***Vérifiée***
45x45	*Min (45,45) ≥25cm*	*Min (45,45) ≥18.4cm*	*1/4 < 1 < 4*	***Vérifiée***

Toutes ces conditions sont vérifiées.

Finalement on adopte les sections suivantes :

Tableau .II.15 : Section des poteaux carrés.

Etage	***Section (a×b)***
7ème étage	***30x30***
4 ; 5 ;6ème étages	***35x35***
1 ; 2 ;3ème étages	***40x40***
RDC; S-sol	***45x45***

Conclusion:

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

Chapitre :

III

Calcul des éléments secondaires

III .1 .Acrotère :

III.1.1 .Introduction :

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

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

IL a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales du niveau des murs extérieurs.

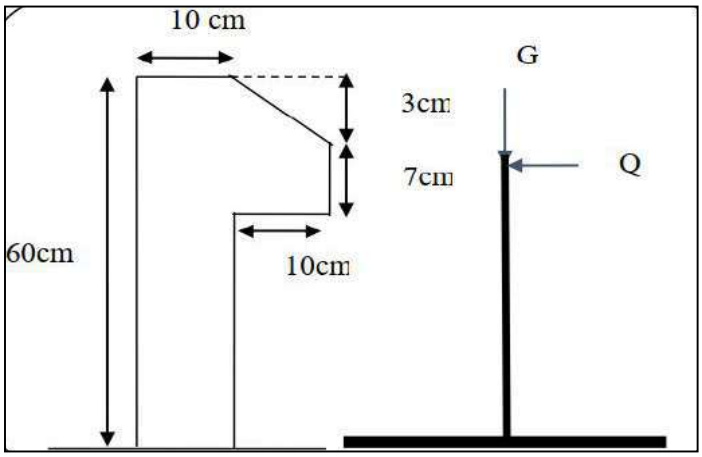


Fig.III.1: schéma et dimensions de l'acrotère.

III.1.2 .Calcul les efforts :

III.1.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

a/- Charge permanente (poids propre) :

$$G = 25x\left(0.10x0.60 + \left(\frac{0.15x0.03}{2} + 0.07x0.15\right)x1ml\right) = 1.82KN/ml$$

b/-Charges d'exploitations :

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

c/- Combinaisons d'action :

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

Etat limite ultime : ELU	
Effort normal :	*Nu =1.35x G=1.35x1.82=2.46 KN*
Effort tranchant :	*Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN*
Moment d'encastrement :	*Mu =1.5 x Q x h=1.5x1x0.6=0.9 KN.m*
Etat limite de service : ELS	
Effort normal :	*Nser = G=1.82 KN*
Effort tranchant :	*Vser =Q= 1 KN.m*
Moment d'encastrement :	*Mser = Qx h=1x0.6=0.6 KN.m*

III.1.3. Ferraillage :

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

Avec :

Tab.III.2 : Paramètre de calcul.

Dimensions			***Caractéristiques***		
Notations	***Valeurs***	***Unités***	***Notations***	***Valeurs***	***Unités***
b	*100*	***cm***	***Fc28***	*25*	***MPa***
h	*10*	***cm***	***Fe***	*400*	***MPa***
c	*2.5*	***cm***	***σb***	*14.2*	***MPa***
c'	*2.5*	***cm***	***σs***	*348*	***MPa***
d	*7.5*	***cm***	***γs ; γb***	*1.15 ; 1.5*	*/*

a/- à l'ELU :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9x10^2}{2.46} = 36.6cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm \qquad e \geq 2.5cm$$

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

- **Calcul au Flexion simple :**

Le moment fictif :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 36.6 + 2.5 = 39.1cm = 0.39m$$

$$M_1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96KN.m$$

- **Détail de Ferraillage :**

Tab.III.3 : résultat de ferraillage **A'ELU** et vérification **A'ELS.**

Etat limite ultime : ELU					
$\mu = \frac{M_1}{b.d^2.b}$	A_1' ***(cm²)***	A_1 ***(cm²)***	A_{min} ***(cm²)***	A_{adop} ***(cm²)***	A_r ***(cm²)***
0.012	*0*	*0.29*	*1*	***5HA10=3.93***	***5HA8=2.51***
Etat limite de service : ELS					
σ_{badm}	σ_{badm}	σ_b	σ_s	***Obs***	
15	*201.63*	*0.77*	*21.3*	***Vérifiée***	

b/-à l'ELS :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = GC = \frac{Mser}{Nser} = \frac{0.6.10^2}{1.82} = 32.97cm$$

$$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5cm < e_0 = 32.97cm$$

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

➢ **vérification de section partiellement comprimé :**

Tab.III.4 : Vérification section partiellement comprimes.

/	*Formule*	*Résultat*
$M_G{}'$	$Nser.G'c$	*0.60 KN.m*
G'_c	$G'G+Gc$	*31.33 cm*
G'_G	$\upsilon 1-\frac{h}{2}$	*0.14cm*
N_{ser}	$1.82\ KN$	*1.82 KN*
I_G	$\frac{b}{3}(\upsilon 13+\upsilon 23)+15A_2(\upsilon 2-c)2+A_1(\upsilon 1-c')2]$	*8691.25cm*
B_0	$b.h+15(A+A')$	*1058.95 cm*
υ_1	$\frac{1}{B_0}\left(\frac{b.h^2}{2}+15(A_1xc_1+A_2x\ d\right)$	*5.15cm*
υ_2	$h-\upsilon 1$	*4.86cm*
Observation	$\frac{M'_G}{N_{ser}}\geq\frac{I_G}{B_0\upsilon_2}$	***Vérifié***

➢ **Conclusion :**

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

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

Donc :

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

c/-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bxd} = \frac{1.5x10^3}{1000x75} = 0.02Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{Mpa}$$

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

➢ ***Ferraillage de l'acrotère* :**

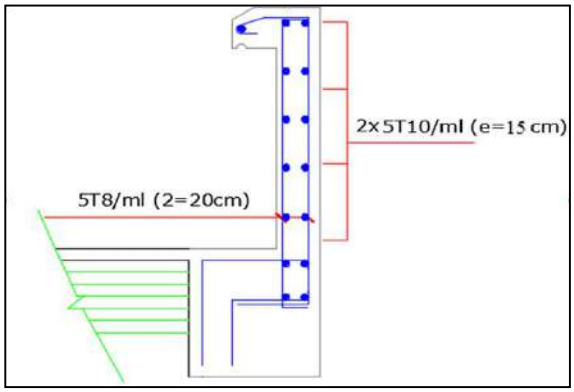


Fig.III.2 : ferraillage de l'acrotère.

III.2.Escaliers:

III.2.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaires

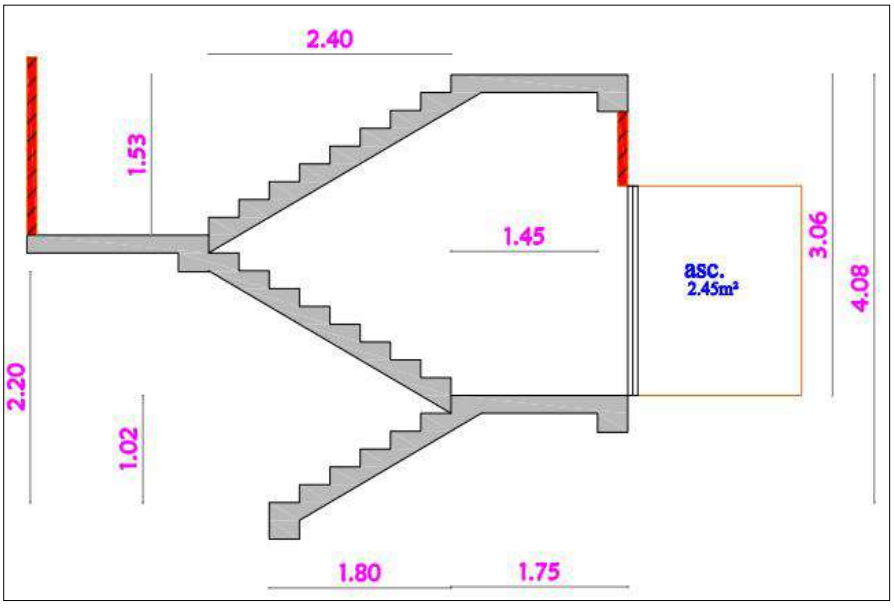


Fig. III.3 : Dimensions de l'escalier.

III.2.2.1. Dimensionnement :

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{300} = \frac{17}{30} = 0.566 \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.50°$$

- **La longueur de la paillasse et du palier :**

$$L_{paillasse} = \sqrt{240^2 + 153^2} = 285 cm = 2.85 \text{ m}$$

$$L_{total} = \sqrt{240^2 + 153^2} + 145 = 430 \text{ cm} = 4.30 \text{ m}$$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < e_p < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{430}{35} = 12.28 < e_p < \frac{430}{30} = 14.33$

On adopte : $e_{palier} = e_{paillasse} = 17cm.$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.2.3.1.Paillasse :

Tab.III.5 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	P.surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17/cosα	25	5.02
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
6	Garde- corps	/	/	0.10
7	Enduits en ciment	0.01	10	0.10
G (charges permanentes)		8.69 KN/m2		
Q (surcharges d'exploitation)		2.5 KN/m2		

III.2.3.2.Palier :

Tab.III.6 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.

/	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m3)	P surfaciques (KN/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5	Enduits en ciment	0.01	10	0.10
G (charges permanentes)		5.69 KN/m2		
Q (surcharges d'exploitation)		2.5 KN/m2		

III.2.3.3.Détermination des efforts :

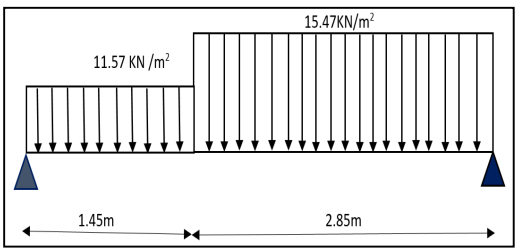
À E.L.U : ⟶ $P_u=1.35G+1.5Q$

À E.L.S : ⟶ $P_{ser}=G+Q$

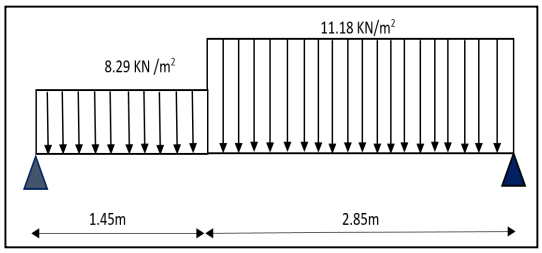
Tab.III.7 : Combinaisons des charges de l'escalier.

/	G (KN/m²)	Q (KN/m2)	P_u (KN/m2)	P_{ser} (KN/m2)
Palier	5.79	2.5	11.57	8.29
Paillasse	8.68	2.5	15.79	11.18

III.2.3.4 Calcul des sollicitations à ELU et à ELS :



ELU



ELS

Fig. III.4 : distribution des charges **à l'ELU** et **à l'ELS.**

- **Réactions des appuis :**

Tab.III.8 : Réaction des appuis.

Réaction	*ELU*	*ELS*
R_a	*28.62 KN*	*20.55 KN*
R_b	*32.25 KN*	*23.33 KN*

- **Effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS et l'ELU :**

Tab.III.9 : Effort tranchant et moment fléchissant **à l'ELS et l'ELU.**

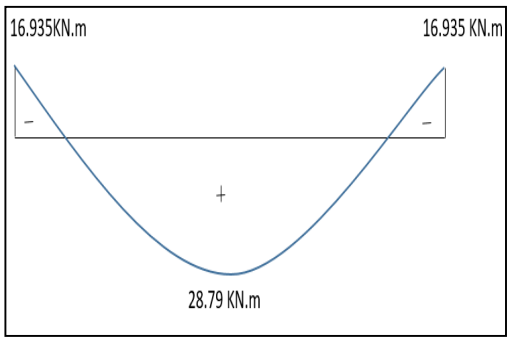
x	*Moment fléchissant*	*Effort tranchant*
Calcul des sollicitations à ELU		
$0 \le x \le 1.45$	$M(0) = 0\,KN.m$ $M(1.45) = 29.34\,KN.m$	$T(0) = 28.62\,KN$ $T(1.45) = 11.84KN$
$0 \le x \le 2.85$	$M(0) = 29.34KN.m$ $M(2.85) = 0KN.m$	$T(0) = 11.84KN$ $T(2.85) = -32.25KN$
Calcul des sollicitations à ELS :		
$0 \le x \le 1.45$	$M(0) = 0\,KN.m$ $M(1.45) = 21.08KN.m$	$T(0) = 20.55KN$ $T(1.45) = 8.53KN$
$0 \le x \le 2.85$	$M(0) = 21.085KN.m$ $M(2.85) = 0KN.m$	$T(0) = 8.53KN$ $T(2.85) = -23.33KN$

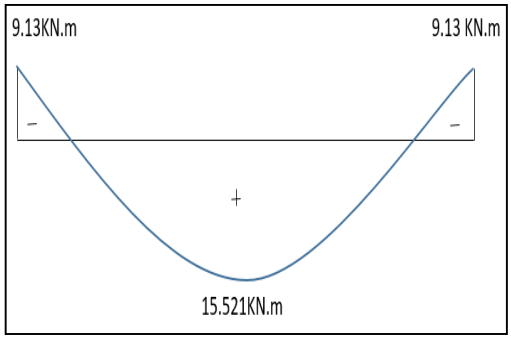
- **Calcul de moment max à l'ELS et l'ELU :**

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma=0.5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $Mt=0.85M_{max.}$

Tab.III.10 : Résultat des moments.

	La distance	*Le moment*		
		M_{max}	M_t	M_a
ELU	$x = 0.77m$	*33.87KN.m*	*28.79KN.m*	*16.935KN.m*
ELS	$x = 0.76m$	*18.26KN.m*	15.521*KN.m*	*9.13KN.m*





ELU ***ELS***

Fig. III.5 : Diagramme des moments retenus **A l'ELU** et **A l'ELS.**

- **Conclusion :**

Tab.III.11 : Les résultats (M et T).

	l'ELU	***l'ELS***
Mt max (KN.m)	*28.79*	*15.521*
Ma max (KN.m)	*16.935*	*9.13*
T max (KN)	*32.25*	*23.33*

III.2.3.5 : ferraillage de l'escalier :

à l'ELU :

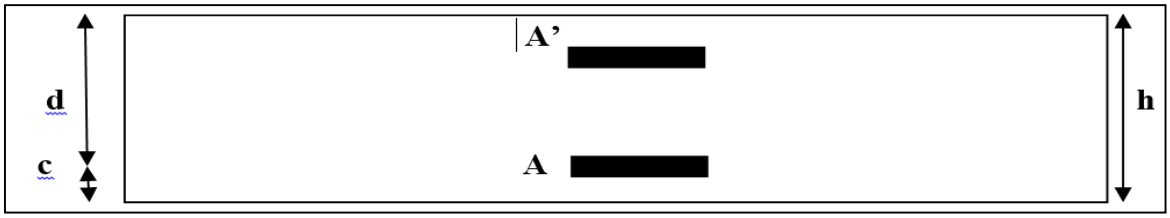


Fig.III.6 : Section de calcul.

Tab.III.12 : paramètre de calcul.

$b(cm)$	$h(cm)$	$c(cm)$	$c'(cm)$	$d(cm)$	$f_{c28}(MPA)$	μ
100	*17*	*2.5*	*2.5*	*14.5*	*25*	*0.392*
$F_e(MPA)$	$\sigma_b(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$	γ_b	γ_s	$M_t(KN.m)$	$M_{app}(KN.m)$
400	*14.20*	*348*	*1.5*	*1.15*	*28.79*	*16.935*

Tab.III.13 : Les résultats du ferraillage des escaliers.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	$A_{calculé}$ (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	$A_{choisie\ (cm^2)}$
En travée	*28.79*	*0.0964*	*0.949*	*6.01*	***6HA12=6.78***
Eux appuis	*16.935*	*0.0567*	*0.969*	*3.46*	***5HA10=3.92***

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_T}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 cm^2 \rightarrow A_{choisir} = 5HA10 = 3.93 cm^2.$$

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2 \rightarrow A_{choisir} = 5HA10 = 9.93 cm^2.$$

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

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{17x100}{1000} = 1.7 cm^2$$

$A_{choisir} > A_{min} \rightarrow$ *Condition vérifiée*.

- **Condition d'espacement :**

Tab.III.14 : Vérification de l'espacement.

/	*Les armatures longitudinales*	*Les armatures de répartitions*
En travée	*St =18cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =18cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*
En appuis	*St =18cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm*	*St =18cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm*

III.2.3.6 .Vérification des contraintes :

à l'ELS :

- **Vérification des contraintes.**

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

$y \rightarrow b.y^2 + 30.A.y + 30.A.d = 0$.

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2.$$

Tab.III.15 : vérification des contraintes.

/	***Mser (KN.m)***	$A_{choisir}$ ***(cm²)***	***Y (cm)***	$I(cm^4)$	$\sigma_b\,(MPA)$	$\overline{\sigma_b}\,(MPA)$	***Obs***
En travée	*15.521*	*6.78*	*4.483*	*13207.81*	*5.268*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*9.13*	*3.93*	*3.59*	*8558.98*	*3.83*	*15*	***Vérifiée***

Donc **:** les armatures calculées ***à l'E.L.U***. seront maintenues.

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

$$T = 32.25\ KN\ .$$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{32.25x10^3}{1000x145} = 0.222\ MPA\ .$$

$$\overline{\tau} = \min\left(\frac{0.2\ x\ fc28}{\gamma b}; 5MPA\right) = 3.33MPA \qquad \textit{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau = 0.222MPA \le \overline{\tau} = 3.33\ MPA \qquad \textbf{\textit{Vérifiée}}$$

- **Conclusion :**

Le choix :

- ✓ En travée : A_t=6HA12 =6.78 cm².
- ✓ En appuis : A_p=5HA10 = 3.93 cm².
- ✓ Armatures de répartition : A_r=5HA10=3.93 cm².

Avec : S_t ***=18cm.***

- ***Condition de la flèche :***

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.17}{4.30} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \textit{Condition non Vérifiée}\ .$$

$$\frac{h}{l} \ge \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.17}{4.30} = 0.04 < \frac{1}{10} \times \frac{15.521}{18.26} = 0.085 \qquad \textit{Condition non Vérifiée}\ .$$

$$\frac{A}{b_0.d} \le \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{6.78}{100 \times 14.5} = 0.0047 > \frac{4.2}{400} = 0.001 \qquad \textit{Condition non Vérifiée}\ .$$

Avec :

h : hauteur total de la section droit

l : la portée entre nus d'appuis

M_0 : moment isostatique

M_t : le moment maximum en travée

A : section de l'armature tendue correspondante

Fe : la limite d'élasticité de l'acier

- ***Remarque :***

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[CBA93 ANEXXE(D) P170] pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.16 : vérification des flèches des escaliers.

/	***Les formules***	***Résultat***
ρ	$\frac{A}{b_0.d}$	$\frac{6.78}{100x14.5}=0.00468$
λ_i	$\lambda_i=\frac{0.05f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right).\rho}$	$\frac{0.05x2.1}{(2+3)x0.00468}=4.487$
μ	$1-\frac{1.75f_{t28}}{(4\rho\sigma_s+f_{t28})}$	$1-\frac{1.75x2.1}{(4x0.00468x262.4+2.1)}=0.476$
$f_{t28}(MpA)$	$0.6+0.06f_{c28}$	*06+0.06* x *25=2.1*
$\sigma_s(MpA)$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y)$	$15\frac{25.1\times10^6}{16465.8\times10^4}(145-64.7)=182.9$
$y_1(cm)$	$\frac{\frac{b.h^2}{2}+15.A.d}{b.h+15.A}$	$\frac{\frac{100x17^2}{2}+15x6.78x14.5}{100x17+15x6.78}=8.839$
$I_0(cm^4)$	$\frac{b}{3}\left(y1^3+(h-y1)^3\right)+15.A(y1-d)^2$	*41138.186*

$f_i\,(mm)$	$\frac{M_t.l^2}{10.E_i I_{fi}}$	$\frac{(15.521x10^6).(4.3x10^3)^2}{10x32164.2x14430.7x10^4}=6.18$
$I_{fi}\,(cm^4)$	$\frac{1.1I_0}{1+\lambda_i.\mu}$	$\frac{1.1x(41138.186)}{1+4.487x0.476}=14430.70$
$\overline{f}\,(mm)$	$\frac{l}{500}$	$\frac{4300}{500}=8.6$
Observation	$f_i < \overline{f}$	***Condition vérifiée***

III.2.4. Poutre palier :

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 longueur de ***3.00m***.

III.2.4.1.Évaluation des charges :

Poids propre de la poutre *:* $P_p = 0.3\times 0.35\times 25 = 2.625 KN/ml$

Les réactions d'appuis *:*

$$\begin{cases} R(ELU) = 28.62KN \\ R(ELS) = 20.55KN \end{cases} donc: \begin{cases} P_U = 1.35(P_p + R) = 42.18KN \\ P_{ser} == (P_p + R) = 23.18KN \end{cases}$$

III.2.4.2Calcul des efforts : Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sur les deux appuis, La méthode ***R.D.M*** donne ***:***

Tab.III.17 : Les résultats des efforts.

	R_a ***(KN)***	M_a ***(KN.m)***	M_t ***(KN.m)***
	$R_a=\frac{P\times L}{2}$	$M_a=\frac{P\times L^2}{12}$	$M_t=\frac{P\times L^2}{24}$
ELU	*63.27*	*31.63*	*15.82*
ELS	*34.77*	*17.39*	*8.70*

- Ferraillage de la poutre palière (Flexion Simple) :

Al' ELU :

Tab.III.18 : Les résultats du ferraillage de la poutre palière.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	$A_{calculé}$ *(cm²/ml)* $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	*A choisir (cm²)*
En travée	*15.82*	*0.063*	*0.967*	*1.47*	***3HA12=3.39***
Eux appuis	*31.63*	*0.072*	*0.963*	*2.95*	***3HA12=3.39***

- Vérification des contraintes :

Al' ELS :

Tab.III.19. Vérification des contraintes de la poutre palière.

