République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière
Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
En Génie civil
Option : construction et matériaux

THEME

Etude d'un bâtiment à usage multiple en (2SS+RDC+7) étages implanté dans une zone de forte sismicité

Réalisé par :

- Melle : REZAZI Chafia
- Melle : BABA ALI Rabeb

Encadré par :

- M^{r}: SAFIDDINE Salim

Promotion: Juin 2016

Remerciements

En préambule à ce mémoire nous remercions ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces langues années d'étude.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d'abord au corps professoral et administratif de la Faculté des Sciences et de la technologie pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nous tenons à remercier sincèrement Monsieur, SAFIDDINE Salim qui, en tant que encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacrer.

On n'oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire. Merci à tous et à toutes.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A la mémoire de mon père qui a souhaité vivre pour longtemps juste pour nous voir qu'est-ce que nous allons devenir.

A celle qui m'a transmis la vie, l'amour, le courage, à toi chère maman, toutes mes joies, mon amour et ma reconnaissance. A mes sœurs

A mes camarades de promotion et surtout à mon binôme Chafia qui a partagé avec moi les bons et les mauvais moments. Ça ma fait plaisir de trouver en lui l'amie avant le binôme.

Je dédie ce mémoire à tous ceux qui m'aiment et que j'aime et a toute la famille BABA ALI.

Rabeb


بسم الله الرحمن الرحيم

Résumé

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بـناية ذات اســـــتعمال متعدد مـــــــكونة من(طابقين تحت الأرض+طابق أرضي + 7 طوابق) والمقرر بناؤه في الجزائر وهي مصنفة ضمن المنطقة قوية زلزاليا.III

مقاومة البناء لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمونة ومحققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

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

- القـــــــواعد الجـــــــزائرية المـــــضادة للـــــزلازل.
- قـــــــانون الخـــــرسانـــــــــة المـــــــــسلحة.

تمـــــت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج SAP.2000

وفي الأخير قمنا بدراسة التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet est une étude d'un bâtiment à usage comportant (2SS+RDC+7 Etage) qui sera implanté à ALGER. Cette région est classée dans la zone de forte sismicité III. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par des portiques contreventés par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003). L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel «Sape 2000».

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

Abstract:

This project is a study of a building for residence purpose (two Ander+ground+7 stories), will be implanted at ALGER. This region is classified in the zone of fort seismicity III. The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls. The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were

done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « Sap 2000».

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

Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation et symboles

Introduction générale……..……..…..1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction : ……..……...2

I.2. Implantation de l'ouvrage et donnés du site :..……...2

I.3. Présentation de l'ouvrage :……..……...… ……...…….....…..2

I.4.Caractéristique géométriques de l'ouvrage :…..……..…….....…2

I. 4. a. Dimensions en élévation : …..…… ……..……..2

I.4.b. Dimensions en plan :… ……..……..…..2

I.5 .Système de contreventement : ……..…….....2

I.5.a. Les Planchers : ..……...…….....3

a.1. Planchers à corps creux : ..…… …….....3

a.2. Planchers dalle pleine : ..……..……..…3

I.5.b. Maçonnerie :..……..……..…...3

I.5. c. 'acrotère : ……..……3

I. 5.d. Terrasse : ……...4

I. 5 .e. Revêtement : ……...….4

I.5. f. Escaliers : ……..…4

I.5 .g. Ascenseurs : …….....4

I.6. caractéristique mécanique des matériaux : …..……...…….……..4

I.6.a. Le béton : …….…….…….....4

b. Ciment :.....…….……5

c. Granulats :…….…….…….....…..5

d. Eau de gâchage :…….……..…..……...…..5

e-Dosage du béton :…….…….…….....…5

I.6. b. Béton armé :…….……....5

Résistances mécaniques du béton :…….....…6

a.1. Résistance du béton à la compression :……....6

a.2.Résistance du béton à la traction :……6

a.3.Coefficient de POISSON (υ) :…….…...6

a.4.-Module de déformation longitudinale:……..…7

I.6.c.Acier :……...7

Types d'acier :……..……7

b.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :…… 8

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

II.1. Introduction :…….…..11

II .2. Pré dimensionnement des planchers :…..……..11

II .2.1. Plancher à corps creux :…..……..…11

II .2.2. Les dalles pleines :……..…12

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :.…….……....13

II.3.1. Maçonnerie :…….....13

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :…….…..13

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) :……..…….....13

II.3.2. Plancher terrasse :……..14

II.3.2.1. Charges permanentes :……14

II.3.3. Plancher courant :……..……....15

II.3.3.1. Charges permanentes :……....15

II.3.3.2. charges d'exploitation :……..……..…...16

II.3.4. Dalle pleine :……..…..…16

II .3.4.1. Balcons de la terrasse :……...16

II.3.4.2. Balcons de l'étage :……..……..…...17

II.3.4.3. Surcharge d'exploitation du balcon :……..……17

II.4. Prédimensionnement des poutres:…..……...17

II.5. Prédimensionnement des poteaux :…..……..…18

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :…..…….18

II.5.2. Dimensions des poteaux :……..…….……18

II.5. 3. Calcul de la longueur de flambement Lf :……..……..……..19

II.5.4. Calcul de l'effort Nu ……19

II.5.5.Détermination des charges et surcharge ……..……...20

II.5.6. Descente des charges : …….....21

II.5.6.1. Charges d'exploitation :……..……21

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :……..23

II.5.8. Vérification aux zones nodales :…….……..……23

II.6. Pré dimensionnement des voiles :……... 24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :..……..…..…26