	Mser (KN.m)	***Achoisir (cm²)***	***Y (cm)***	$I(cm^4)$	$\sigma_b\,(MPA)$	$\overline{\sigma_b}\,(MPA)$	***Obs***
En travée	*8.70*	*3.39*	*8.85*	*34183,1831*	*2.25*	*15*	***Vérifiée***
En appuis	*17.39*	*3.39*	*8.85*	*34183,1831*	*4.50*	*15*	***Vérifiée***

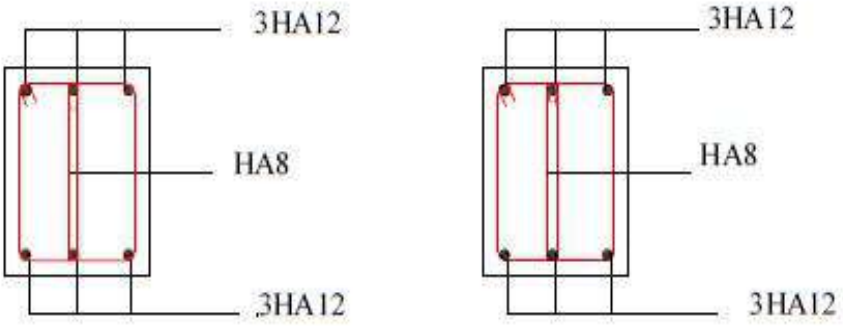


Fig.III.7: Ferraillage de la poutre palière.

III.3. Calcul des planchers :

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- Rôle d'isolation thermique et phonique.
- transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

III.3.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.).

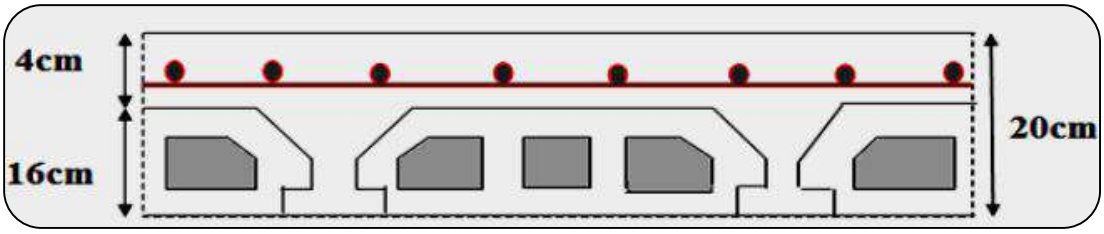


Fig. III.8: plancher à corps creux.

III.3.2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

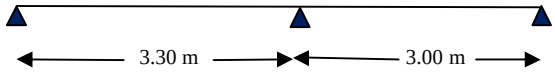
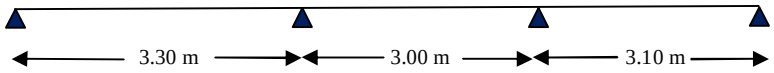
Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.3.2.1.1.Types des poutrelles :

A/- Usage commerce et habitation:

Tab.III.20 : les types de poutrelles.

type	Schéma statique
01	
02	

- **Le calcul se fait en deux étapes :**

Première étape : Avant le coulage de la table de compression :

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

Q= Max (1 KN ; 0.5L KN), Localisée au milieu de la travée **[B.6.8.4.1.2]**

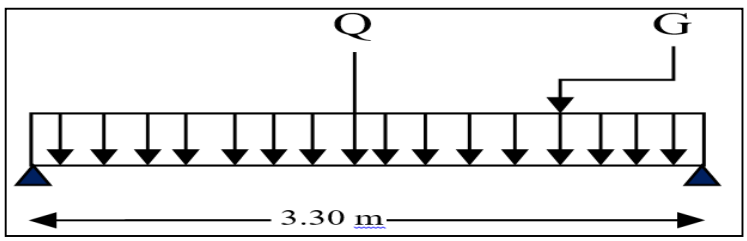


Fig. III.9: Poutrelle avant coulage.

- **Charges et surcharges :**
- **Pour une seule étais :**

- ✓ Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- ✓ Poids du corps creux : 0.60×1 = 0.60 KN/m
- ✓ G= 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.
- ✓ Surcharge d'exploitation : Q = Max $\begin{cases} 1KN \\ 0.5L.KN \end{cases}$

$$F=\frac{5GL^4}{384EI}+\frac{QL^3}{48EI}=\frac{5*0.72*3300^4}{384*2.1*10^5*640000}+\frac{1650*3300^3}{48*2.1*10^5 640000}$$

F=8.272+9.192=17.46 mm

$$\overline{F}=\frac{3300}{500}=6.6 \text{ mm}$$

Alors $F \geq \overline{F}$ condition non vérifier.

- ➢ **Pour deux étais :**

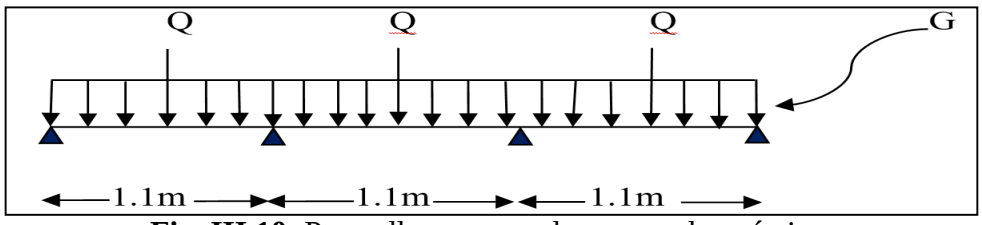


Fig. III.10: Poutrelle avant coulage pour deux étais.

G= 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.

Q =500*1.1=550 KN

$$F=\frac{5GL^4}{384EI}+\frac{QL^3}{48EI}=\frac{5*0.72*1100^4}{384*2.1*10^5*640000}+\frac{550*1100^3}{48*2.1*10^5 640000}$$

F=0.102+0.114=0.216 mm

$$\overline{F}=\frac{1100}{500}=2.2 \text{ mm}$$

Alors $\overline{F} \leq F$ condition vérifier.

2 étais suffisent pour éviter la flèche des poutrelles en première étape.

Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

Méthodes de calcul :

- **La méthode forfaitaire :**

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

- ✓ La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- ✓ Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25.
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

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

2) $M_t \geq M_{\max} \begin{cases} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$

3) Pour les appuis :

$M_a \geq 0.6\ M_0$ …… Poutre à deux travées

$M_a \geq 0.5 M_0$……Appuis voisin des appuis de rive

$M_a \geq 0.4\ M_0$…… Appuis intermédiaires

$M_a \geq 0.2 M_0$……Appuis de rive

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

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

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} \quad \text{Et} \quad T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.3.2.1.2. Calcul des sollicitations :

Tab III.21 : Calcul des sollicitations.

Plancher	*G*	*Q*	*L*	*G*	*Q*	*ELU*	*ELS*
Terrasse	*6.336*	*1*	*0.6*	*3.80*	*0.6*	*6.03*	4.400
Habitation	*5.96*	*1.5*	*0.6*	*3.576*	*0.9*	*6.178*	4.480
commerce	*5.96*	*5*	*0.6*	*3.576*	*3*	*9.326*	6.576

III.3.2.1.3: Poutrelles à deux travées :

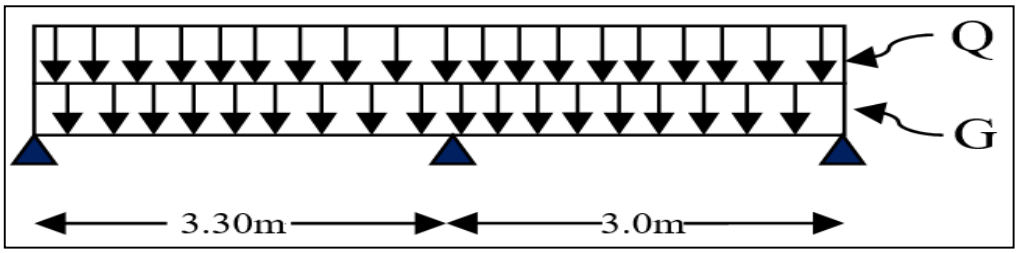


Fig. III.11: Poutrelle à deux travées.

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Tab III.22 : Vérification méthode de calcul.

Condition concernant la charge d'exploitation			
$Q \le Min\left[2G; et 5KN/m^2\right]$	Il n'y a pas de charge concentrée dans notre cas donc on ne peut faire cette vérification	3 travées	2 travées
		Vérifiée	Vérifiée

Condition concernant les caractéristiques géométriques		
$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Vérifiée	Vérifiée
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable.	Vérifiée	Vérifiée

- **sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU) et(ELS) :**

Tab III.23: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées **(ELU)** et **(ELS).**

ELU									
Travée	***Pu***	***L (m)***	M_0 ***(kN.m)***	M_t ***(kN.m)***	***Mw(kN.m)***	***Me(kN.m)***	T_0 ***(kN)***	***Tw (kN)***	***Te (kN)***
A-B	*9.328*	*3.30*	*12.697*	*9.356*	*2.539*	*7.618*	*15.391*	*13.851*	*16.930*
B-C	*9.328*	*3.00*	*10.494*	*7.732*	*6.296*	*2.099*	*13.391*	*15.391*	*12.592*

ELS						
Travée	***Ps***	***L (m)***	M_0 ***(kN.m)***	***Mt(kN.m)***	***Mw(kN.m)***	***Me (kN.m)***
A-B	*6.576*	*3.30*	*8.952*	*6.596*	*1.790*	*5.371*
B-C	*6.576*	*3.00*	*7.398*	*5.451*	*4.434*	*1.480*

III.3.2.1.4. Poutrelles à trois travées :

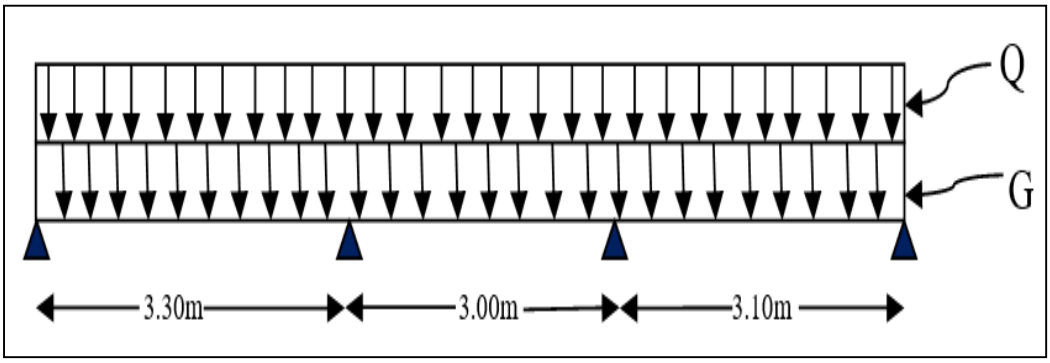


Fig III.12: Poutrelle à deux travées.

➢ **sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) et (ELS) :**

Tab III.24 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées **(ELU) et (ELS).**

ELU									
Travé	***Pu***	***L***	M_0	***Mt***	***Mw***	***Me***	T_0	***Tw***	***Te***
A-B	*9.328*	*3.30*	*12.697*	*9.991*	*2.539*	*6.349*	*15.391*	*14.236*	*16.549*
B-C	*9.328*	*3.00*	*10.496*	*6.683*	*5.247*	*5.247*	*13.391*	*13.991*	*13.991*
C-D	*9.328*	*3.10*	*11.205*	*8.817*	*5.602*	*2.241*	*14.456*	*15.542*	*13.374*

ELS						
Travée	***Ps***	***L (m)***	M_0 ***(kN.m)***	***Mt(kN.m)***	***Mw(kN.m)***	***Me (kN.m)***
A-B	*6.576*	*3.30*	*8.952*	*6.266*	*1.790*	*4.476*
B-C	*6.576*	*3.00*	*7.398*	*4.069*	*3.699*	*3.699*
C-D	*6.576*	*3.10*	*7.899*	*5.530*	*3.950*	*1.580*

Résultat final :

Tab III.25 : Résultat des sollicitations.

/	***ELU***			***ELS***	
Travée	***Ma (max)***	***Mt(max)***	***T max***	***Ma(max)***	***Mt(max)***
3 travées	*-6.349*	*9.991*	*16.549*	*-4.476*	*6.266*
2 travées	*-7.618*	*9.356*	*16.930*	*-5.371*	*6.596*

III.3.2.1.5. : Ferraillage des poutrelles :

Tab III.26 : Résultat des sollicitations.

$b(m)$	b_0	h	h_0	σ_s	σ_b	$d(m)$	f_e	γ_s	E_s	ε_s	ε_l
0.60	*0.12*	*0.2*	*0.04*	*348*	*14.2*	*0.18*	*400*	*1.15*	*210000*	*2*	3.5

à l'E.L.U :

M_{tmax}= 9.991 kN.m

M_{amax}= -7.618 kN.m

T_{max}= 16.930 kN.

Tab III.27 : ferraillage des poutrelles.

	***M* (KN.m)**	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$	β	A_{cal} **(cm²/ml)** $A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$	$A_{choisir}$ **(cm²)**
En travée	*9.991*	*0.0362*	*0.982*	*1.62*	***3HA10=2.35***
Eu appuis	*7.618*	*0.0276*	*0.986*	*1.23*	***2HA12=2.26***

à l'E.L.S.

Tab III.28 : vérification à l'ELS.

En travée										
$S_{XX'} \leq 0$	D	E	Δ	y_1	y_2	$y(cm)$	I	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
$-13.5 \leq 0$ CV	*37.875*	*233.75*	*2369.52*	*-43.276*	*5.401*	*5.401*	*8702.69*	*4.094*	*15*	CV
Eu appuis										
$S_{XX'} \leq 0$	D	E	Δ	y_1	y_2	$y(cm)$	I	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
$-13.5 \leq 0$	*37.65*	*229.70*	*2336.322*	*-42.99*	*5.34*	*5.34*	*8442.428*	*3.39*	*15*	CV

III.3.2.1.6. : Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

$$\tau = \frac{\mathrm{Tu}}{\mathrm{b.d}}$$

$\overline{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA\right)$ ……fissuration peu nuisible [ART A.5.1.2.1.1 CBA93].

Tab III.29 : vérification de l'effort tranchant.

$T_{max}(KN)$	$\tau(MPA)$	$\overline{\tau}(MPA)$	$\tau \leq \overline{\tau}$
16.930	*0.784*	*3.33*	*CV*

III.3.2.1.7. : Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre φ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

φ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$\varphi_t \leq \min(5.71;10;12)$

Armatures ronds lisses $\varphi_t = 5mm$ avec une nuance d'acier FeE400

Choix : $2T5 = 0.39\ cm^2$

III.3.2.1.8. : Espacement des armatures transversales : [ART A.5.1.2.2 CBA93]

$$S_t \leq \min\begin{cases}0.9d\\40cm\end{cases}$$

$$S_t \leq \min\begin{cases}16.2cm\\40cm\end{cases}$$

Donc : S_t=15 cm

III.3.2.1.9.Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0.4MPA$ …… [ART A.5.1.2.2 CBA93]

$\frac{39.25x400}{120x150} = 0.872 \geq 0.4MPA$ …cv

$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3.k.f_{t28}}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}\right)$…… [ART A.5.1.2.3 CBA93]

$$\frac{40}{120x150} = 0.00022 \geq 1.15\left(\frac{0.784 - 0.3x1x2.1}{0.9x400(\cos 90 + \sin 90)}\right) = 0.0005$$

Avec :

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

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérification Appui de rive :**

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] :

Tab III.30 : paramètres de calcul.

$d(cm)$	T_{max}	f_{c28}	$c-e-2cm$	b_0	γ_b	a
18	16.930	25	26	120	1.5	16.2

$$\frac{2.V_u}{b_0.a} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ …….. [ART A.5.1.3.1.3 CBA93]}$$

Avec :

$$\begin{cases} \text{a=Min[c-enrobage-2cm ;0.9d]} \\ V_u \leq 0.4.a.b_0.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{a=16.2} \\ 16.930 \leq 0.4x162x120x\frac{25}{1.5} = 129.6KN.....(C.V) \end{cases}$$

$$\frac{2x16.930x10^3}{120x162} = 1.741 \leq \frac{0.8x25}{1.5} = 13.33.....(C.V).$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

- **Appui intermédiaire** [ART A.5.1.3.2 CBA93] **:**

Vérification section d'armature longitudinale [ART A.5.1.3.2.1 CBA93] :

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} = 16.930 + \frac{-9.991x10^3}{0.9x180} = -44.742KN < 0 \text{…pas vérification à faire.}$$

Vérification contrainte de compression dans la bielle de béton [ART A.5.1.3.2.2 CBA93] :

$$\sigma_b = \frac{R_u}{axb_0} \leq 1.3\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}| = 16.930 + 13.851 = 30.781KN$$

$$\sigma_b = \frac{30.781x10^3}{162x120} = 1.583MPA \leq 1.3\frac{25}{1.5} = 21.66MPA.....(C.V).$$

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

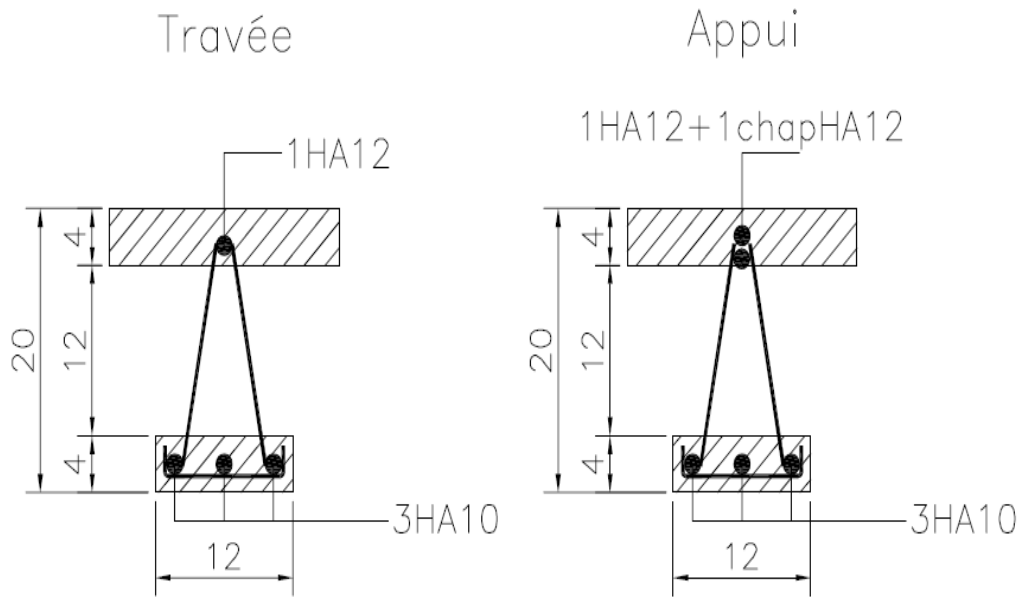


Fig. III.13: ferraillage des poutrelles.

III.3.2.2. Ferraillage de la table de compression : Art [B.6.8.4.2.3 CBA93].

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

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles $(20x20)cm^2$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- **Les armatures perpendiculaires :**

$$\text{Si : } L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_t = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t = \frac{4.L_n}{f_e}$$

- **Les armatures parallèles :**

$$A_l = \frac{A_t}{2}$$

Avec :

L_n : Écartement entre axes des nervures

f_e : Limite d'élasticité en [MPA].

1- Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_t \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad \text{Si : } \quad 50\ \text{cm} \leq L \leq 80\ \text{cm}$$

L : Espacements entre axes des nervures (60cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $$A_t \geq \frac{4x60}{520} = 0.46cm^2$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; fe=520 MPA ; φ=5mm.

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98cm²

T5 ⟶ e = 15cm.

2- Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :

On a : $$A_l \geq \frac{A_t}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2 .$$

Choix des armatures :

5T5 ⟶ A = 0.98 cm^2 **.**

T5 ⟶ e = 15 cm **.**

Choix : Le treillis soudé adopté est : **TS Ø5 (150x150x5).**

III.3.3.Dalle pleine:

- **Méthode de calcul :**

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

Donc : on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.3.3.1 Hypothèses de calcul :

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

1. La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
2. Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
3. Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
4. L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
5. La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
6. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.
7. Conventionnellement on désignera :
   - ✓ Un côté libre par un trait sans hachures
   - ✓ Un appui simple par une hachure
   - ✓ Un encastrement par une double hachure

III.3.3.2.Calcul des moments :

Le calcul des moments de flexion des lignes de rupture se base sur le principe du travail virtuel qui consiste à évaluer le travail provoqué par les charges externes, il sera appelé travail externe, et à évaluer le travail provoqué par les moments internes, il sera appelé travail interne. Le principe du travail virtuel consiste donc à poser l'équation d'équilibre la somme des travaux égale à zéro.

$$\Sigma \text{ des Travaux Externes} - \Sigma \text{ des Travaux Internes} = 0$$

- **Travail externe:**

Le travail externe est égal au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f.$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

T_{ext}= charge répartie x Surface x déplacement du centre de gravité de la surface

- **Travail interne :**

Le travail interne est égal au produit du moment par la projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation par l'angle de rotation de la région rigide sur son axe.

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

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Le principe du travail virtuel nous permet d'évaluer le moment de flexion en fonction de la charge externe appliquée sur la dalle.

Tab.III.31 : les charges appliquées sur les dalles pleines.