III. 2.L'acrotère : .……..…….….26

III.2 .1. Définition ……..……....26

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations : ……..…..……..26

III.2.3. Calcul des efforts :……..…27

III.2.4.Calcul de l'excentricité :……...27

III.2.5.Calcul du moment de flexion :…..……...27

III.2.6.Calcul des armatures verticales:….…….…....28

III.2.6.2.Armatures de répartition:…….…28

III.2.6.3.Calcul de l'excentricité:…….……29

III.2.6.4.Détermination d'y1 :……...…….29

III.2.6.5.Vérification de l'effort tranchant:.……..…31

a)Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:….……...31

III.3.Plancher corps creux :…..……32

III.3.1.Les poutrelles : .……..32

III.3.1.1.Calcul avant coulage:…..……..33

III.3.1.2.Calcul après coulage : ……..……..35

III.3.2. Calcul des charges et surcharges : …….37

III.3.3.Sollicitations de calcul : ....……..37

a.1.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime :…… ……..……38

a.2. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :……39

III.3.2.Ferraillage des poutrelles :……..… 40

Calcul des armatures longitudinales:…… 40

b.armatures transversales :…… .44

III.3.2. La dalle de compression : …… 54

III .4 calcul des escaliers:……... 55

III .4.1 Escalier de type double volé ……..……55

III.4.1.1. Dimensionnement : ……55

III.4.1.2. Evaluation des charges et surcharges:……56

A-Charges permanentes :……...56

B- Surcharge d'exploitation :……..……..57

III.4.1.3 Détermination des efforts:...……57

III.4.1.4 Ferraillage des escaliers: ……59

III.5.La poutre brisé :……..……..……...64

III.5.1. Calcul de la poutre brisé:……..64

III.5.2. Vèrification a l' ELS :……..……...65

III.6. Calcule des dalle pleine :.……..…66

III.6. .3. Vérification de l'effort tranchant :…….…….. 66

III.6.4.A armatures transversale : ……..….66

III.6.1. Définition: …… ……..….66

III.6.2. Méthode de calcul: ..……..…….....67

III.6.2.1. Principe de calcul: …….……..67

III.6.3. Position des lignes de rupture: …….……..68

III.6.3.1. Calcul des actions :…….....69

III.6.3. 3. Calcul de ferraillage : ……..……..……... 70

III.5.3. 3.a. Ferraillage a L'ELU:…… ……..….70

III.6.3.3.b. Vérification a l'E.L.S :… ……..……...70

III.6.4.3.Ferraillage : .……..….82

III.6.4.5.Calcule de flèche : ……..…..……..…84

III.7.Dalle machine :…….. ….85

III.7.1.Introduction :…….……...…85

III.7.2. Pré dimensionnement :.……...85

III .7.5.2. Calcul du ferraillage:……..……..…90

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.Introduction :……...…94

VI.2. Objectifs de l'étude dynamique :..……..…94

IV.3.proposition les différentes dispositions des voiles :…….... 94

IV.4.Caractéristiques géométriques de la structure :…….…..97

IV.4.1.Centre de masse :..……..……..97

IV.4.2. Centre de torsion :…….…..98

IV.4.3.Excentricité :…….…..100

IV.4.3.a. Excentricité statique :…….……....100

IV.4.3.b.Excentricité accidentelle :…….……...101

IV.4.3.c. Effets de la torsion accidentelle :…….....102

IV.5.Choix de la méthode de calcul :…….……..**103**

IV.5.1.Introduction :……...……103

IV.5.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :.…….……103

IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale :..…….…103

IV.5.3.1. Principe :.…….....103

IV.5.3.2.Modélisation :……..103

IV.5.3.3.Le spectre de réponse de calcul :…….104

IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :……..106

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:..…….……...107

IV.6.2.vérification de participation massique :.……..…109

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :……110

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement :…….…….....111

IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :…….…...112

IV.6.4.2.Moment de renversement :……..….114

IV.6.4.3.Moment stabilisant :…….…....114

IV.6.5. Vérification des déplacements inter étage :..……..115

IV.6.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : .……116

IV.6.7.Vérification de cisaillement des éléments :……117

IV.6.4.7.Vérification des sollicitations normales :..……..…119

Chapitre V : Calcul de ferraillage des éléments.