	G	Q	Pu	Ps
Terrasse	7.406	1	11.50	8.406
Usage habitation	6.91	1.5	11.58	8.41
commerce	6.91	5	16.83	11.91

On choisit la sollicitation le plus défavorable ⟶ ***Usage commerce***

III.3.3.3. Calcul des dalles rectangulaire :

- ✓ **Calcul de la charge totale :**

$G = 6.91\ KN/m^2$

$Q = 5\ KN/m^2$

$$\begin{cases} P_u = 16.83\ KN/m^2 \\ P_{ser} = 11.91\ KN/m^2 \end{cases}$$

- ✓ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \rightarrow avec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

III.3.3.3.1.Calcul du Travaille externe et interne :

✓ ***Travaille externe et interne :***

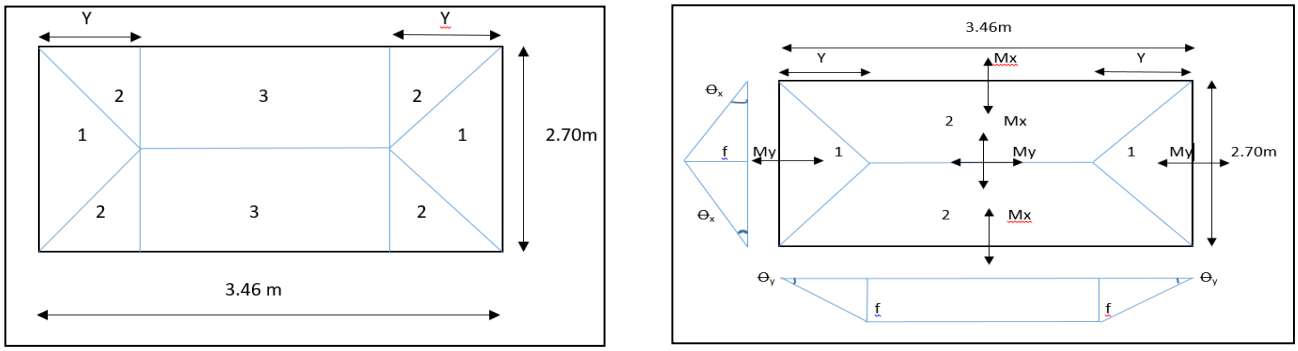


Fig. III.14: lignes des ruptures pour travail externe et interne.

Tab.III.32 : Les résultats du Travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	$Pu\times\left(\frac{2.70\times y}{2}\right)\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(1)$	$5.40\times M\times\frac{f}{y}$
$T_{ext}(2)$	$Pu\times\left(\frac{1.35\times y}{2}\right)\times\frac{f}{3}$	$T_{int}(2)$	$5.12\times M\times f$
$T_{ext}(3)$	$Pu\times\left((3.46-2y)\times 1.35\right)\times\frac{f}{2}$	$\sum_{i=1}^{2}T_{int}(i)$	$10.8\times M\times\frac{f}{y}+10.24\times M\times f$
$\sum_{i=1}^{3}T_{ext}(i)$	$2\times Text(1)+4\times Text(2)+2\times Text(3)$ $Text=63.52\times f\times y$		

Par l'application de principe du travail virtuel $\sum Tint=\sum Text$

On obtient :

$$Pu=\frac{M\times\left(10.24+\frac{10.8}{y}\right)}{(4.67-1.35y)}\rightarrow\ Pu=\int f(y)dx\ \rightarrow\frac{dp}{dy}\rightarrow\ y=1.127\,.$$

Donc :

$$Pu = 6.3\times\ Mu \qquad \rightarrow Mu = \frac{P_u}{6.3} = \frac{16.83}{6.3} = 2.67\ KN.m$$

$$Pser = 6.3\times\ Mser \rightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{6.3} = \frac{11.91}{6.3} = 1.9\ KN.m$$

III.3.3.3.2.Calcul du ferraillage à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = \ Mty = 0.75\times Mu = 2\ KN.m$…… Le moment en travée.

$Max = \ May = -0.5\times Mu = -1.34 KN.m$…… Le moment aux appuis

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tab.III.33 : Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b}$	β	**Acal (cm²/ml)** $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$	**Achoisir (cm²)**
En travée	2	0.009	0.996	0.46	**5HA10=3.93**
Eux appuis	1.9	0.0085	0.996	0.44	**5HA10=3.93**

- **Vérification de la section :**

$$\varnothing \le \frac{h}{10} \rightarrow \quad 10 \le \frac{150}{10} = 15$$ **Condition vérifiée.**

- **Condition d'espacement :**

$$St = \frac{100-5}{4} \approx 25cm \ \le \ Min\left[3h = 45; 33cm\right] = 33cm$$ **Condition vérifiée.**

III.3.3.3.3Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$Mtx = \ Mty = 0.75\times Mser = 1.425\ KN.m \rightarrow$ Le moment en travée.

$\text{Max} = \text{May} = -0.5 \times \text{Mser} = -0.95\text{KN.m} \rightarrow$ Le moment aux appuis.

Tab.III.34 : Vérification des contraintes **à l'ELS.**

	M (KN.m)	Achoisir (cm^2)	Y (cm)	I_{cm^4}	$\sigma_b\,(MPA)$	$\overline{\sigma_b}\,(MPA)$	Achoisir (cm^2)
			$b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	$\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	$\frac{Mser}{I}.y$	$0.6.fc28$	
En travée	2	3.93	3.29	6187.42	0.757	15	**vérifiée**
En appuis	1.9	3.93	3.29		0.5	15	**vérifiée**

Donc : les armatures calculées ***à ELU.*** Seront maintenues.

III.3.3.3.4.Vérification de l'effort tranchant:

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ : la contrainte tangente (en MPA)

Vest l'effort tranchant (KN).

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{16.83 \times 3.46 \times 2.70}{2 \times 3.46 + 2.70} = 16.34 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{v_x}{b_0.d} = \frac{16.34 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.13 \text{ MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{MPA}.$$

$$\tau = \frac{v_y}{b_0.d} = \frac{15.15 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.121\text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{MPA}.$$

Donc : le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.3.3.5.Condition de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{3.46} = 0.0409 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \textbf{Non Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{3.46} = 0.0409 > \frac{2}{26.7} = 0.075 \quad \textbf{Non Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100\times12.5} = 0.003 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \quad \textbf{Vérifiée}$$

- **Remarque :**

Puisque les conditions précédentes ne sont pas vérifiées on se repose sur

[**CBA93 ANEXXE(D) P170]** pour calculer la flèche.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tab.III.35 : vérification des flèches des dalles pleines.

/	*Les formules*	*Résultat*
ρ	$\frac{A}{b\times d}$	$\frac{3.93}{100\times12.5} = 0.003$
λ_i	$\lambda_i = \frac{0.05\times f_{t28}}{\left(2+3\frac{b}{b_0}\right)\times\rho}$	$\frac{0.05\times2.1}{(2+3)\times0.003} = 7$
μ	$1-\frac{1.75\times f_{t28}}{(4\rho\delta_s + f_{t28})}$	$1-\frac{1.75\times2.1}{(4\times0.003\times31.82+2.1)} = 0.48$
$f_{c28}(Mpa)$	$0.6+0.06\,f_{c28}$	$0.6+0.06\times25 = 2.1$
$\sigma_s(Mpa)$	$15\frac{M_{ser}}{I_{xx}}(d-y)$	$15\frac{1.425\times10^6}{6187.42\times10^4}(125-32.9) = 31.82$
$y_1(cm)$	$\frac{\frac{b.h^2}{2}+15.A.d}{b.h+15.A}$	$\frac{\frac{100\times15^2}{2}+15\times3.93\times12.5}{100\times15+15\times3.93} = 7.69$
$I_0(cm^4)$	$\frac{b}{3}\left(y_1^3+(h-y_1)^3\right)+15.A(y_1-d)^2$	*73641.59*

$f_i\,(mm)$	$\dfrac{M_t.l^2}{10.E_i.I_{fi}}$	$\dfrac{1.425\times10^6\times\left(2.7\times10^3\right)^2}{10\times32164\times18579.30}=0.147$
$I_{fi}\left(cm^4\right)$	$\dfrac{1.1\times I_0}{1+\lambda_i.\mu}$	$\dfrac{1.1\times73641.59}{1+7\times0.48}=18579.30$
$\overline{f}\,(mm)$	$\dfrac{l}{500}$	$\dfrac{2700}{500}=5.4$
Observation	$f_i<\bar{f}$	***Condition vérifiée***

III.3.3.4.Calcul des dalles triangulaires :

Pour les dalles de forme triangulaire, il est préférable d'utilisé la méthode des lignes de rupture, par ce qu'elle est plus puissante, cette dernière est basé sur le mécanisme des fissures.

- ✓ **Calcul de la charge totale :**

$G = 6.91\ KN/m^2$ $\qquad$ $\begin{cases} P_u = 16.83\ KN/m^2 \\ P_{ser} = 11.91\ KN/m^2 \end{cases}$

$Q = 5\ KN/m^2$

- ✓ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \rightarrow avec \begin{cases} Tint = M\times l\times\theta \\ Text = P\times f \end{cases}$$

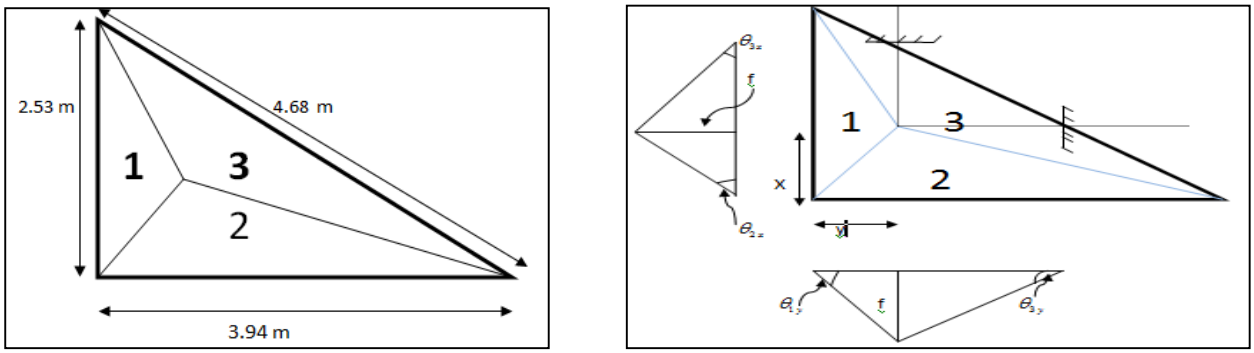


Fig. III.15:lignes des ruptures pour travail externe et interne.

III.3.3.4.1.Calcul du Travaille externe et interne

- ✓ **Travaille externe et interne :**

Tab.III.36 : Les résultats du Travaille externe et interne.

Travaille externe	Résultat	Travaille interne	Résultat
$T_{ext}(1)$	$Pu \times S_1 \times \frac{f}{3}$	$T_{int}(1)$	$L_x \times 2M \times \frac{f}{y}$
$T_{ext}(2)$	$Pu \times S_2 \times \frac{f}{3}$	$T_{int}(2)$	$L_y \times 2M \times \frac{f}{x}$
$T_{ext}(3)$	$Pu \times S_3 \times \frac{f}{2}$	$T_{int}(3)$	$2M \times f \times \left(\frac{L_y}{L_x - 2x} + \frac{L_x}{L_y - 2y} \right)$
$\sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i)$	$Text(1) + Text(2) + Text(3)$ $Text = 1.66 \times f \times P_u$	$\sum_{i=1}^{3} T_{int}(i)$	$2M \times f \times \left(\frac{L_y}{x} + \frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{L_x - 2x} + \frac{L_x}{L_y - 2y} \right)$

Par l'application de principe du travail virtuel $\sum Tint = \sum Text$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times \left(\frac{L_y}{x} + \frac{L_x}{y} + \frac{L_y}{L_x - 2x} + \frac{L_x}{L_y - 2y} \right)}{0.83}$$

$$Pu = f(x.y)\,dx.dy \begin{cases} \frac{dp}{dx} \Rightarrow -\left(\frac{L_y}{x^2} \right) + \left(\frac{2L_y}{(L_x - 2x)^2} \right) \\ \frac{dp}{dy} \Rightarrow -\left(\frac{L_x}{y^2} \right) + \left(\frac{2L_x}{(L_y - 2y)^2} \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} L_x = 2.53m \\ L_y = 3.94m \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} x=0.57 \text{ m} \\ y=0.53 \text{ m} \end{cases}$

$$Pu = 15.44 \times Mu \quad \rightarrow Mu = \frac{P_u}{15.44} = \frac{16.83}{15.44} = 1.09 \text{ KN.m}$$

$$Pser = 15.44 \times Mser \rightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{15.44} = \frac{11.91}{15.44} = 0.77 \text{ KN.m}$$

III.3.3.4.2.Calcul du ferraillage à l'ELU :

On a un panneau de dalle intermédiaire :

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mu = 0.82$ KN.m…… Le moment en travée.

$Max = May = -0.5 \times Mu = -0.55$KN.m…… Le moment aux appuis

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tab.III.37 : Les résultats du ferraillage de la dalle pleine.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\boldsymbol{\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b}}$	β	***Acal (cm²/ml)*** $\boldsymbol{A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}}$	***Achoisir (cm²)***
En travée	*0.82*	*0.004*	*0.998*	*0.188*	***5HA10=3.93***
Eux appuis	*0.55*	*0.003*	*0.999*	*0.125*	***5HA10=3.93***

Vérification de la section :

$\varnothing \le \frac{h}{10} \rightarrow \quad 10 \le \frac{150}{10} = 15$ **Condition vérifiée.**

- **Condition d'espacement :** $St = \frac{100-5}{4} \approx 25\text{cm} \le \text{Min}\left[3h = 45; 33\text{cm}\right] = 33\text{cm}$

III.3.3.4.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire.

$Mtx = Mty = 0.75 \times Mser = 0.75 \times 0.77 = 0.58$KN.m $\rightarrow$ Le moment en travée

$Max = May = -0.5 \times Mser = -0.5 \times 0.77 = -0.39$KN.m $\rightarrow$ Le moment aux appuis

Tab.III.38 : Vérification des contraintes **à l'ELS.**

	M (KN.m)	***Achoisir (cm²)***	***Y (cm)*** $b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	***I (cm⁴)*** $\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	σ_b ***(MPA)*** $\frac{Mser}{I}.y$	$\overline{\sigma_b}$ ***(MPA)*** $0.6.fc28$	***Achoisir (cm²)***
En travée	*0.82*	*3.93*	*3.29*	*6187.42*	*0.308*	*15*	***vérifiée***
En appuis	*0.55*	*3.93*	*3.29*		*0.207*	*15*	***vérifiée***

Donc : les armatures calculées à 'ELU. Seront maintenues.

III.3.3.4.4.Vérification de l'effort tranchant:

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ : lacontraintetangente(enMPA)

V : est l'effort tranchant

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{16.83 \times 3.94 \times 2.53}{2 \times 3.94 + 2.53} = 16.12KN.$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{2ly} = \frac{16.83 \times 3.94 \times 2.53}{2 \times 3.94} = 21.29KN.$$

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} = \frac{21.29 \times 10^3}{1000 \times 25} = 0.170MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17MPA$$

III.3.3.4.5.Condition de la flèche :

Par l'utilisation de l'application **Robot Expert** on trouve :

$$\bar{f} = \frac{3940}{500} = 7.88mm > f = 0.05mm \quad \text{cv.}$$

III.3.4. La dalle machine :

III.3.4.1. Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface **S=5.40m²**.

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu' son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

❖Le moteur (machine).
❖Dalle supportant la machine.
❖Cabine d'ascenseur.

III.3.4.2. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

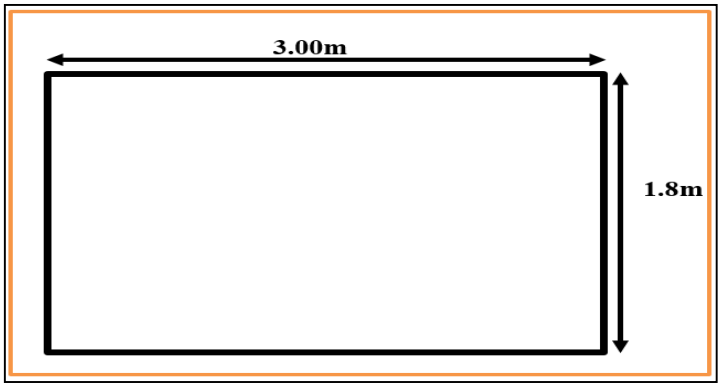


Figure III.16: Dimensions de la dalle machine.

On doit vérifier deux conditions :

a/-Résistance à la flexion :

$\frac{Lx}{45} \le ep \le \frac{Lx}{40}$; $\frac{180}{45} = 4cm \le ep \le \frac{180}{40} = 4.5cm$ On prend ep=4cm

b/- Condition de L'E.N.A.S.C : L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A.S.C) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit ≥ à 25 cm. Donc : on prend **ep=25cm.**

III.3.4.3. Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

a/- Charges permanentes :

TabIII.39 : Évaluation des charges permanentes.

composants		épaisseur (m)	P. volumique (KN/m3)	P. surfacique (KN/m2)
01	Dalle pleine	0.25	25	6.25
02	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
TOTAL				6.61

- Poids de la machine supporté :

q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs. Sous forme de charge concentrée.

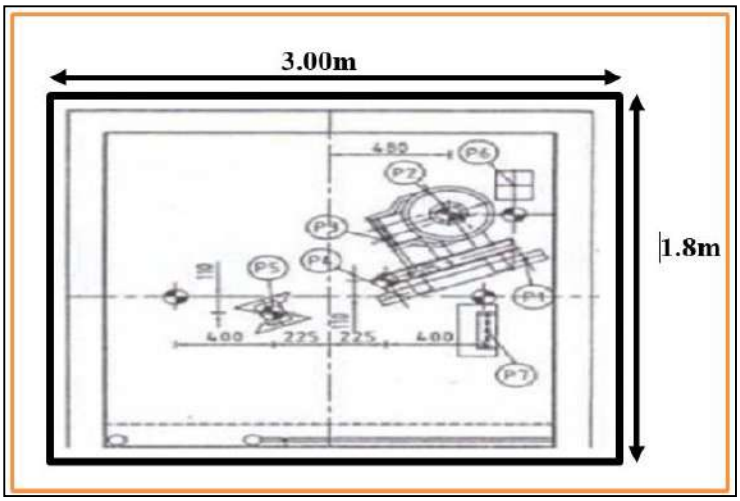


Fig.III.17. Poids appliqués sur la dalle machine.

Tab III.40 : Poids de la machine.

Poids(KN)						
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
45	35	70	90	125	100	23

Q= $\sum \frac{Pi}{S} = \frac{488}{5.40} = 90.37 KN \mid m2$ alors G_{tot}=6.61+90.37=96.98KN\m2.

B /-la charge d'exploitation Q : L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de : Q=5KN/m2.

III.3.4.4. Détermination des charge des de la dalle :

G=96.98KN /m2 ⟶ q_u = 1.35G + 1.5Q=**138.42KN/m2.**

Q=5KN/m2 ⟶ q_{ser} = G + Q=**101.98KN/m2.**

III.3.4.5 : calcul des sollicitations :

III.3.4.5.1. méthode de calcul :

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$ =0.6≥0.4

Donc la dalle travail suivant deux directions, on va choisi la méthode de ligne de rupture basée sur le mécanisme des fissures.

❖ **La méthode des lignes des ruptures :**

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \rightarrow avec \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

a/-Travaille externe et interne : même procédure avec la dalle pleine rectangulaire.

$$\begin{cases} Text = (2.7 - 0.6y)q \times f \\ T\,\text{int} = (\frac{12}{y} + 8)M \times f \end{cases}$$ Par l'application de principe de travail virtuel on trouve :

$$Pu = \frac{M(\frac{12}{y} + 8)}{(2.7 - 0.6y)}$$ .....(1) si on dérive cette équation on trouve : y=1.5m

On remplace la valeur de y dans l'eqt (1) on trouve :

$$\begin{cases} \text{Pu = 8.90 x Mu} \longrightarrow \text{Mu=15.55KN.m} \\ \text{Pser = 8.90 x Mser} \longrightarrow \text{Mser=11.45KN.m} \end{cases}$$

III.3.4.6. Calcul de ferraillage :

a/-ELU :

On a un panneau de dalle intermédiaire :

$$\begin{cases} \text{Mtx=Mty=0.75 x Mu=0.75 x 15.55=11.66KN.m} \\ \text{Max=May=-0.5 x Mu=-0.5 x 15.55=-7.78KN.m} \end{cases}$$

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Tab.III.41 : Les résultats du ferraillage de la dalle machine.

	M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_b}$	β	***Acal (cm²/ml)*** $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}$	***Achoisir (cm²)***
En travée	*11.66*	*0.0162*	*0.992*	*2.5*	***5HA12=5.65***
Eux appuis	*7.78*	*0.0108*	*0.994*	*2.5*	***5HA12=5.65***

- **Vérification de la section :**

$$\phi \le \frac{h}{10} \leftrightarrow 12 \le \frac{250}{10} = 25mm$$ **Condition vérifiée.**

- **Condition d'espacement :**

$$St = \frac{100-5}{4} = 25cm \le Min(3h = 75cm; 33cm)$$ **Condition vérifiée.**

b/-ELS : (vérification)

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On a un panneau de dalle intermédiaire.

Mtx=Mty=0.75 x Mu=0.75 x 11.45=8.60KN.m

Max=May=-0.5 x Mu=-0.5 x 11.45=-5.73KN.m

Tab.III.42 : Vérification des contraintes **à l'ELS .**

	M (KN.m)	***Achoisir (cm²)***	***Y (cm)*** $b.y^2 + 30.A.y - 30Ad$	***I(cm⁴)*** $\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$	σ_b ***(MPA)*** $\frac{Mser}{I}.y$	$\overline{\sigma_b}$ ***(MPA)*** $0.6.fc28$	$\sigma_b < \overline{\sigma b}$
En travée	*11.6*	*5.65*	*11.62*	*62331.68*	*1.60*	*15*	***vérifiée***
En appuis	*7.78*	*5.65*			*1.07*	*15*	***vérifiée***

Donc : les armatures calculées à l'ELU Seront maintenues.

III.3.4.7. Vérification de l'effort tranchant :

En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \le \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ : la contrainte tangente en (Mpa)

V : est l'effort tranchant en (KN)

$$V_x = \frac{P \times L_x \times L_y}{2(L_x + L_y)} = \frac{138.42 \times 1.8 \times 3}{2 \times (3 + 1.8)} = 91.38KN$$

$$V_y = \frac{P \times L_x \times L_y}{2L_y} = \frac{138.42 \times 1.8 \times 3}{2 \times 3} = 124.58KN$$

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{124.58 \times 10^3}{1000 \times 2.5} = 0.005Mpa \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.17Mpa$$

Donc : le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.4.8.Condition de la flèche :

Par l'utilisation de l'application ***Robot Expert*** on trouve :

$$\bar{f} = \frac{1800}{500} = 3{,}6mm > f = 0.141mm \quad \text{cv.}$$

Chapitre :

IV

Etude dynamique

IV. Étude dynamique :

IV. 1 .Introduction :

Le séisme est un évènement naturel, dont on ne peut stopper sa récurrence. Ses effets sur l'environnement dépendent de sa sévérité, des conditions de sol et de la vulnérabilité des éléments exposées. Les effets engendrés sur l'environnement sont parfois désastreux, il est responsable de la destruction de villes entières causant la mort de milliers des personnes et de pertes économiques parfois insurmontable par les pays touchés.

En retraçant le phénomène de séisme en Algérie au fil de l'histoire, toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme d'dévastateur d'**Al Asnam** en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes : la plaque eurasienne au nord chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région. Pour placer la cote algérienne dans le contexte des plaques tectoniques.

Les connaissances actuelles de ce phénomène sont telles que, s'il n'est possible de prédire l'instant et le lieu auquel un séisme se produira, il est cependant possible d'identifier les zones à haute risque sismique. Selon la carte de la sismicité de l'Algérie du nord les grandes telles que Alger, Oran, Annaba, Constantine…etc. se trouvent particulièrement exposées au risque sismique. Le parc immobilier de ces dernières est constitué des bâtiments anciens, dont le système constructif est généralement constitué de murs porteurs quelque fois de structures en poteaux poutres en béton armé. Seulement du point de vue résistance au séisme la majorité des constructions n'a pas fait l'objet d'une conception ou d'un calcul parasismique. Le développement et l'application du règlement parasismique algérien n'a débuté qu'a le séisme de 1980, donc ces anciens quartiers sont constitués de constructions ne répond pas aux normes sismiques actuelles.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions. Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entrainent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.de se fait plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

IV.2.choix de la méthode de calcul :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II_a groupe d'usage 02.

Le bâtiment étudie présente une configuration irrégulière alors la méthode statique équivalente n'est pas applicable, nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcule des structures (**Robot structural analysis**).

IV.3.la méthode d'analyse modale spectrale :

IV.3.1.principe : [ART 4.3.1 RPA2003]

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

IV.3.2.domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

IV.3.3.détermination des paramètres de spectre de réponse : [ART4.3.3 RPA2003]

a/-coefficient d'accélération A :

Zone II_a, groupe 2, (RPA99v2003 [Tab.4.1]) alors d'après les deux critères précédents on obtient : A=**0,15**

b/-coefficient de comportement globale de la structure R:

Conformément à l'article (3.4.A.2 du RPA 99v2003), ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :
Le système est constitué des voiles et des portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Donc **R=3.5** [Tab 4.3 RPA99v2003]

c/-facteur de correction d'amortissement η :

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

ξ = 7 % avec remplissage dense, donc **η = 0,882**

d/-facteur de qualité Q :

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

Tab. IV.1 : Facteur de qualité Q.

	Critère	suivant X		suivant Y	
		observé	valeur	Observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.05	Oui	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0.1	Oui	0.1
La somme		0.15		0.15	

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} \mathbf{Q_x}=1+0.15=\mathbf{1.15} \\ \mathbf{Q_y}=1+0.15=\mathbf{1.15} \end{cases}$$

e/-période T_1 et T_2 du site considéré :

T_1=0.15 et **T_2=0.50** [Tab.4.7 RPA2003]

f/- Estimation de la période fondamentale de la structure T : [ART 4.2.4 RPA2003]

La formule empirique $T = Ct \times Hn^{\frac{3}{4}}$ (4.6)

Avec :

Hn **:** Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage RPA99v2003 [Tab.4.6]

$$\mathbf{C_t=0.05} \longrightarrow \mathbf{T}=0.05*(29.16)^{3/4}=\mathbf{0.63\ sec}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule (4.7) :

$$T = 0.09\frac{Hn}{\sqrt{D}} \quad (4.7)$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée. Pour notre structure on considère qu'on a la même dimension selon les deux directions longitudinales et transversales.

$$Tx = Ty = 0.09 \times \frac{29.16}{\sqrt{18.53}} = \mathbf{0.61sec}$$

Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée : on prend **T=0.61s**

g/- **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

On a $T_2 \le T = 0.61 \le 3s$ alors $D = 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.882 \times (\frac{0.5}{0.61})^{\frac{2}{3}} = \mathbf{1.93}$

❖ **Résumé des résultats obtenus :**

Tab. IV.2 : Résume des paramètres du spectre de réponse.

système	A	R	$D_{X,Y}$	$Q_{X,Y}$	site	η	ξ (%)	T_1(s)	T_2(s)	T(s)
portique	0.15	3.5	1.93	1.15	meuble	0.882	7	0.15	0.50	0.61

h/- Nombre de mode à considérer : [ART4.3.4.RPA2003]

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

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

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3.4.Modilisation : [ART4.3.2 RPA2003]

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du RPA99V2003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (***notion de diaphragme*).**

IV.3.5. choix de disposition des voiles :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.
- Éviter les rez-de-chaussée ou les étages flexibles.
- Minimiser le nombre d'ouvertures par voile.
- Assurer une ductilité suffisante.
- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.3.6. Analyse du comportement structurel du « système portiques/voiles » :

IV.3.6.1. Analyse modale de la structure :

L'RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_D calculée par la méthode numérique (Robot structurale), ne dépasse pas la valeur T_S estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

- ✓ T_D : la période analytique de la structure
- ✓ T_S : La période empirique de la structure

Donc on lance une analyse sur le modèle qui représente juste la disposition des poteaux sans voiles de contreventement et on compare les résultats de la période :

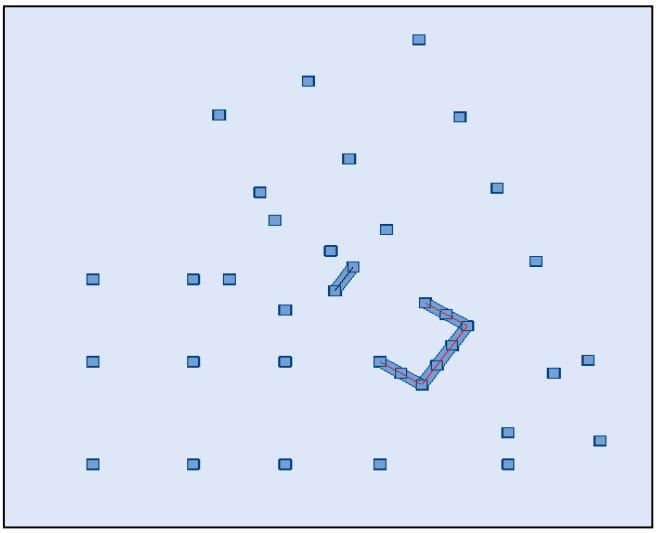


Fig.IV.1 : la disposition des poteaux.

Tab. IV.3 : résultat de l'analyse modale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	0,89	1,12	15,57	14,58	0,00	15,57	14,58	0,00
3/ 2	1,16	0,86	71,49	29,49	0,00	55,92	14,91	0,00
3/ 3	1,28	0,78	75,30	75,62	0,00	3,80	46,13	0,00

❖ **Résultats relatives à l'analyse modale sans voiles de contreventements :**

1) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe « YY' »par un angle.
2) Le deuxième mode est un mode de translation l'axe « XX' »par un angle.
3) Le troisième mode est un mode de translation pure selon l'axe « YY' ».

❖ **La période :**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique : T_D=1.12 sec

Nous avons :

$$1.3 \times Ts = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{sec} > T_D = 1.12 \text{sec}$$ condition non vérifiée.

Résultats : Le bâtiment ne vérifie pas les conditions de RPA99V2003.Donc on doit proposer une disposition préliminaire des voiles de contreventement pour satisfaire les conditions de sécurité exigée par l'RPA99/V2003.

Les différentes variantes sont les suivantes :

Variante 01 :

On propose une disposition préliminaire des voiles d'épaisseur 17 cm pour avoir un meilleur comportement.

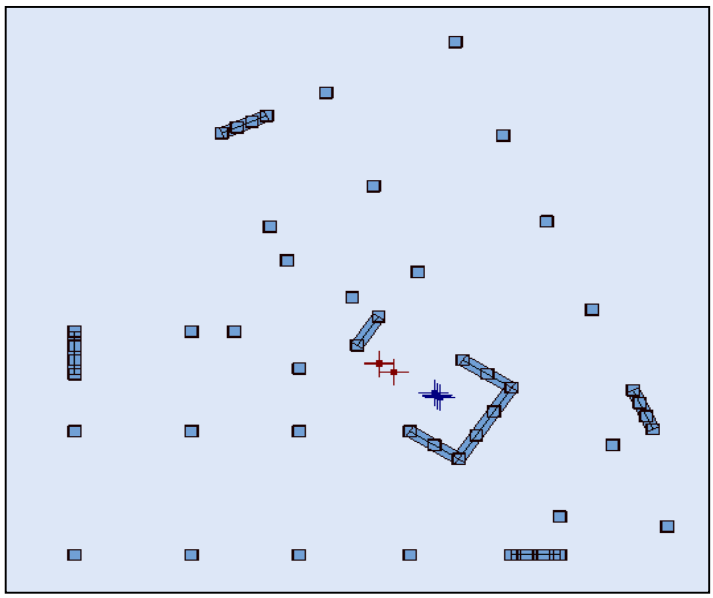


Fig.IV. 2: la disposition des voiles (variante 01)

Une analyse dynamique modale est effectuée et le nouveau comportement de la structure suivant la variante 01 est le suivant :

Tab. IV. 4 : résultat de l'analyse modale (variante 01).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,10	0,91	34,17	13,43	0,00	34,17	13,43	0,00
3/ 2	1,23	0,82	69,95	45,42	0,00	35,78	31,99	0,00
3/ 3	1,36	0,73	74,52	74,31	0,00	4,58	28,89	0,00

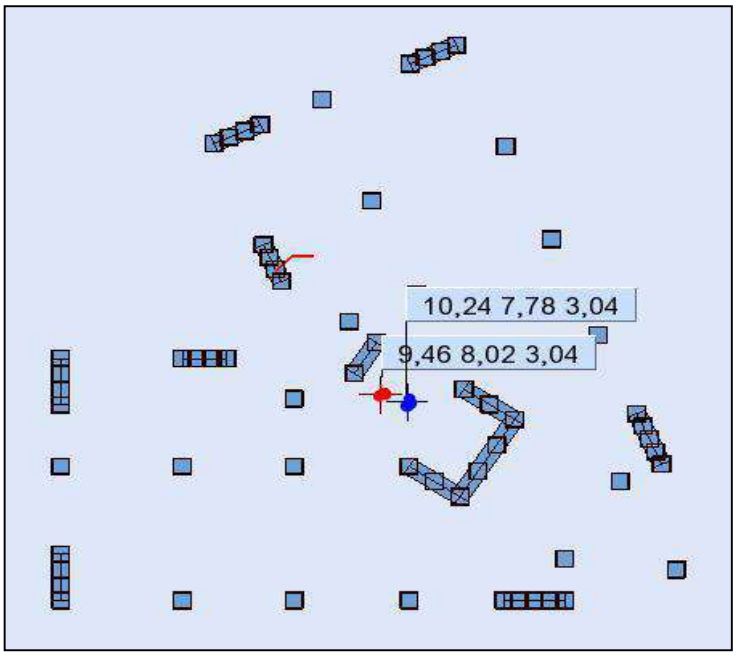
L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique :

$1.3 \times Ts = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{sec} > T_D = 0.91 \text{sec}$ condition non vérifiée.

Résultats : d'après la figure.IV.4 On remarque qu'on a un couplage entre les modes, et la condition de l'RPA (période) non vérifiée c'est pour cela qu'on propose une autre variante pour diminuer le plus possible la distance entre le centre de torsion et le centre de masse.

Afin d'améliorer le comportement dynamique, on passe par une autre variante.

Variante 02 : Pour cette variante en ajoutant d'autres voiles suivant les deux directions X et Y.



● Centre de masse.

● Centre de torsion.

Fig.IV.3 : la disposition des voiles (variante 02)

Après cette dernière modification, on relance l'analyse modale spectrale et on obtient les résultats suivants :

Tab. IV.5 : résultat de l'analyse modale (variante 02).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,30	0,77	73,54	0,25	0,00	73,54	0,25	0,00
3/ 2	1,38	0,72	73,89	72,31	0,00	0,35	72,06	0,00
3/ 3	1,54	0,65	73,90	73,91	0,00	0,01	1,61	0,00

❖ **Résultats relative à la variante 02 :**

1) Le premier mode est un mode de translation pure selon l'axe « XX'»
2) Le deuxième mode est un mode de translation pure selon l'axe « YY'»
3) Le troisième mode est un mode de torsion.

❖ **La période :** $1.3 \times Ts = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{sec} > T_D = 0.77 \text{sec}$ **condition vérifiée**.

❖ **Nombre des modes considérées :**

$K \geq 3\sqrt{N}$ ⟶ $K \geq 3\sqrt{8} = 8.48$ On prend K=9 modes

Les résultats obtenus par la variante 02, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. IV.6 :Période et facteur de participation massique (variante 02) du portiques/voiles.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Période(s)	Masses effectives					
		m.cumUx	m.cumUy	m.cumUz	m.modUx	m.modUy	m.modUz
1	0,77	73,54	0,25	0,00	73,54	0,25	0,00
2	0,72	73,89	72,31	0,00	0,35	72,06	0,00
3	0,65	73,90	73,91	0,00	0,01	1,61	0,00
4	0,23	87,03	75,07	0,01	13,13	1,15	0,01
5	0,21	87,90	86,28	0,01	0,88	11,22	0,00
6	0,19	88,93	89,51	0,01	1,03	3,23	0,00
7	0,11	93,82	90,10	0,01	4,88	0,59	0,00
8	0,11	93,96	93,34	0,01	0,14	3,24	0,00
9	0,10	93,96	93,34	33,79	0,00	0,00	33,78

IV.3.6.Caractiristiques dynamiques de la structure :

- ✓ **Centre de masse :** Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…), Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi \times Xi}{\sum Wi} et Y_G = \frac{\sum Wi \times Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

• W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré

• X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

• X_g et Y_g : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

- ✓ **Centre de torsion :** Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles. Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.
  Avec :

$$Xr = \frac{\sum Iyi \times Xi}{\sum Iyi} et Yr = \frac{\sum Ixi \times Yi}{\sum Ixi}$$

• I_{xi} et I_{yi} : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de contreventement (poteau, voile).
• X_i et Y_i : Coordonnées du centre de gravité des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
• X_r et Y_r : Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Tab. IV.7 : coordonnés de centre de masse et centre de gravité.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion	
	X_G (cm)	Y_G (cm)	X_R (cm)	Y_R (cm)
25.50	9.64	7.90	10.38	7.71
22.44	9.54	7.97	10.33	7.74
19.38	9.54	7.97	10.33	7.74
16.32	9.54	7.97	10.33	7.74
13.26	9.51	7.99	10.30	7.75
10.20	9.51	7.99	10.30	7.75
7.14	9.51	7.99	10.30	7.75
4.08	9.46	8.02	10.24	7.78

❖ **Excentricité :**

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

Tab. IV.8 : calcul de Excentricité théorique.

Niveau	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
25.50	0.74	0.19
22.44	0.79	0.23
19.38	0.79	0.23
16.32	0.79	0.23
13.26	0.79	0.24
10.20	0.79	0.24
7.14	0.79	0.24
4.08	0.78	0.24

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

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

• Excentricité théorique résultant des plans.

$$Ex = 0{,}05.\ Lx$$

$$Ey = 0{,}05.\ Ly$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tab. IV.9 : calcul de Excentricité accidentelle.

Niveau	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
25.50	18.53	18.53	0.93	0.93
22.44	18.53	18.53	0.93	0.93
19.38	18.53	18.53	0.93	0.93
16.32	18.53	18.53	0.93	0.93
13.26	18.53	18.53	0.93	0.93
10.20	18.53	18.53	0.93	0.93
7.14	18.53	18.53	0.93	0.93
4.08	18.53	18.53	0.93	0.93

Effet de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] : Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

IV.3.7. Analyse sismique de la structure portiques/voiles :

IV.3.7.1. Vérification et justification de coefficient de comportement [R] (variante 02) :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de vérifier cette condition pour faire un calcul juste dans le reste de calcul.

Tab. IV.10 : Distribution des sollicitations suivant X et Y pour les voiles et les poteaux(V2).

	Poteaux			**Voiles de contreventement**		
	Effort tranchant		**Effort normal**	**Effort tranchant**		**Effort normal**
Étage	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
RDC	813,33	788,66	-20566,49	1438,64	1538,56	-8373,77
2	855,06	751,09	-17024,01	1327,6	1506,69	-7776,1
3	973,69	840,37	-14313,1	1077,42	1283,31	-6895,75
4	1051	913,8	-11763,93	816,64	1018,95	-5851,37
5	798,64	696,24	-8949,84	836,22	995,24	-5099,56
6	766,89	679,06	-6532,87	583,91	718,81	-4014,57
7	687,38	611,82	-4248,8	320,57	426,54	-2796,69
8	440,99	408,39	-1915,81	138,49	182,18	-1647,84

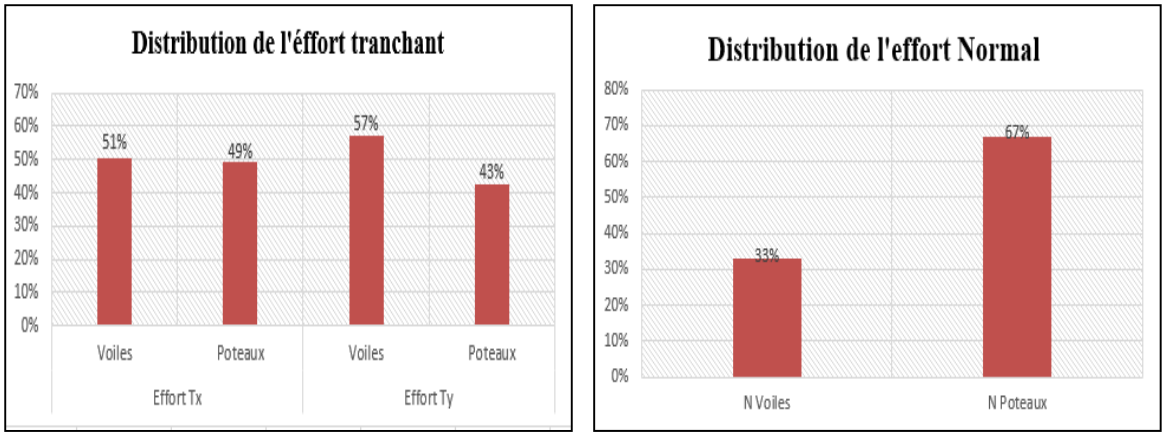


Fig.IV.4 : Histogrammes représentent les proportions des sollicitations horizontales et verticales portées par les voiles et les poteaux(V2).

Résultats : d'après le figure ci-dessus, on observe que les voiles reprennent plus de 20% de charge verticale donc ce sont des voiles porteurs mais on observe que il y a un effort tranchant très important aux niveaux des poteaux, donc on propose une troisième variante pour mettre cette effort nulle ou plus petite le maximum .

Variante 03 : Pour cette variante en augment l'épaisseur (e=20cm) et en ajoutant d'autres voiles suivant les deux directions X et Y.

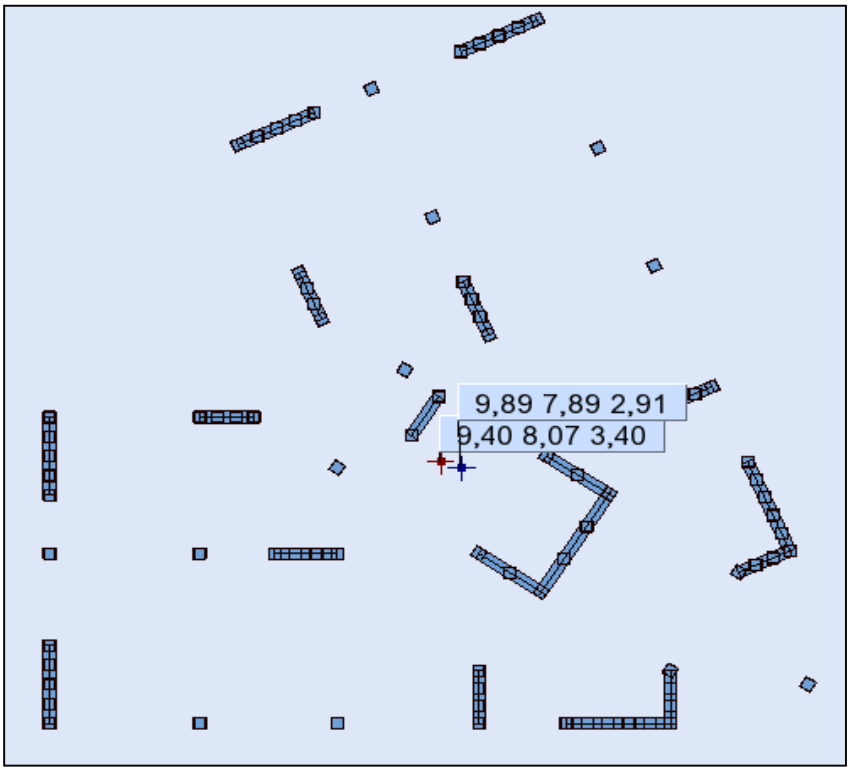


Fig.IV.5 : la disposition des voiles (variante 03).