V.1. Introduction :……..……....120

V.2.Etude thermique :…….120

V.2.1.Méthode de calcul :..…….... 121

V.3.Ferraillage des poutres :…….…..121

V.3.1. Recommandation du RPA99 :…….....121

V.3.1.1. Armatures longitudinales :……121

V.3.1.2. Armatures transversales ……..122

V.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :…….……..….124

V.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement:……..127

V.3.4. Vérification de la flèche :……..…..129

V.4.Ferraillage des poteaux:……..……133

V.4.1. Recommandation des règlements :……..……133

V.4.2.Calcul des aciers longitudinaux à l'ELU :……134

V.4.2.1. Etat limite de résistance :..……134

V.4.2.2.Etat limite de stabilité de forme :..……134

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S :..……..…136

V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :.……...137

V.4.4.1.Contrainte de cisaillement :……...137

V.4.4.2.Calcul des aciers transversaux :……138

V.4.Ferraillage des voiles :……..……..140

V.4.1.Introduction :…….……...140

V.4.2. Les voiles pleins :…….…141

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :…….……...141

V.4.3.1. Les trumeaux :..……..……..141

V.4.3.2. Les linteaux :.……..….141

V.4.4. Méthode de calcul :……..141

V.4.4.1. Recommandations des règlements :.……..……..141

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :…….……143

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :……...144

V.4.5.1.Armatures verticales :..……..…144

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :……..147

V.4.5.3. Armatures transversales :…….……147

V.4.6. .Les Voiles avec ouverture:……149

V.4.6.1. les trumeaux..…….……..……149

V.4.6.2. Les linteaux :……151

Chapitre VI : Calcule de Fondation

VI.1.Introduction :……...157

VI.2. type de la fondation :……..…..…157

VI.3. Connaissance du lieu et du sol :……157

VI.4. Choix du type de fondation :……158

VI.4.1.Dimensionnement et calcul des semelles :……..…158

VI.4.1.1. Les semelles isolées :..……159

VI.4.1.2 .Semelles filantes :…..…….……..…..161

VI.4.1.3.Semelle filantes croisé : ……..165

VI.5.Ferraillage des semelles :…….……..167

VI.5 .1.Semelles sous voile : ……..….167

VI.5.2.Semelles sous poteaux :……..168

VI.6.La poutre de libage :…..……168

VI.6.1.Dimensionnement : ……...168

VI.6.2.Calcule des moments :…..……..169

VI.6.3.Calcul du ferraillage :..…….…..170

VI.6.3.1.Armature longitudinales:…….170

VI.6.3.2.Vérification des contraintes a l' ELS :……....170

VI.6.3.3. Armatures de peau :……....170

VI.6.3.4.Armatures transversales :……..…...170

VI.7.Le Radier :…….…..…171

VI.7.1.Dimensionnement du radier :……..…171

VI.7.2.Vérification du contrainte de radier :..……..…..172

VI.7.3.Ferraillage du radier :..……..…..172

VI.7.3.1.Calcul des Charges du radier :……...….173

VI.7.3.2.Calcul des moments :……..….....173

VI.7.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS :……174

VI.7.3.4.Vérification de la contrainte de cisaillement:…….175

VI.7.4.Nervures : …….……175

VI.4.1.Dimensionnement :…….……..175

VI.7.4.2.Evaluation des charges :……..……...175

VI.7.4.5.Calcule du ferraillage 176

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure. I.1: Diagramme contrainte déformation du béton …….8

Figure. I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELU…….9

ChapitreII :Prédimensionnement des éléments structuraux

Figure .II.1. Dimensionnement de plancher corps creux ……... 12

Figure .II.2. Dimensions du corps creux……..…12

Figure .II.3. Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison (droite) …… 14

Figure.II.4. Composants d'un plancher terrasse……..15

Figure.II.5. Composants d'un plancher courant……..…16

Figure.II.6. Dimensionnement de la poutre……17

Figure.II.7.représentation du poteau le plus sollicité d'étage……..…..20

Figure.II.8. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……....24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1. Les charges de l'acrotère…… 26

Figure III.2. Dimension de l'acrotère……....26

Figure III.3. Section de B.A à l'ELU……28

Figure.III.4. Ferraillage de l'acrotère……....32

Figure III.5. Choix de disposition des étaiements……34

Figure.III.6. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire……36

Figure.III.7.Charges revenant à la poutrelle (étage courant)……..…...38

Figure.III.8. Diagramme d'effort tranchant pour la poutrelle a sept travées(ELU)……...38

Figure.III.9. diagramme de moment pour la poutrelle à sept travées (ELU)…….39

Figure.III.10. Diagramme du moment pour les poutrelles a sept travées (ELS)……..….39

Figure.III.11.Chargesrevenant à la poutrelle. (étage courant)……...40

Figure .III.12.Diagramme d'effort tranchant pour la poutrelles a quatre travées (ELU)……40

Figure.III.13. Diagramme de moment pour la poutrelle à quatre travées (ELU)……41

Figure .III.14. Diagramme du moment pour les poutrelles a quatre travées (ELS)……41