Après cette dernière modification, on relance l'analyse modale spectrale et on obtient les résultats suivants :

Tab. IV.11 : résultat de l'analyse modale (variante 03) .

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,44	0,69	68,78	1,35	0,00	68,78	1,35	0,00
3/ 2	1,54	0,65	68,86	60,35	0,00	0,08	59,00	0,00
3/ 3	1,83	0,55	72,65	72,62	0,00	3,79	12,27	0,00

❖ **Résultats relative à la variante 02 :**

1) Le premier mode est un mode de translation pure selon l'axe « XX'»
2) Le deuxième mode est un mode de translation pure selon l'axe « YY'»
3) Le troisième mode est un mode de torsion.

❖ **La période :** $1.3\times Ts = 1.3\times 0.61 = 0.793\,\text{sec} > T_D = 0.69\,\text{sec}$ **condition vérifiée**.

❖ **Nombre des modes considérées :**

$K \geq 3\sqrt{N}$ ⟶ $K \geq 3\sqrt{8} = 8.48$ On prend K=9 modes

Les résultats obtenus par la variante 03, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. IV.12 : Période et facteur de participation massique (variante 03) du portiques/voiles.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Période(s)	Masses effectives					
		m.cumUx	m.cumUy	m.cumUz	m.modUx	m.modUy	m.modUz
1	0,69	68,78	1,35	0,00	68,78	1,35	0,00
2	0,65	68,86	60,35	0,00	0,08	59,00	0,00
3	0,55	72,65	72,62	0,00	3,79	12,27	0,00
4	0,20	85,60	74,32	0,01	12,95	1,69	0,01
5	0,19	86,48	84,21	0,01	0,88	9,89	0,00
6	0,14	88,07	88,39	0,01	1,58	4,18	0,00
7	0,10	88,07	88,46	12,53	0,00	0,07	12,52
8	0,10	88,21	88,46	22,41	0,14	0,00	9,88
9	0,09	92,60	90,66	23,15	4,39	1,20	0,74

Résultats : d'après le tableau ci-dessus, on constate que le comportement dynamique est amélioré suivant la variante 03. **Donc** on garde cette dernière variante pour le reste de cette étude.

❖ **Vérification de l'excentricité :**

On doit vérifier :

-L'excentricité accidentelle (5% Lx ou Ly).

-L'excentricité admissible (15% Lx ou Ly).

L'excentricité accidentelle + L'excentricité théorique < L'excentricité admissible

Tab. IV.13 : coordonnés de centre de masse et centre de gravité.

Niveau	Centre de masse		Centre de torsion		**Excentricité théorique :**	
	X_G (cm)	Y_G (cm)	X_R (cm)	Y_R (cm)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
25.50	9.78	7.80	9.95	7.86	0.17	0.06
22.44	9.39	8.04	9.93	7.87	0.54	0.17
19.38	9.39	8.05	9.93	7.87	0.54	0.17
16.32	9.39	8.05	9.93	7.87	0.54	0.17
13.26	9.38	8.08	9.92	7.88	0.54	0.2
10.20	9.38	8.08	9.92	7.88	0.54	0.2
7.14	9.38	8.08	9.92	7.88	0.54	0.2
4.08	9.40	8.07	9.89	7.89	0.49	0.18

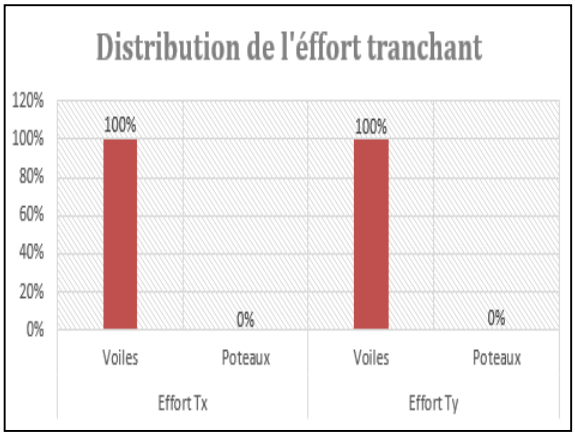
Tab. IV.14 : Vérification de l'excentricité.

Niveau	Lx=Ly (m)	accidentelle	Excentricité théorique		$E_{acc}+E_{the}$		Eadm	vérification
		Ex=Ey (m)	Ex	Ey	Ex	Ey	$15\%L_{x,y}$	
25.50	18.53	0.93	0.17	0.06	1.1	0.99	2.7	CV
22.44	18.53	0.93	0.54	0.17	1.47	1.1	2.7	CV
19.38	18.53	0.93	0.54	0.17	1.47	1.1	2.7	CV
16.32	18.53	0.93	0.54	0.17	1.47	1.1	2.7	CV
13.26	18.53	0.93	0.54	0.2	1.47	1.13	2.7	CV
10.20	18.53	0.93	0.54	0.2	1.47	1.13	2.7	CV
7.14	18.53	0.93	0.54	0.2	1.47	1.13	2.7	CV
4.08	18.53	0.93	0.49	0.18	1.42	1.12	2.7	CV

IV.3.7.1. Vérification et justification de coefficient de comportement [R] (variante 02) :

Tab. IV.15 : Distribution des sollicitations suivant X et Y pour les voiles et les poteaux(V3).

	Poteaux			Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal	Effort tranchant		Effort normal
Étage	Tx	Ty	N	Tx	Ty	N
RDC	0	0	-20566,49	2156,32	2012,78	-8373,77
2	0	0	-17024,01	2098,56	1958,82	-7776,1
3	0	0	-14313,1	1972,69	1843,25	-6895,75
4	0	0	-11763,93	1788,16	1672,85	-5851,37
5	0	0	-8949,84	1566,98	1465,8	-5099,56
6	0	0	-6532,87	1308,72	1221,28	-4014,57
7	0	0	-4248,8	987,6	918,22	-2796,69
8	0	0	-1915,81	562,55	521,71	-1647,84



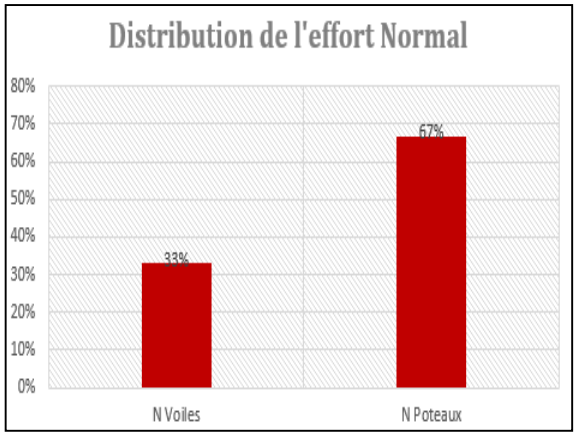


Fig.IV.6 : Histogrammes représentent les proportions des sollicitations horizontales et verticales portées par les voiles et les poteaux(V3).

Résultats : d'après la figure ci-dessus, on observe que les voiles reprennent plus de 20% de charge verticale et reprennent toute les charges horizontales uniquement.

IV.3.7.1. Résultante des forces sismiques à la base Vt : [ART4.3.6 RPA2003]

La résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_D}$ obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente Vs, soit : $V_D \geq 0{,}8\ V_S$.

-Si $V_D < 0{,}80\ V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport $0.8\frac{V_S}{V_D}$.

❖ **Calcul de la force sismique statique :** [Art 4.2.3 RPA99v2003]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R} \times W \qquad V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R} \times W$$

W : poids totale de la structure.

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \qquad \text{[Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]}$$

Avec $\beta = 0.2$ [Tableau 4.5 RPA99v2003]

Poids de la structure W= 3289521,62 Kg = **32895.2162KN**

$$V_X = V_Y = \frac{0.15 \times 1.15 \times 1.93}{3.5} \times 32895.2162 = \mathbf{3129.04KN}$$

Vérification :

Tab. IV.16 :vérification Résultante des forces sismiques à la base.

V (KN)	V statique (KN)	V dynamique (KN)	0,8 V statique	$V_D \geq 0{,}8\ V_S$
Vx	3129.04	2677,93	2503.23	CV
Vy	3129.04	2688,19	2503.23	CV

IV.3.7.2. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

❖ **Le moment de renversement :**

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

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i \times F_{iy}$ et $M_{Ry} = h_i \times F_{ix}$

Avec : F_{ix} , F_{iy} : La force distribuée en hauteur suivant X et Y

h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur** : [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : $V = F_t + \sum F_i$

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

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

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

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

Avec : $$F_t = \begin{cases} 0.07.T.V \le 0.25V. \rightarrow siT \ge 0.7s \\ 0 \rightarrow siT < 0.7s \end{cases}$$

On a T=0.77s>0.7s

Alors: $F_t = 0.07 \times 0.65 \times 2688.19 = 122.3126KN$

$(V_d - F_t) = 2565.87KN$.

Tab. IV.17 : calcul du moment de renversement la forces sismiques selon la hauteur.

hi (m)	Wi (KN)	Wi * hi	Fix (KN)	Fiy (KN)	$M_{x..} = h_i \times F_{x..}$	$M_{y..} = h_i \times F_{y..}$
25.50	4453.8839	113574.45	611.78	611.78	15600.40	15600.40
22.44	3964.4926	88804.8	478.35	478.35	10715.04	10715.04
19.38	3954.2546	76633.37	412.80	412.80	8000.06	8000.06
16.32	3964.4925	64700.64	348.51	348.51	5687.68	5687.68
13.26	3874.0583	51370.04	276.70	276.70	3669.04	3669.04
10.20	3874.0583	39515.31	212.85	212.85	2171.07	2171.07
7.14	3864.1058	25426.33	136.96	136.96	977.90	977.90
4.08	4000.5142	16322.08	87.92	87.92	358.71	358.71
Σ		**476347.02**			**47179.90**	**47179.90**

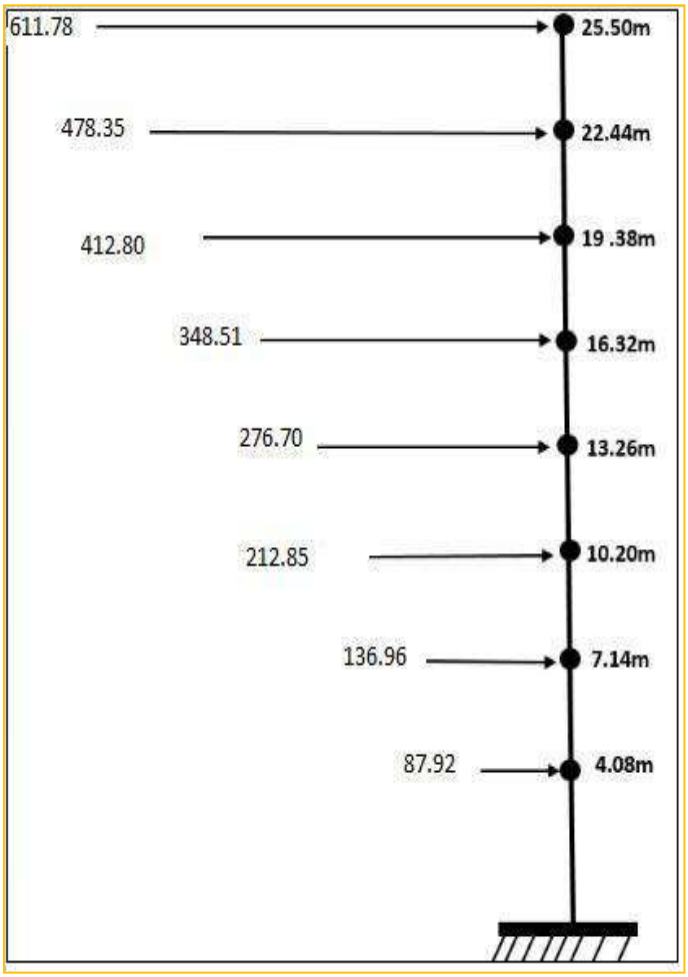


Fig.IV.7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y en (KN).

❖ **Le moment stabilisant :**

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

$$M_{sx} = W.X_{Gy}$$

$$M_{sy} = W.Y_{Gx}$$

Avec :

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

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

Tab. IV.18 : Calcul de moment stabilité.

Niveau (m)	W (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
25.50	4453.8839	9.78	7.80	43558.95	34740.26
22.44	3964.4926	9.39	8.04	37226.56	31874.50
19.38	3954.2546	9.39	8.05	37130.40	31831.71
16.32	3964.4925	9.39	8.05	37226.56	31914.14
13.26	3874.0583	9.38	8.08	36338.70	31302.38
10.20	3874.0583	9.38	8.08	36338.70	31302.388
7.14	3864.1058	9.38	8.08	36338.70	31221.974
4.08	4000.5142	9.40	8.07	37604.833	32284.149
∑				264536.843	256447.1501

Vérification :

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

Tab. IV.19 : Vérification de renversement.

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}}$	$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}}$	Vérification
47179.90	47179.90	264536.843	256447.1501	5.60	5.43	CV

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

IV.3.7.2. Vérification des déplacements latéraux globaux :

Pour le calcul des déplacements en tête on suppose notre structure comme une console encastré à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et ont vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

$$\delta_{adm} = \frac{1}{250} \times h$$

Avec :

δ_{adm} : Déplacement admissible de la structure.

h : La hauteur totale des étages h =25.50m.

Tab. IV.20 : Vérification des déplacements latéraux globaux.

	Déplacements	Déplacements latéraux Max	Déplacements latéraux Max limite	Vérification
Séisme suivant X	U_X	7.3	10.20	CV
	U_Y	0.3	10.20	CV
Séisme suivant Y	U_X	0.5	10.20	CV
	U_Y	6.7	10.20	CV

Résultats :

Le déplacement en tête de la structure soit inferieure ou déplacement admissible.

IV.3.7.3. Vérification du déplacement inter-étages : [Art 4.4.1 RPA99v2003]

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

$$\delta_K = R.\delta_{eK}$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement du aux forces séismiques F_i.

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

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

$\Delta_{K\,limite} = 0.01.h_e$ Avec : h_e : La hauteur de l'étage K.

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq 0.01.h_e$ Δ_K : Déplacement inter-étage.

Suivant X :

Tab. IV.21 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x.

Niveau	h_e	δ_{eK}	δ_K	R	δ_{adm}	Δ_K	Vérification	ξ	$[\xi]$	Vérifi
25.50	3.06	2.08	7.30	3.5	3.06	0.80	CV	2.61	3.5	CV
22.44	3.06	1.86	6.50	3.5	3.06	0.90	CV	2.94	3.5	CV
19.38	3.06	1.60	5.60	3.5	3.06	1.00	CV	3.26	3.5	CV
16.32	3.06	1.31	4.60	3.5	3.06	0.90	CV	2.94	3.5	CV
13.26	3.06	1.00	3.50	3.5	3.06	1.00	CV	3.26	3.5	CV
10.20	3.06	0.71	2.50	3.5	3.06	1.00	CV	3.26	3.5	CV
7.14	3.06	0.42	1.50	3.5	3.06	0.90	CV	2.94	3.5	CV
4.08	4.08	0.17	0.6	3.5	4.08	0.60	CV	1.96	3.5	CV
0.00	0.00	0.00	0.00	3.5	0.00	0.00	CV	0.00	3.5	CV

Suivant Y :

Tab. IV.22 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y.

Niveau	h_e	δ_{eK}	δ_K	R	δ_{adm}	Δ_K	Vérification	ξ	$[\xi]$	Vérifi
25.50	3.06	1.91	6.7	3.5	3.06	0.8	CV	2.61	3.5	CV
22.44	3.06	1.68	5.9	3.5	3.06	0.8	CV	2.61	3.5	CV
19.38	3.06	1.45	5.1	3.5	3.06	0.9	CV	2.94	3.5	CV
16.32	3.06	1.20	4.2	3.5	3.06	1.00	CV	3.26	3.5	CV
13.26	3.06	0.81	3.2	3.5	3.06	1.00	CV	3.26	3.5	CV
10.20	3.06	0.62	2.2	3.5	3.06	0.90	CV	2.94	3.5	CV
7.14	3.06	0.37	1.3	3.5	3.06	0.7	CV	2.28	3.5	CV
4.08	4.08	0.17	0.6	3.5	4.08	0.6	CV	1.96	3.5	CV
0.00	0.00	0.00	0.00	3.5	0.00	0.00	CV	0.00	3.5	CV

Résultats :

Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux (y'a pas de changement de masse ni de rigidité).

La déformation ne pas dépasser la limite élasto-plastique (domaine élasto-plastique) dans les deux directions.

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper

une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. [Art 2.5.5 RPA99v2003]

IV.3.7.3.Vérification de cisaillement des éléments :

❖ **Les poutres :** [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.2 \times f_{C28}}{\gamma_b}; 5Mpa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau} = \min(\frac{0.15 \times f_{C28}}{\gamma_b}; 4Mpa)$ Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable.

Tab. IV.23 : Vérification de cisaillement des poutres.

élément	b (cm)	d (cm)	Tu (KN)	combinaison	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	vérification
PP40*30	30	37.5	155,79	ACC	1.39	3.3	CV
PS35*30	30	32.5	243.57	ACC	2.49	3.3	CV
Ppl35*30	30	32.5	212.19	ACC	2.18	3.3	CV
Pch35*30	30	32.5	64.46	ACC	0.66	3.3	CV

❖ **Les poteaux :** [Art 7.4.3.2 RPA99v2003]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton ƫbu sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau} = Pd.f_{C28}$$

$$Pd = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda = 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda \neq 5 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L}{\frac{b}{\sqrt{12}}}$$

Pour notre cas la vérification de cisaillement n'est pas nécessaire car le système de contreventement ***R=3.5.***

IV.3.7.4.Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C \times f_{C28}} \leq 0.3$$

Avec :

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

B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière $B_C = (45-2)(45-2)cm^2$

f_{Cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Tab. IV.24 : Vérification de l'effort normal réduit à la base.

Section	b (cm)	h (cm)	N_d (KN)	B_C (mm2)	Combin-aison	f_{C28} (MPa)	γ (MPa)	γ_{adm}	Vérif
POT45*45	45	45	1585,68	184900	ACC	25	0.34	0.3	CNV

Résultats :

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux a la base sont pas satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit à la base. On a décidé d'augmenter les sections des poteaux de la structure est faire les vérifications.

Tab. IV.25 : les nouvelles sections choisis.

Niveaux	section	
	B(cm)	H(cm)
S-sol, RDC	50	50
1er ,2ème étages	45	45
3ème ,4ème étages	40	40
5ème ,6ème étages	35	35
7ème étage	30	30

Vérification :

Tab. IV.26 : Vérification de l'effort normal réduit à la base (nouvelles sections).

Section	b (cm)	h (cm)	N_d (KN)	B_C (mm2)	Combin-aison	f_{C28} (MPa)	γ (MPa)	γ_{adm}	Vérif
Pot50*50	50	50	1585,68	280900	ACC	25	0.28	0.3	CV

IV.3.7.4.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [Art 5.9 RPA99v2003]

Les effets du 2° ordre (ou effet P-**Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_K}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X :

Tab. IV.27 : Vérification l'effet P-Δ suivant X.

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	θkx ≤ 0.1
25.50	306	4594.4655	0,7	649.01	0.016	CV
22.44	306	4058.8303	0,7	1139.79	0.0081	CV
19.38	306	4048.5923	0,8	1538.24	0.0075	CV
16.32	306	3964.4925	0,9	1862.67	0.0062	CV
13.26	306	3957.2974	0,9	2126.87	0.0074	CV
10.20	306	3874.0582	0,8	2330.99	0.009	CV
7.14	306	3864.1058	0,8	2472.60	0.004	CV
4.08	408	4000.5142	0,4	2541.92	0.0015	CV

Suivant Y :

Tab. IV.28 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y.

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	θky ≤ 0.1
25.50	306	4594.4655	0.6	626.87	0.0014	CV
22.44	306	4058.8303	0.7	1125.59	0.0082	CV
19.38	306	4048.5923	0,7	1526.82	0.0060	CV
16.32	306	3964.4925	0,8	1854.64	0.0056	CV
13.26	306	3957.2974	0,8	2120.90	0.0048	CV
10.20	306	3874.0582	0,7	2326.90	0.0055	CV
7.14	306	3864.1058	0,7	2461.18	0.00359	CV
4.08	408	4000.5142	0,4	2522.31	0.0015	CV

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

Chapitre :

V

Ferraillage des éléments résistants

V. Étude des éléments structuraux :

V.1.Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments principaux poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailler les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Robot structurelle analyses**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :

G + Q ± E
0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

Ferraillage des éléments principaux du système portiques/voiles :

V.2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à ***25%*** pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- N_{max} ⟶ M correspondant.
- N_{min} ⟶ M correspondant.
- M_{max} ⟶ N correspondant.

V.2.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

❖ **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0,8% x b x h** :

Poteau (50×50) : A_{min}=0.008×50×50 = 20 cm^2

Poteau (45×45) : A_{min}=0.008×45×45= 16.2 cm^2

Poteau (40×40) : A_{min}=0.008×40×40= 12.8 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.008×35×35 = 9.8 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.008×30×30 = 7.2 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6% x b x h** :

Poteau (50×50) : A_{min}=0.06×50×50 = 150 cm^2

Poteau (45×45) : A_{min}=0.06×45×45= 121.5 cm^2

Poteau (40×40) : A_{min}=0.06×40×40= 96 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.06×35×35 = 73.5 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.06×30×30 = 5.4cm^2

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **3% x b x h** :

Poteau (50×50) : A_{min}=0.03×50×50 = 75 cm^2

Poteau (45×45) : A_{min}=0.03×45×45= 60.75 cm

Poteau (40×40) : A_{min}=0.03×40×40=48 cm^2

Poteau (35×35) : A_{min}=0.03×35×35 = 36.75 cm^2

Poteau (30×30) : A_{min}=0.03×30×30 = 27 cm^2

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur minimale des recouvrements L_R = **40**Φ_{min}

La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone **IIa.**

- Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

❖ **Armatures transversales :**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

-Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.

- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

- Positionner les armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$ [ART7.4.2.2 RPA2003]

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$ Avec : λ_g élancement géométrique.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

La valeur **maximum** d'espacement en zone **IIa** est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_t ; 15cm)$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_t$$

V.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

$$A \geq A_{\min} = \frac{b.h}{1000} \ \ldots\ldots\ldots \text{[A. 7.1.2.1 CBA93]}$$

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_l\right] \ldots\ldots\ldots \text{[A. 6.4.2 CBA93]}$$

Calcule et vérification de l'espacement :

$$S_t = \min\left[0.9d;40cm\right] \ldots\ldots\ldots \text{[art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t \times fe}{b \times S_t} \geq 0.4MPa \ldots\ldots\ldots \text{[art A. 5.1.2.2 CBA93]}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28}}{0.9 \times f_e\left[\cos\alpha + \sin\alpha\right]}\right) \ldots\ldots\ldots \text{[art A. 5.1.2.3 CBA93]}$$

Avec: K=1, α=90

V.2.3.Calcul des armatures :

Le ferraillage sera calculé à l'aide du logiciel « **Robot structural analyses** » et on compare avec le minimum du **RPA** (Amin).

V.2.3.1.Armatures longitudinales :

Tab.V.1.Ferraillage longitudinal des poteaux.

Section (cm^2)	*cas*	*Comb*	*N* (KN)	*M* (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
50X50	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1633.33	2.90	8	20	**12HA16 24.13**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	-2.11	37.60	8		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q+Ey	754.36	98.94	8		
45X45	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	1398.77	6.20	7.6	16.2	**4HA16+8HA14 20.36**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	2.04	43.36	7.6		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	465.30	154.96	8.4		
40X40	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	971.29	10.23	6.4	12.8	**4HA14+8HA12 15.21**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	7.49	34.86	6.4		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	371.54	127.11	9.4		
35X35	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	567.05	12.13	5.6	9.8	**4HA14+4HA12 10.68**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	1.27	41.95	6.8		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	213.82	91.89	10.2		
30X30	$N_{max}\rightarrow M_{corr}$	ELU	178.32	11.98	4.8	7.2	**8HA12 9.05**
	$N_{mim}\rightarrow M_{corr}$	0.8G-Ex	-50.84	18.46	4.8		
	$M_{max}\rightarrow N_{corr}$	G+Q-Ex	53.56	46.66	7.8		

V.2.3.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser – Nser) selon les règles CBA93, Concernant la flexion composée.
Et il faut vérifier que :

-Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ = 0.6 fc28 =15 Mpa On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire.
-préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = Min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}] = 201.63MPa$$

V.2.3.1.2.Hypothèse de calcul à partir de BAEL :

Si $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée, si $e_0 > \frac{h}{4}$ la section est partiellement comprimée.

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Tab.V.2. Vérification des contraintes à ELS.

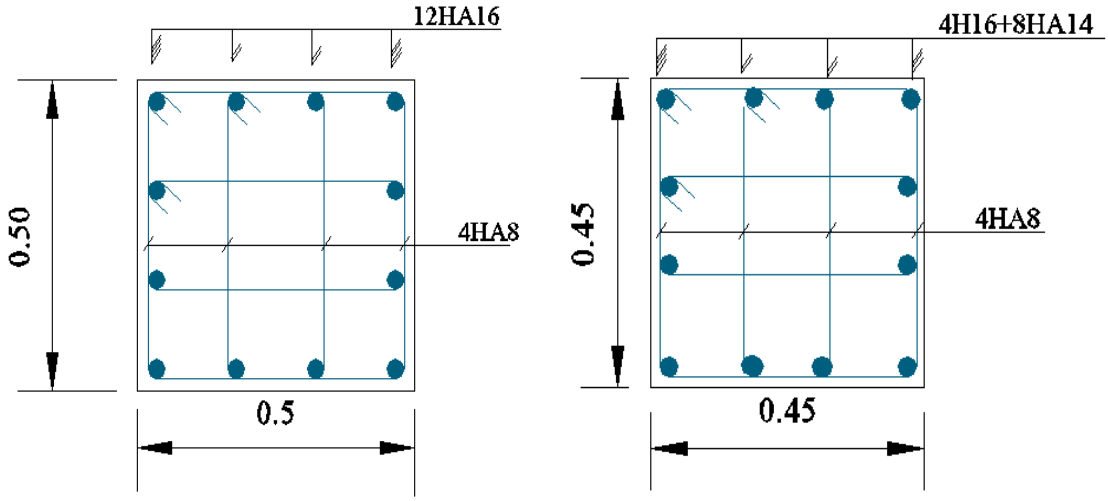
Section	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$e_0 < \frac{h}{6}$	Cas	σ_b	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}'$	Vérifi
50X50	1195.72	2.11	24.13	CV	SEC	4.7	69.70	15	201.63	CV
45X45	1023.24	4.51	20.36	CV	SEC	5	75.00	15	201.63	CV
40X40	562.19	10.79	15.21	CV	SEC	4.1	60.1	15	201.63	CV
35X35	272.50	11.60	10.68	CV	SEC	3.4	47.2	15	201.63	CV
30X30	130.92	8.75	9.05	CV	SEC	2.8	37.8	15	201.63	CV

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$\lambda > 5$ Pour tous les poteaux $\Rightarrow A_t = A_{t\min} = 0.003 \times t \times b_1$

TabV.3 : Ferraillage transversale des poteaux.

Etage	*Section*	*Zone*	*St(cm)*	A_{adop}
Sous-sols+ RDC	*50X50*	*Nodale*	*10*	$4\phi_t 8$
		Courante	*15*	$4\phi_t 8$
1er+2^{éme}	*45X45*	*Nodale*	*10*	$4\phi_t 8$
		Courante	*15*	$4\phi_t 8$
3$^{éme+}$4^{éme}	*40X40*	*Nodale*	*10*	$4\phi_t 8$
		Courante	*15*	$4\phi_t 8$
5$^{éme+}$6^{éme}	*35X35*	*Nodale*	*10*	$4\phi_t 8$
		Courante	*15*	$4\phi_t 8$
7^{éme}	*30X30*	*Nodale*	*10*	$4\phi_t 8$
		Courante	*15*	$4\phi_t 8$



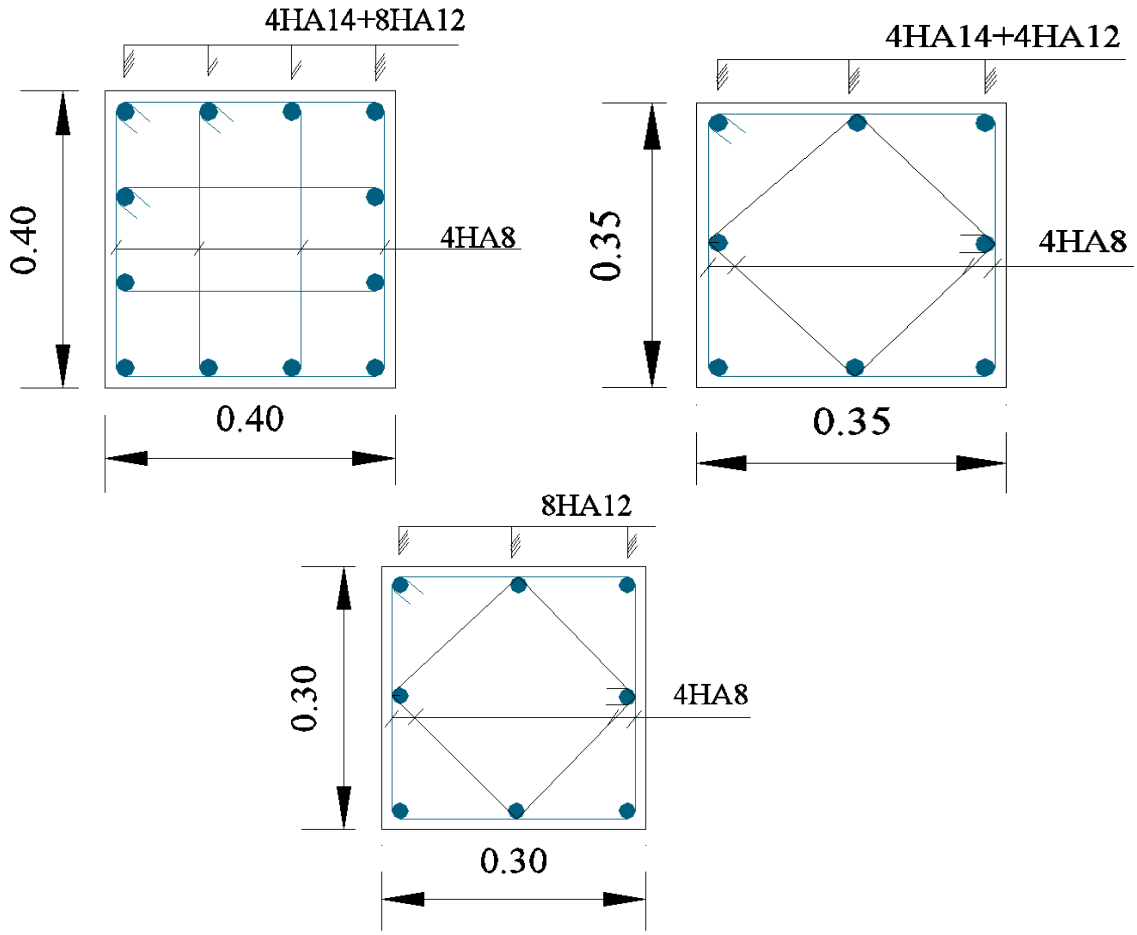


Fig.V.1 : ferraillage des poteaux.

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

Tab. V.4 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.15$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25MPa$	FeE400	$\sigma_b = 25MPa$	FeE400
$\overline{\sigma_b} = 14.2MPa$	$\overline{\sigma_S} = 348MPa$	$\overline{\sigma_b} = 18{,}48MPa$	$\overline{\sigma_S} = 400MPa$

V.3.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

❖ **Armatures longitudinales :**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de **0.5%.b.h :**

Poutre principale (40×35)=0.005×40×30=6cm^2

Poutre secondaire (35×30)=0.005×35×30=5.25cm^2

Poutre de chainage (35×30)=0.005×35×30=5.25 cm^2

2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   • 4% en Zone courante :

Poutre principale (40×35)=0.04×40×30=48cm^2

Poutre secondaire (35×30)=0.04×35×30=42cm^2

Poutre de chainage (35×30)=0.04×35×30=42cm^2

• 6% en Zone nodale :

Poutre principale (40×35)=0.06×40×30=72cm^2

Poutre secondaire (35×30)=0.06×35×30=63cm^2

Poutre de chainage (35×30)=0.06×35×30=63cm^2

3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 40φ en Zone II$_a$.
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : Largeur de la poutre.

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t = \min\left[\frac{h}{4}; 12\phi_l\right]$$

- Dans la zone courant :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

V.3.2.Calcul des armatures :

Le ferraillage sera calculé à l'aide du logiciel « **Robot structural analyses** » et on compare avec le minimum du **RPA** (Amin).

V.3.2.1.Armatures longitudinales :

Tab.V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres.

élément	b×h	M_t(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	M_a(KN.m)	comb	A_{S2} (cm^2)
P.principale	(40×30)	124.18	ACC	9.00	-135.06	ACC	9.90
P.secondaire	(35×30)	85.82	ACC	7.20	-87.93	ACC	7.40
P.chainage	(35×30)	54.68	ACC	4.5	-77.66	ACC	6.6

Tab.V.6: La section choisie d'armatures des poutres.

Element	Section calculée		Section choisie	
Poutre Principale	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
	9.00	9.90	3HA14+3_{CH}HA14= 9.24	3HA16+3_{CH} HA14= 10.65
Poutre secondaire	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
	7.20	7.40	3HA14+3_{CH}HA12=8.01	3HA14+3_{CH}HA12=8.01
Poutre de chainage	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)
	4.50	6.60	3HA14+2_{CH}HA12=6.88	3HA14+2_{CH}HA12=6.88

V.3.2.1.1.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tab.V.7: Vérification des contraintes des poutres à l'ELS.

Element	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	σ_s	σ_b	σ_s'	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}'$	Vérifi
Poutre Principale	Appui	-61.33	4.62	10.65	175.4	7.1	83.8	15	201.63	CV
	travée	32.20	9.24	6.02	201.63	7.4	77.3	15	201.63	CV
Poutre secondaire	Appui	-27.98	4.62	8.01	123.1	4.5	49.3	15	201.63	CV
	travée	35.47	8.01	4.62	201.63	4.8	45.8	15	201.63	CV
Poutre de chainage	Appui	-24.53	4.62	6.88	124.7	4.1	44.3	15	201.63	CV
	travée	30.79	6.88	4.62	183.1	4.4	42.1	15	201.63	CV

V.3.2.1.2.Section minimale :

A_{min} (cm^2)= 0.5%.b.h **:** $RPA2003$ ($Art.$ 7.5.2.1).

Section tendue :$A_{t\,min}$ (cm^2) =0.1%.b.h: $CBA93$ ($Art.\ B.$ 6.4).

Tab.V.8: Vérification de section d'armatures.

Élément	A_t (cm^2)	A_a (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{t\,min}$ (cm^2)	vérification
Poutre Principale	15.26	15.27	6	1.2	CV
Poutre secondaire	12.63	12.63	5.25	1.05	CV
Poutre de chainage	11.5	11.5	5.25	1.05	CV

V.3.2.1.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

Tab.V.9: Calcul de $\overline{\tau_u}$.

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$Min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4MPa\right\}$	$Min\left\{0.20\frac{f_{C28}}{\gamma_b};5MPa\right\}$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.3MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.3MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34MPa

Tab.V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres.

Élément	$T_{u\ max}$(KN)	comb	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Poutre	180.66	ACC	1.62	4.34	CV
Poutre secondaire	71.58	ACC	0.74	4.34	CV
Poutre de chainage	79.54	ACC	0.82	4.34	CV

V.3.2.2.Armature transversale :

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

Tab.V.11: Calcul des armatures transversales des poutres.

		CBA93		RPA99V2003			St adopté		
Elément	τ_u	S_t	A_t	S_{tZN}	S_{tZC}	A_t	S_{tZN}	S_{tZC}	$A_{tchoisié}$
P. Prin	1.62	33.3	1.96	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
P. Sec	0.74	28.8	0.91	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
P. chain	0.82	28.8	0.91	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01

V.3.3.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe}$$

Avec : $Mt=K.M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K =0.75

-Poutre principale : L=4.30m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{400}{4300} = 0.0.09 \geq 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 \geq \frac{1 \times 0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{15.26}{30 \times 37.5} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{CV}$$

-Poutre secondaire : L=4.60m

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{350}{4600} = 0.076 \geq 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.076 \geq \frac{1 \times 0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{12.63}{30 \times 32.5} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{CV}$$

-Poutre de chainage : L=4.60m

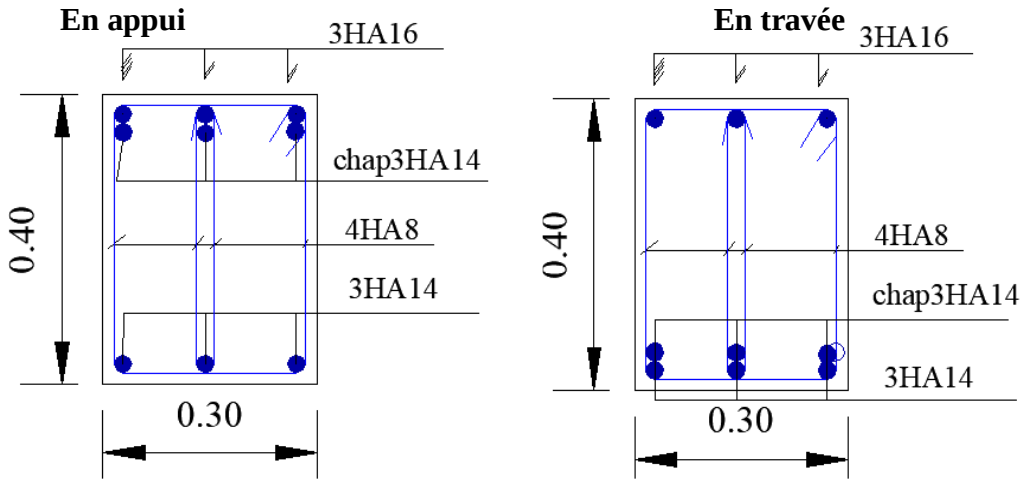
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{350}{4600} = 0.076 \geq 0.0625 \qquad \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.076 \geq \frac{1 \times 0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = 0.075 \quad \text{CV}$$

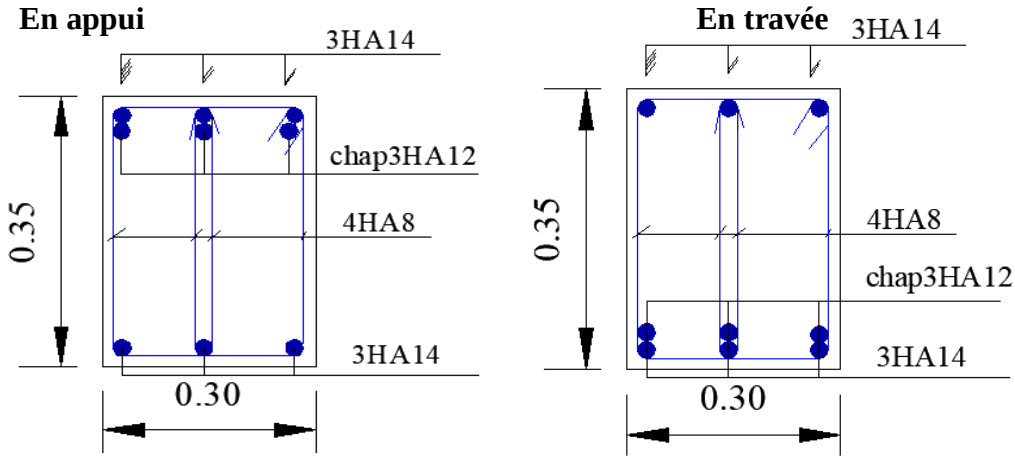
$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{11.5}{30 \times 32.5} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{CV}$$

Ferraillage des poutres :

-Poutre principale :



-Poutre secondaire :



-Poutre de chainage :

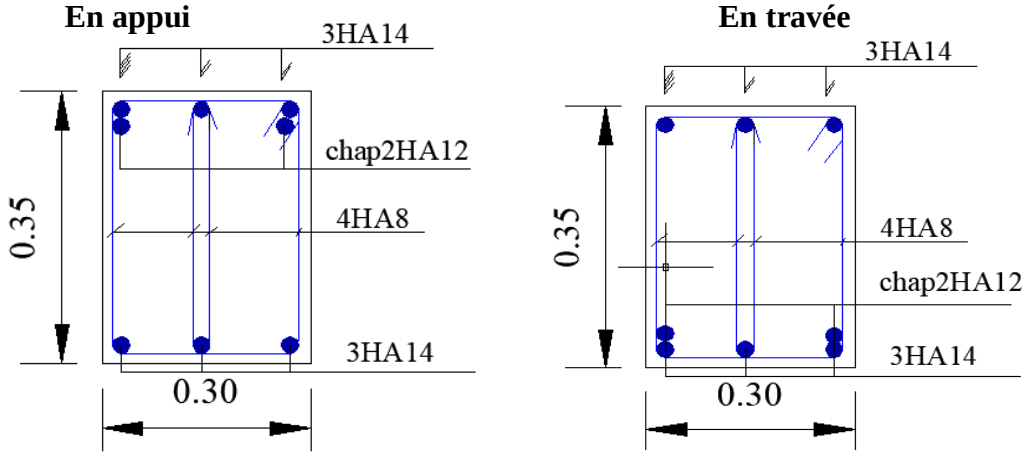


Fig.V.2 : ferraillage des poutres.

V.4.Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment on a seulement des voiles pleins, Sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité

- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.

- Minimiser les effets de torsion.

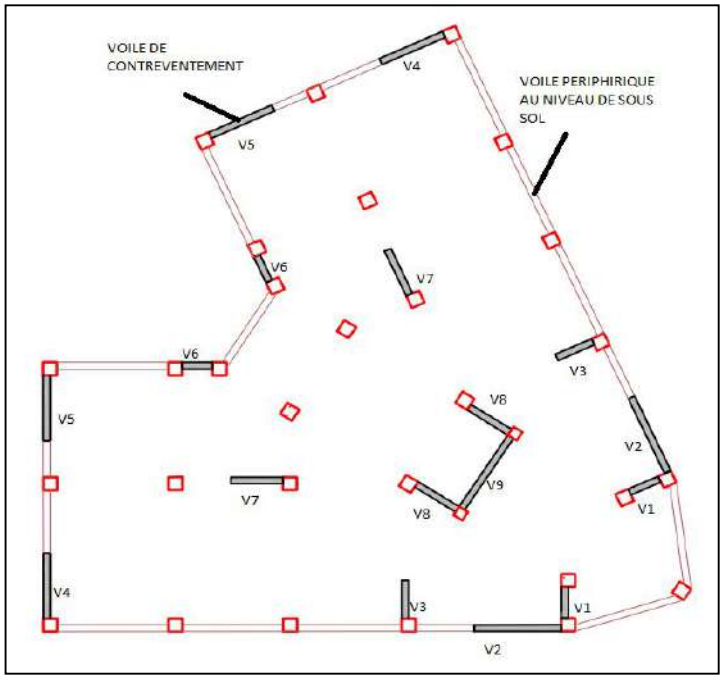


Fig.V.3 : types de voile.

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

– Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

– Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

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

V.4.1.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

-Aciers verticaux :

- L'effort de traction engendre dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

-Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

-Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des Deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1{,}5a$$
$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

zones où le renversement du signe des efforts est possible.20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes combinaisons possibles de charges.

V.4.2.calcul des armatures.

V.4.2.1.Armatures verticale :

Sous-sol et RDC :

Tab.V.12: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins(s-sol +RDC).

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	0.85	892.31	112.28	ACC	4.2	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2.25	-164.04	1085.01	ACC	14.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	1.10	1181.15	155.42	ACC	5.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	1.75	-335.09	846.03	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V5	1.75	-372.35	836.92	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V6	0.8	621.35	165.03	ACC	4	4	15	**2(5HA12=5.65)**
V7	1.25	1512.45	219.66	ACC	5.8	5.8	15	**2(8HA12=9.05)**
V8	1.30	213.12	219.95	ACC	6	6	15	**2(8HA10=6.00)**
V9	2.5	106.65	708.03	ACC	10.8	10.8	15	**2(16HA10=12.57)**

Tab.V.13: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	***$A_{min(RPA)}(cm^2)$***	***$A_{min(CBA)}(cm^2)$***	vérification
V1	0.85	5.65	2.55	1.70	**CV**
V2	2.25	16.96	6.75	4.50	**CV**
V3	1.10	7.92	3.30	2.20	**CV**
V4	1.75	16.7	5.25	3.50	**CV**
V5	1.75	16.7	5.25	3.50	**CV**
V6	0.8	5.65	2.40	1.60	**CV**
V7	1.25	9.05	3.75	2.50	**CV**
V8	1.30	6.00	3.90	2.60	**CV**
V9	2.5	12.57	7.50	5.00	**CV**

1er et 2ème étages :

Tab.V.14: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins(1er+2éme).

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	0.90	827.31	49.35	ACC	4.2	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2.275	209.83	635.5	ACC	14.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	1.175	355.97	115.37	ACC	5.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	1.775	1024.74	518.92	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V5	1.775	1016.81	549.28	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V6	0.85	275.64	86.22	ACC	4	4	15	**2(5HA12=5.65)**
V7	1.275	370.50	125.82	ACC	5.8	5.8	15	**2(8HA12=9.05)**
V8	1.35	354.04	135.87	ACC	6	6	15	**2(8HA10=6.00)**
V9	2.55	1837.86	447.99	ACC	10.8	10.8	15	**2(16HA10=12.57)**

Tab.V.15: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	$A_{min(RPA)}(cm^2)$	$A_{min(CBA)}(cm^2)$	vérification
V1	0.90	5.65	2.70	1.80	**CV**
V2	2.275	16.96	6.825	4.55	**CV**
V3	1.175	7.92	3.525	2.35	**CV**
V4	1.775	16.7	5.325	3.55	**CV**
V5	1.775	16.7	5.325	3.55	**CV**
V6	0.85	5.65	2.55	1.70	**CV**
V7	1.275	9.05	3.825	2.55	**CV**
V8	1.35	6.00	4.05	2.70	**CV**
V9	2.55	12.57	7.65	5.10	**CV**

3ème et 4éme étages :

Tab.V.16: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (3eme +4eme).

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	0.95	583.27	23.79	ACC	4.2	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2.30	388.42	269.07	ACC	14.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	1.20	321.78	83.69	ACC	5.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	1.80	442.27	233.64	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V5	1.80	583.82	263.65	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V6	0.9	325.74	24.01	ACC	4	4	15	**2(5HA12=5.65)**
V7	1.30	898.84	45.27	ACC	5.8	5.8	15	**2(8HA12=9.05)**
V8	1.40	442.11	44.07	ACC	6	6	15	**2(8HA10=6.00)**
V9	2.60	711.92	203.09	ACC	10.8	10.8	15	**2(16HA10=12.57)**

Tab.V.17: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	***$A_{min(RPA)}(cm^2)$***	***$A_{min(CBA)}(cm^2)$***	vérification
V1	0.95	5.65	2.85	1.90	**CV**
V2	2.30	16.96	6.90	4.60	**CV**
V3	1.20	7.92	3.60	2.40	**CV**
V4	1.80	16.7	5.40	3.60	**CV**
V5	1.80	16.7	5.40	3.60	**CV**
V6	0.9	5.65	2.70	1.80	**CV**
V7	1.30	9.05	3.90	2.60	**CV**
V8	1.40	6.00	4.20	2.80	**CV**
V9	2.60	12.57	7.80	5.20	**CV**

5eme et 6ème étages :

Tab.V.18: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (5eme+6eme).

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	1.00	389.87	23.47	ACC	4.2	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2.325	267.78	117.46	ACC	14.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	1.225	229.37	60.15	ACC	5.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	1.825	229.00	125.42	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V5	1.825	508.90	131.27	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V6	0.95	272.68	36.96	ACC	4	4	15	**2(5HA12=5.65)**
V7	1.325	585.85	37.75	ACC	5.8	5.8	15	**2(8HA12=9.05)**
V8	1.45	361.52	34.48	ACC	6	6	15	**2(8HA10=6.00)**
V9	2.65	695.98	70.80	ACC	10.8	10.8	15	**2(16HA10=12.57)**

Tab.V.19: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	$A_{min(RPA)}(cm^2)$	$A_{min(CBA)}(cm^2)$	vérification
V1	1.00	5.65	3.00	2.00	**CV**
V2	2.325	16.96	6.975	4.65	**CV**
V3	1.225	7.92	3.675	2.45	**CV**
V4	1.825	16.7	5.475	3.65	**CV**
V5	1.825	16.7	5.475	3.65	**CV**
V6	0.95	5.65	2.85	1.90	**CV**
V7	1.325	9.05	3.975	2.65	**CV**
V8	1.45	6.00	4.35	2.90	**CV**
V9	2.65	12.57	7.95	5.30	**CV**

7ème étage :

Tab.V.20: Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (7eme).

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	comb	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	S_t (cm)	Achoisie (cm2)
V1	1.05	220.02	25.79	ACC	4.2	4.2	15	**2(5HA12=5.65)**
V2	2.35	224.31	99.89	ACC	14.5	14.5	15	**2(15HA12=16.96)**
V3	1.25	102.70	47.90	ACC	5.4	5.4	15	**2(7HA12=7.92)**
V4	1.85	74.08	86.79	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V5	1.85	234.47	84.47	ACC	16.7	16.7	15	**2(11HA14=16.7)**
V6	1.00	113.69	41.71	ACC	4	4	15	**2(5HA12=5.65)**
V7	1.35	251.83	44.02	ACC	5.8	5.8	15	**2(8HA12=9.05)**
V8	1.5	122.77	37.47	ACC	6	6	15	**2(8HA10=6.00)**
V9	2.70	527.24	52.32	ACC	10.8	10.8	15	**2(16HA10=12.57)**

Tab.V.21: Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	L(m)	Achoisie ***(cm^2)***	$A_{min(RPA)}(cm^2)$	$A_{min(CBA)}(cm^2)$	vérification
V1	1.05	5.65	3.15	2.10	**CV**
V2	2.35	16.96	7.05	4.70	**CV**
V3	1.25	7.92	3.75	2.50	**CV**
V4	1.85	16.7	5.55	3.70	**CV**
V5	1.85	16.7	5.55	3.70	**CV**
V6	1.00	5.65	3.00	2.00	**CV**
V7	1.35	9.05	4.05	2.70	**CV**
V8	1.5	6.00	4.5	3.00	**CV**
V9	2.70	12.57	8.10	5.40	**CV**

V.4.2.1.1.Vérification des armatures à ELS :

Tab.V.22: Vérification des armateurs verticaux à ELS.

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	$\sigma_b MPa$	$\sigma_s' MPa$	$\overline{\sigma_b} MPa$	$\overline{\sigma_s}' MPa$	vérification
V1	0.85	443.50	-4.14	5.65	5.65	2.5	37.5	15	201.63	CV
V2	2.25	970.41	90.17	16.69	16.69	2.3	35	15	201.63	CV
V3	1.10	708.99	-0.82	7.92	7.92	2.8	42.1	15	201.63	CV
V4	1.75	749.36	9.33	16.7	16.7	1.9	29	15	201.63	CV
V5	1.75	686.92	1.76	16.7	16.7	1.7	25.9	15	201.63	CV
V6	0.8	457.14	12.34	5.65	5.65	3	45.1	15	201.63	CV
V7	1.25	839.20	22.56	9.05	9.05	3.4	50.2	15	201.63	CV
V8	1.30	944.62	14.35	6	6	3.6	54	15	201.63	CV
V9	2.5	1330.68	27.84	12.57	12.57	2.6	38.7	15	201.63	CV

V.4.2.2. Armateurs horizontaux :

Niveau RDC :

Tab. V.23. Calcul des armateurs horizontaux pour RDC.

voile	L(m)	$S(cm^2)$	$h(cm)$	$e(cm)$	$T(KN)$	$\tau_b MPa$	$\bar{\tau} MPa$	$S_t(cm)$	$A_{choisi}(cm^2)$
V1	0.85	85x20	368	20	190.48	0.28	5	15	2(25HA10=19.63)
V2	2.25	225x20	373	20	374.92	0.55	5	15	2(25HA10=19.63)
V3	1.10	110x20	368	20	100.83	0.15	5	15	2(25HA10=19.63)
V4	1.75	175x20	368	20	272.24	0.41	5	15	2(25HA10=19.63)
V5	1.75	175x20	368	20	290.53	0.43	5	15	2(25HA10=19.63)
V6	0.8	80x20	373	20	207.07	0.3	5	15	2(25HA10=19.63)
V7	1.25	125x20	373	20	129.21	0.19	5	15	2(25HA10=19.63)
V8	1.30	130x20	368	20	397.13	0.6	5	15	2(25HA10=19.63)
V9	2.5	250x20	373	20	517.08	0.77	5	15	2(25HA10=19.63)

Niveau (S.sol + étage courant) :

Tab. V.24. Calcul des armateurs horizontaux pour étages courants.

voile	L(m)	$S(cm^2)$	$h(cm)$	$e(cm)$	$T(KN)$	$\tau_b MPa$	$\bar{\tau} MPa$	$S_t(cm)$	$A_{choisi}(cm^2)$
V1	0.85	85x20	266	20	162.74	0.34	5	15	2(18HA10=14.14)
V2	2.25	225x20	271	20	278.83	0.57	5	15	2(19HA10=14.14)
V3	1.10	110x20	266	20	102.44	0.21	5	15	2(18HA10=14.14)
V4	1.75	175x20	266	20	244.24	0.51	5	15	2(18HA10=14.14)
V5	1.75	175x20	266	20	244.49	0.51	5	15	2(18HA10=14.14)
V6	0.8	80x20	271	20	190.99	0.39	5	15	2(19HA10=14.14)
V7	1.25	125x20	271	20	132.23	0.27	5	15	2(19HA10=14.14)
V8	1.30	130x20	266	20	408.67	0.85	5	15	2(18HA10=14.14)
V9	2.5	250x20	271	20	604.20	1.23	5	15	2(19HA10=14.14)

V.4.3.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \phi_{vv3}$, $\emptyset_{vv}$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tab. V.25. diamètre des armatures transversales.

Armatures longitudinales ϕ_l	épingles ϕ_t
HA8 à HA16	HA6
HA20	HA8

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements.

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=40 cm.

Exemple de ferraillage de voile :

Voile de RDC (V4)

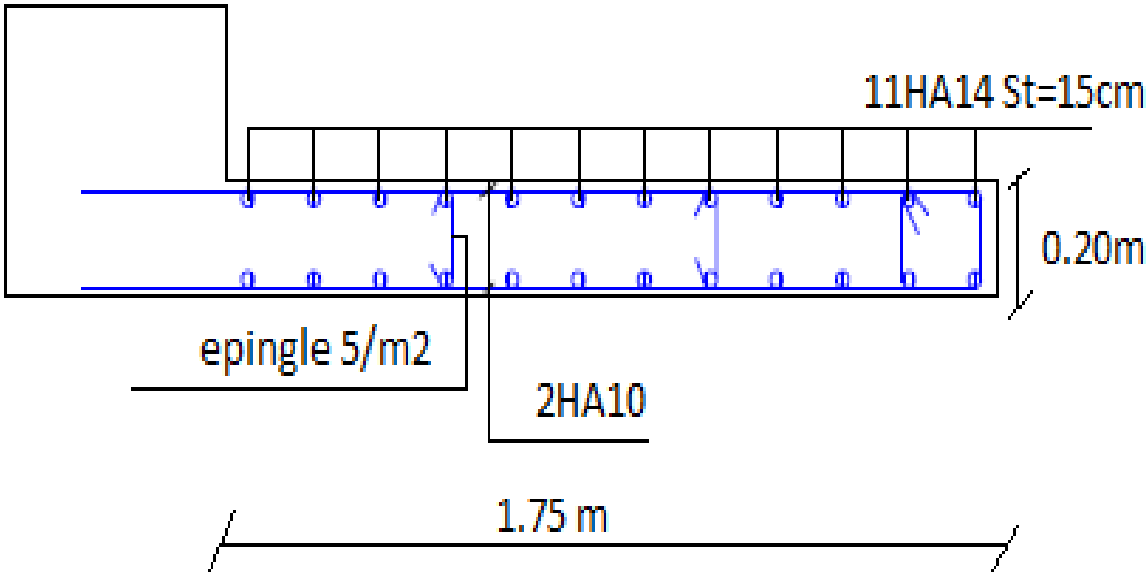


Fig. V.4 : ferraillage de voile V4.

Chapitre :

VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation à en générale plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix du type de fondation :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés.
- Semelles filantes.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

Si la surface des semelles est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. On peut réaliser des semelles filantes :

$$\text{Si } \frac{\sum S.semelles}{S_{totale}} \times 100 \geq 50\% \qquad \text{radier générale.}$$

$$\text{Sinon } \frac{\sum S.semelles}{S_{totale}} \times 100 < 50\% \qquad \text{Semelle isolée ou filant.}$$

$S.semelles$ **:** La surface totale des semelles.

S_{totale} **:** La surface du bâtiment. S_{totale} =225.43 m^2.

$$\sigma_{sol} = \frac{\sum N_{ser}}{S_{semelle}} \rightarrow S_{semelle} = \frac{43655.17 \times 10^3}{0.2} = 218.27 \times 10^{-6} mm^2 = 218.27 m^2$$

$$\frac{218.27}{225.43}\times 100 = 96.82\% \geq 50\%$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

VI.3. Surface nécessaire du radier:

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = G + Q = 43655.17\,kN \\ \sigma_{sol} = 2\ bars \end{cases}$$

On trouve : S≥218.27m2

La surface du bâtiment S_{totale} =225.43 m^2.

Donc la surface totale du radier est 225.43 m^2.

VI.4.Dimensionnement :

VI.4.1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante **:**

- **Condition forfaitaire :**

$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$ Avec L_{max} : La portée la plus grande entre axes des appuis L=4.60m.

On a : $$\frac{460}{8} = 57.5cm \leq h_r \leq \frac{460}{5} = 92cm$$

On prend h_{r1} =60 cm

- **Condition de la rigidité :**

On doit vérifier : $$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times K \times L_{max}^4}{E}}$$

E : Module d'élasticité du béton (en prend $E=32164.20MPa$).

b : Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$K=0,5[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K=4\ [kg/cm^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K=12[kg/cm^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

On aura : $$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \times K \times L_{max}^4}{E}} \Rightarrow h_{r2} \geq 64.47cm$$

On prend : $h_{r2} = 65\ cm$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $$\tau = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16Mpa$$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u.1ml}{S_{rad}}$$

$N_u=N_u$ (effort normal agissent sur le radier)

$$N_u = 59614.41kN$$

$$L=4.60\ ;\ b=1m$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = \frac{N_u L}{2S_{rad}.b.(0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_{r3} \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0,9\bar{\tau})} = 0.58m = 58cm$$

$$\Rightarrow h_{r3} = 58cm$$

Donc : $h_r \geq \max(h_{r1}; h_{r2}; h_{r3}) = 65cm$

- **Vérification au non poinçonnement :**

On doit vérifier :

$$N \leq \frac{0.045 \times h_t \times \mu_c \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h)$$

-sous poteau :

$$\mu_c = 2(50 + 50 + 2 \times 65) = 460cm$$

$$N_u = 1644.06KN$$

$$1644.06KN \leq \frac{0.045 \times 650 \times 4600 \times 25}{1.5} = 2242.5KN \qquad \text{CV}$$

-sous voile :

$$\mu_c = 2(20 + 266 + 2 \times 65) = 832cm$$

$$N_u = 1971.01KN$$

$$1971.01KN \leq \frac{0.045 \times 650 \times 8320 \times 25}{1.5} = 4056KN \qquad \text{CV}$$

Donc le poinçonnement de radier et vérifiée avec la hauteur h=65 cm.

VI.4.2. Dimensionnement des nervures :

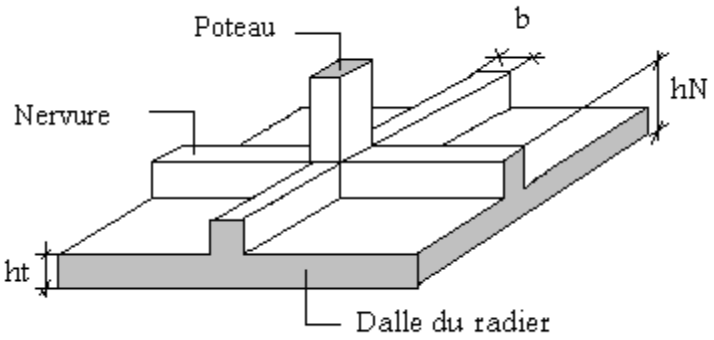


Fig.VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

a. Largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \Rightarrow b = 50 \text{ cm}$$

b. hauteur des nervures :

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique.

L'expression de la longueur élastique est donnée par :

[5]

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_N \geq 65cm$$

On prend : $h_N = 80\ cm$

VI.5.ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.5.1. Ferraillage de la dalle du radier :

Pour le ferraillage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité, et nous généraliserons le ferraillage pour le reste des panneaux.

A-Identification du panneau le plus sollicité :

(Panneau de rive) $L_x = 3.60m$ $L_y = 4.30m$

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m).

$$S_{radier} = 225.43m^2$$

$$N_u = 59614.41KN$$

$$N_{ser} = 43655.17KN$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times b = \frac{59614.41}{225.43} \times 1 = 264.44 KN / ml$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = \frac{43655.17}{225.43} \times 1 = 193.65 KN / ml$$

Nous le prend comme un exemple de calcul :

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.60}{4.30} = 0.83 > 0.4$ Donc le panneau travaille dans les deux directions.

$$M_x = \mu_x . P . l_x^2 \qquad My = \mu_y . M_x$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau Suivant (Annexe E.3 du BAEL).

$$ELU : \nu = 0 \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \qquad ELS : \nu = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases}$$

$$ELU : \begin{cases} M_x = 180.95 KN.m \\ M_y = 117.51 KN.m \end{cases} \qquad ELS : \begin{cases} M_x = 149.57 KN.m \\ M_y = 112.45 KN.m \end{cases}$$

- Pour les dalles pleines encastrées totalement ou partiellement sur leur conteur on prend :

$$M_{travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases} \qquad M_{appui} \begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_x \\ M_{ay} = -0.3 M_y \end{cases}$$

Tab.VI.1.calcul des moments.

ELU				ELS			
M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}	M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}
-54.29	153.80	-35.25	99.88	-44.08	127.14	-33.74	95.60

-Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 335.54 KN \qquad T_y = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = 317.33 KN$$

Vérification :

$$\tau_x = \frac{335.54 \times 10^3}{10^3 \times 600} = 0.60 Mpa < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 Mpa \quad \text{CV}$$

$$\tau_y = \frac{317.33 \times 10^3}{10^3 \times 600} = 0.53Mpa < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16Mpa \quad \text{CV}$$

VI.5.2. Calcul de ferraillage à l'ELU :

En utilisant les formules de la flexion simple citée, pour le calcul de ferraillage. Le calcul se fera pour une bande de caractéristique suivant :

$$b = 100cm \quad h = 65cm \quad d = 60cm \quad c = 5cm$$

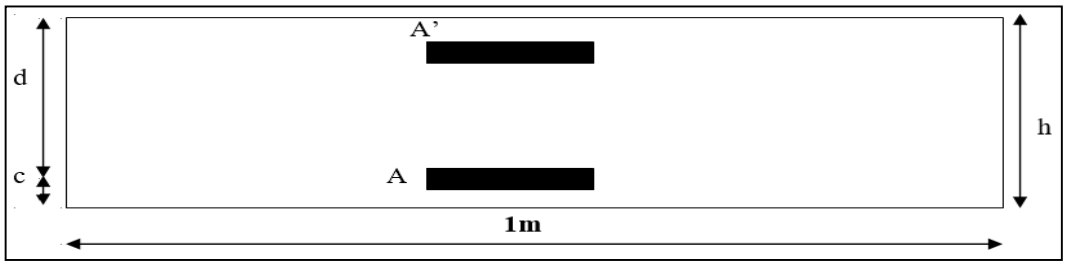


Fig.VI.2 : Section de calcul.

Tab.VI.2 : Les résultats du ferraillage de section.

		M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	A calculé (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	A choisie (cm²)
Suivant X	**En travée**	153.80	0.03	0.985	7.439	**7HA12=7.70**
	aux appuis	-54.29	0.011	0.995	2.614	**7HA12=7.70**
Suivant Y	**En travée**	99.88	0.020	0.990	4.832	**7HA12=7.70**
	aux appuis	-35.25	0.007	0.997	1.694	**7HA12=7.70**

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

$$A = 7.70cm^2 > A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = 6.5cm^2 \quad \text{CV}$$

- **Condition d'espacement :**

$$St = 15cm \leq Min\,[3h; 33cm] = 33cm \quad CV$$

VI.5.3. Vérification de ferraillage à l'ELS :

Tab.VI.3 : vérification des contraintes.

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	vérification
Suivant X	**En travée**	127.14	7.70	322.23	201.63	4.22	15	CNV
	aux appuis	-44.08	7.70	123.37	201.63	1.46	15	CV
Suivant Y	**En travée**	95.60	7.70	242.27	201.63	3.20	15	CNV
	aux appuis	-33.74	7.70	94.43	201.63	1.12	15	CV

Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifié en travée donc on augmente la section de l'acier.

On prend : **En travée** $\begin{cases} 7HA16 = 14.07cm^2 \rightarrow suivant(X) \\ 7HA16 = 14.07cm^2 \rightarrow suivant(y) \end{cases}$

Tab.VI.4 : Vérification des contraintes (correction).

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	vérification
Suivant X	**En travée**	127.14	14.07	163.25	201.63	3.29	15	CV
	aux appuis	-44.08	7.70	123.37	201.63	1.46	15	CV
Suivant Y	**En travée**	95.60	14.07	122.75	201.63	2.47	15	CV
	aux appuis	-33.74	7.70	94.43	201.63	1.12	15	CV

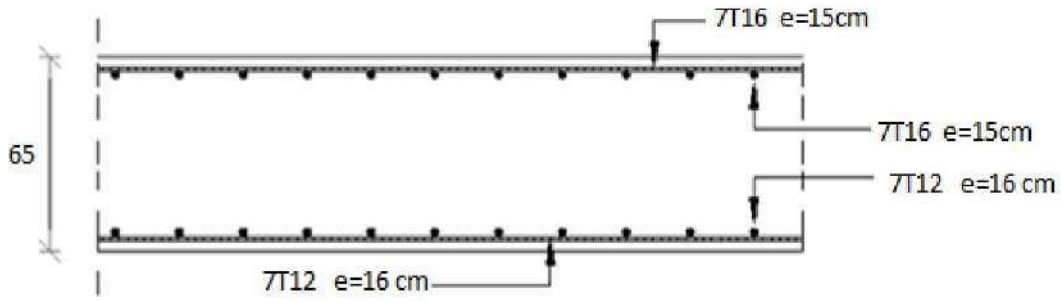


Fig.VI.3 : Ferraillage de la Dalle du Radier.

VI.6. Ferraillage des nervures :

a- Calcul des efforts : Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99 [4]), On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

En appui : $M_a = 0.5M_0$

VI.6.1. Calcul des armatures à ELU :

b=50cm ; h=80cm ; d=75cm

- **Sens (x-x) :**

L=4.60m ; qu=264.44kN/ml…… $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 699.44KN.m$

Tab.VI.5 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (x-x).

	M (KN.m)	μ	β	A calculé (cm²/ml)	A choisie (cm²)
En travée	594.524	0.148	0.919	24.78	**8HA20=25.13**
aux appuis	349.72	0.087	0.954	14.04	**8HA16=16.08**

- **Sens (Y-Y) :**

L=4.30m ; qu=264.44kN/ml…… $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 611.18KN.m$

Tab.VI.6 : Les résultats du ferraillage de nervure suivant (y-y).

	M (KN.m)	μ	β	A calculé (cm²/ml)	A choisie (cm²)
En travée	519.508	0.130	0.930	21.40	**8HA20=25.13**
aux appuis	305.59	0.076	0.960	12.20	**8HA16=16.08**

VI.6.2. Vérification de ferraillage à l'ELS :

q_{ser}=193.65kN/ml

Tab.VI.7 : vérification des contraintes.

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm^2)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	vérification
Suivant X	**En travée**	164.60	25.13	160.73	201.63	4.43	15	CV
	aux appuis	96.82	16.08	124.74	201.63	2.60	15	CV
Suivant Y	**En travée**	164.60	25.13	160.73	201.63	4.43	15	CV
	aux appuis	96.82	16.08	124.74	201.63	2.60	15	CV

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{264.44 \text{x} 4.60}{2} = 608.212\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{608.212\text{x}10^3}{500\text{x}750} = 1.62\text{MPa} \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{Vérifier}$$

D-Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0{,}3 f_{tj} K}{0{,}8 f_e} \qquad (K = 1 \text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0{,}9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1.05 \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} = 0.73; 0{,}4\text{MPa}\right) = 0{,}4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0$$

$$* S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 20cm \ldots\ldots\ldots Zone\ nodale$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Zone\ courante$$

Avec :

$$\phi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right)=1.6cm$$

f_e= 400 Mpa ; τ_u=1,62 Mpa ; f_{t28} = 2,1 Mpa ; b = 50cm ; d = 75cm

S_t = 10cm..... Zone nodale $\rightarrow A_t \ge 1.55cm^2$

S_t= 15cm..... Zone courante. $\rightarrow A_t \ge 2.32cm^2$

$$A_{t\min} \ge 0{,}003.b_0.S_t \Rightarrow A_{t\min} = 2.25cm^2$$

On prend : $A_{t\min} = 3.02cm^2 = 6HA8$

e-Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses . Pour les bâtiments courant on a 3 cm^2 / m pour les armatures de peau

H=80 cm $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4cm^2$

On adopte **2T14=3.08cm^2**

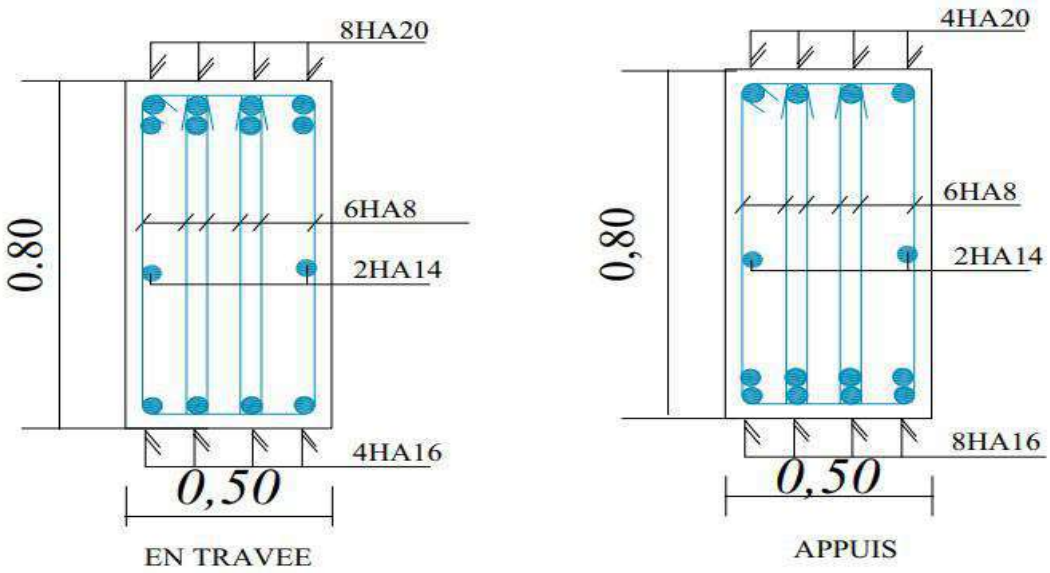


Fig.VI.4 : Ferraillage des nervures.

VI.7. Ferraillage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur L=0,5m, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

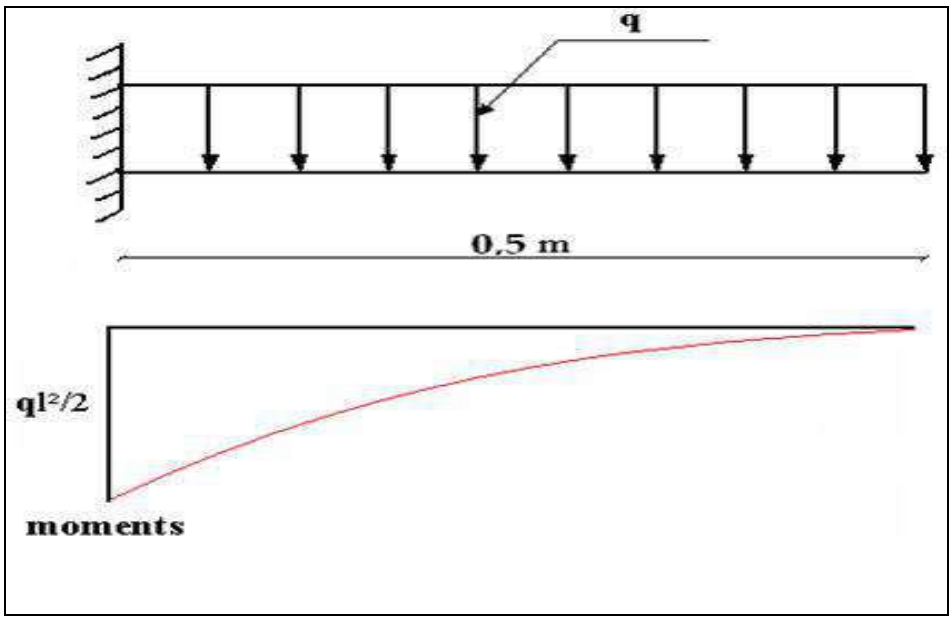


Fig.VI.5 : Schéma statique de débord.

VI.7.1. Calcul de ferraillage :

q_u=264.44kN/ml, b=50cm, h=40cm, f_{c28}=25MPa, σ_{bc}=14,17MPa, σ_s=348MPa

$$M_u = \frac{q_u.L^2}{2} = 33.055KN.m$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab.VI.8 : Ferraillage des débords.

M_u(kNm)	A_s^{cal}(cm^2)	Choix	A_s^{adp}(cm^2)	S_t(cm)
33.055	3.00	5T12	5.65	20

- **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41cm^2 \le A_r \le 2.82cm^2$$

On va adopter **5T10=3.93cm², S_t=10cm**

A. Vérifications nécessaires :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 2.11.cm^2 .....(cv)$$

- **Vérification de l'espacement :**

Armatures longitudinales :

$$S_t = 20cm < Min[3h = 120cm ; 33\,cm] = 33\,cm ..... \text{ (c.v).}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 10cm < Min[4h = 160cm ; 45\,cm] = 45\,cm ..... \text{ (c.v).}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

q_{ser}=193.65kN/ml

$$Ms = \frac{q_s.L^2}{2} = 24.20 \text{ kN.m}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.VI.9 : Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser}(KN.m)	A_s(cm^2)	σ_{bc}(Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s(Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)	Vérification
24..20	5.65	4	15	165.3	201.6	CV

- **Vérification du contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u \prec \overline{\tau}_u = Min(0{,}1 f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{264.44x0.5}{2} = 66.11kN$$

$$\tau_u = \frac{66.11x10^3}{500x350} = 0{,}37MPa \prec \overline{\tau}_u = 2{,}5MPa.....Vérifier$$

- **Etat limite de déformation (BAEL91 mod 99) :**

Il n'est pas nécessaire de calculé la flèche si les conditions suivantes sont vérifié :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{40}{50} = 0.8 > 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée}$$

$$\frac{A_S}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad 0{,}0032 \prec 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots \textit{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \succ \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.8 \succ 0{,}085 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{verifiée}$$

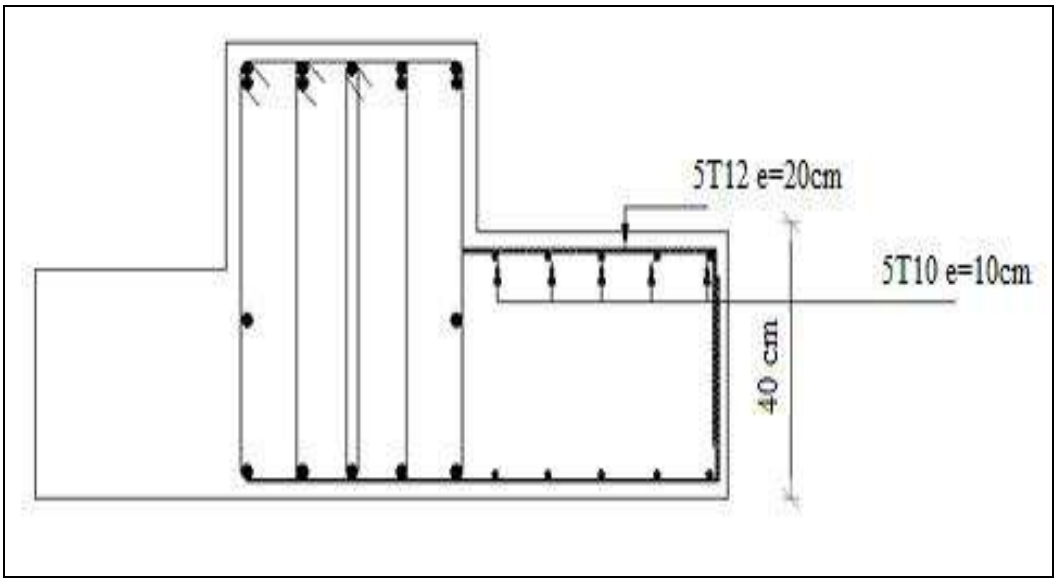


Fig.VI.6 : Ferraillage des débords.

VI.8. Étude du voile périphérique

VI.8.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VI.8.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ Épaisseur e≥15cm
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 50Ø avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.8.3. Évaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

L_x = 2.71 m ; L_y = 4.60m ; e = 20cm.

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99 [4]**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = \frac{1}{2} K_\gamma . \gamma . h^2$

Avec :

Q : contrainte à la base sur une bande de 1m,

K_γ : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,

γ : poids spécifique des terres (γ_h=18.60kN/m^3),

H : hauteur du voile (H=2.71m).

$$\varphi = 23° \Rightarrow K_\gamma = f(\varphi) = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.44$$

Donc : $$Q = \frac{1}{2} K_\gamma . \gamma . h^2 = 30.05 kN/ml \Rightarrow \begin{cases} Q_u = 1{,}35Q = 41 kN/ml \\ Q_{ser} = Q = 30.05 kN/ml \end{cases}$$

VI.8.4. Effort dans la dalle :

A-Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 2.71m$ $L_y = 4.60m$ La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire (b=1m).

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.71}{4.60} = 0.59 > 0.4$ Donc le panneau travaille dans les deux directions.

$$M_x = \mu_x . P . l_x^2 \qquad My = \mu_y . M_x$$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport α par un tableau Suivant (Annexe E.3 du BAEL).

$$ELU : \nu = 0 \begin{cases} \mu_x = 0.0836 \\ \mu_y = 0.2822 \end{cases} \qquad ELS : \nu = 0.2 \begin{cases} \mu_x = 0.0884 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$$

$$ELU : \begin{cases} M_x = 25.17KN.m \\ M_y = 7.103KN.m \end{cases} \qquad ELS : \begin{cases} M_x = 19.51KN.m \\ M_y = 8.90KN.m \end{cases}$$

- Pour les dalles pleines encastrées totalement ou partiellement sur leur conteur on prend :

$$M_{travée} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x \\ M_{ty} = 0.85 M_y \end{cases} \qquad M_{appui} \begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_x \\ M_{ay} = -0.3 M_y \end{cases}$$

Tab.VI.10.calcul des moments.

ELU				ELS			
M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}	M_{ax}	M_{tx}	M_{ay}	M_{ty}
-7.55	21.39	-2.13	6.03	-5.85	16.58	-2.67	7.56

-Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 42.91KN \qquad T_y = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y} = 37.03KN$$

Vérification :

$$\tau_x = \frac{42.91\times10^3}{10^3\times170} = 0.25Mpa < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16Mpa \quad \text{CV}$$

$$\tau_y = \frac{37.03\times10^3}{10^3\times170} = 0.21Mpa < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16Mpa \quad \text{CV}$$

VI.8.4.1. Calcul de ferraillage à l'ELU :

En utilisant les formules de la flexion simple citée, pour le calcul de ferraillage. Le calcul se fera pour une bande de caractéristique suivant :

$$b = 100cm \quad h = 20cm \quad d = 17cm \quad c = 3cm$$

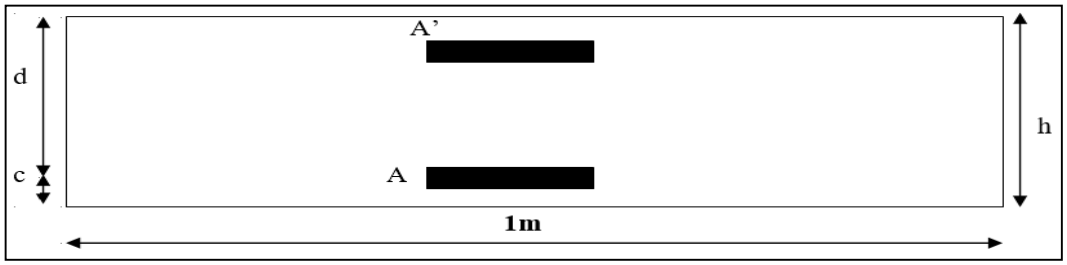


Fig.VI.7 : Section de calcul.

Tab.VI.11 : Les résultats du ferraillage de section.

		M (KN.m)	$\mu < \mu_l$ $\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b}$	β	A calculé (cm²/ml) $A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$	A choisie (cm²)
Suivant X	**En travée**	21.39	0.0521	0.973	3.71	**7HA10=5.50**
	aux appuis	-7.55	0.018	0.991	1.28	**7HA10=5.50**
Suivant Y	**En travée**	6.03	0.014	0.993	1.02	**7HA10=5.50**
	aux appuis	-2.13	0.005	0.997	0.36	**7HA10=5.50**

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

$$A = 5.50cm^2 > A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 0.2cm^2 \quad \text{CV}$$

➢ **Condition d'espacement :**

$$St = 15cm \leq Min\ [3h; 33cm] = 33cm \quad CV$$

VI.8.4.2. Vérification de ferraillage à l'ELS :

Tab.VI.12 : vérification des contraintes.

		Mser (KN.m)	$A_{choisir}$ (cm^2)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	vérification
Suivant X	**En travée**	16.58	5.50	194.63	201.63	4.72	15	CV
	aux appuis	5.85	5.50	8.45	201.63	1.66	15	CV
Suivant Y	**En travée**	7.56	5.50	88.77	201.63	2.15	15	CV
	aux appuis	-2.67	5.50	3.85	201.63	0.76	15	CV

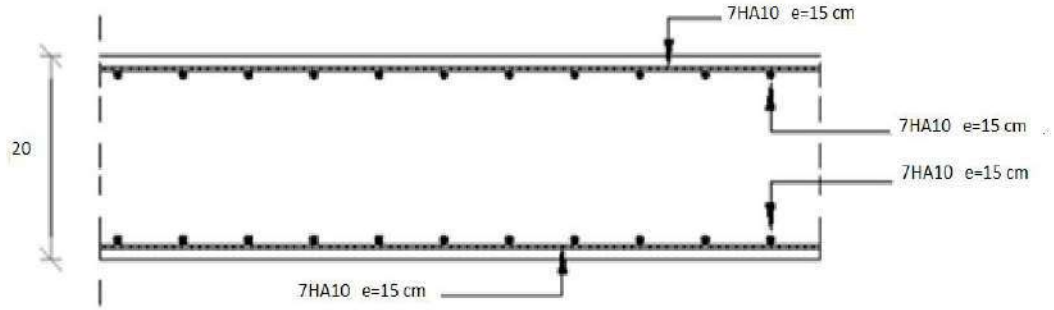


Fig.VI.8 : Ferraillage de voile pour 1ml.

Chapitre :

VII

Métré

VII. Avant mètre :

L'avant métré est établi avant tout commencement d'exécution pour déterminer le prix de l'ouvrage projeté. Il a pour de faire connaitre les quantités applicables à chaque opération élémentaire ces quantités ne s'expliquent pas de la même façon pour tous les éléments de construction.

Dons notre travail, nous établissons un avant-métré qui est conformément relatif à l'ouvrage d'art en ne considérant que les matériaux susceptibles à être dans la structure de l'ouvrage. Nous ne tenons donc pas compte de travaux préparatoires et non plus des matériaux ne constituant pas l'ouvrage, pour rester en conformité avec notre sujet.

Tab. VII. 1. Devis quantitatif et estimatif de projet.

Section	Volume (m^3)	Prix Unitaire/ DA	Prix Total / DA
Chainage (30x30)	46.6	30000.00	1398000.00
Poutre secondaire (30x35)	62.27	30000.00	1868100.00
Poutre principale (30x40)	103.68	30000.00	3110400.00
Poutre palier (30x30)	2.73	30000.00	81900.00
Poteau (50x50)	45.96	30000.00	1378800.00
Poteau (45x45)	31.24	30000.00	937200.00
Poteau (40x40)	24.68	30000.00	740400.00
Poteau (35x35)	18.90	30000.00	567000.00
Poteau (30x30)	22.86	30000.00	685800.00
Dalle pleine(17)	80.55	28000.00	2255400.00
Dalle machine	1.33	28000.00	37240.00
Escalier(17)	21.37	28000.00	598360.00
Plancher (20)	1674.36 m^2	2400.00	4018464.00
Voile (20)	179.29	34000.00	6095860.00
Semelle radier (65)	104.43	30000.00	3133065.00
Nervures	64.76	34000.00	2201840.00
Accotar	4.70	30000.00	141120.00
Somme	868.131		**29248949.00**

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Références bibliographiques

Documents réglementaires

📖 [1] Règles parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

📖 [2] Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

📖 [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Logiciels :

• Logiciel d'analyse des structures « Robot structural analyse version 2014 ».

• Logiciel de ferraillage ROBOT EXPERT.

• Logiciel de dessin AUTO CAD Structural 2014.