Figure III.15. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite). ……..42

Figure.III.16. Charges revenant à la poutrelle(RDC)……..49

Figure.III.17. Charges revenant à la poutrelle……..50

Figure.III.18. Ferraillage de la table de compression……....55

Figure III .18 : Modélisation d'escaliers intérieurs…….. .55

Figure III. 19. Chargement de l'escalier al' ELU……57

Figure III .20: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U…….. .58

Figure III.21. *chargement de l'escalier a'l ELS* ……..58

Figure III.22: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S…….59

Figure III .23 : Schéma statique de la poutre brisé ……64

Figure III.24. Dalle pleine…….....72

Figure III .25 : La dalle pleine rectangulaire……..72

Figure III. 26 : travail interne de la dalle pleine rectangulaire ……..…73

Figure.III.27. La dalle pleine triangulaire……...…76

Figure III .28.linges de rèpture de la dalle pleine..... .77

Figure.III.29. Travail interne…… 77

Figure.III.30. La dalle pleine trapézoïdal de parking ……80

Figure.III.31. Travail interne de la dalle pleine trapézoïdale…….…...82

Figure III. 32. Dimensions de la dalle machine……85

Figure III.33. Ascenseur avec local machine……...86

Figure III.34. Lignes de rupture dans la dalle machine……88

Figure .III.35. La vérification de non poinçonnement ……....93

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV.1.1^{er}Disposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit)……..…..94

Figure. IV.2.2^{ème} Disposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit)……..… 95

Figure. IV.3.3^{eme} Disposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit). …….....…96

Figure. IV.4.4^{eme} Disposition des voiles en plan. ……..…96

Figure. IV.5.4^{eme} Disposition des voiles en 3D…….. 97

Figure IV.6 .dimension des voiles et poteaux……....99

Figure IV.7.position du centre de masse et de torsion (niveau RDC) ..……100

Figure IV.8.position du centre de masse et de torsion (étage courant)……..100

Figure IV.9. Spectres de réponse……..106

Figure. IV.10. Le comportement de 1er mode……107

Figure. IV.11. Le comportement de 2eme mode…….108

Figure. IV.12. Le comportement de 3eme mode. ……...108

Figure. IV.13. Les forces agissent sur la stabilité au renversement……112

Figure. IV.14. Distribution des forces sismiques……...112

Figure IV.15.Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction XetY…..113

Chapitre V : Calcul de ferraillage des éléments

Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres……...127

Figure.V.2. Les coupes de ferraillage de la poutre principale de rive……130

Figure.V.3. Les coupes de ferraillage de la poutre principale intermédiaire……..131

Figure.V.4. Les coupes de ferraillage de la poutre principale de rive (RDC et Parking)…131

Figure.V.5. La coupe de ferraillage de la poutre principale itermidière (RDC et Parking)…….……132
Figure.V.6. Les coupes de ferraillage de la poutre secondaire de rive et intermidière……132
Figure.V.7. Les coupes de ferraillage de la poutre secondaire suomi a la température…..133
Figure.V.8. Les coupes de ferraillage des poteaux……140
Figure. V.9. Les armatures transversales et les épingles des voiles……148
Figure. V.10 . La zone de recouvrement des voiles…….…149
Figure V. 11. Effort tranchant et moment dans le linteau ……. 153
Figure.V.12. Les armatures du linteau selon le RPA 99… ……..153

Chapitre VI : calcul de fondation

Figure VI.1. Semelle isolé …….....159
Figure.VI.2. Les bulles de pression…….……161
Figure .VI.3. Schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux. …….….163
Figure .VI.4. Schémas d'une semelle filante sous poteaux ……...164
Figure .VI.5. Schémas d'un radier nervuré ……..171

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1.Résistance f_{c28} du béton à 7,14 et 90 jours ……..……...06

Tableau.I.2. Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….……07

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau .II.1.charge permanent du mur simple cloison……..13

Tableau .II.2 . Charge permanente du mur double cloison… ……..…..13

Tableau .II.3. Charge permanente du plancher terrasse……..14

Tableau .II.4. Charge permanente du plancher courant……15

Tableau .II.5. Surcharges d'exploitation du plancher courant…….……16

Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons de la terrasse……16

Tableau.II.7. Charge permanente due aux balcons d'étage……17

Tableau.II.8. Pré dimensionnement des poutres ……18

Tableau.II.9.pré dimensionnement des poteaux……..…19

Tableau .II.10. Calcule de $\overline{N}_u$ du poteau ……..……..20

Tableau. II.11. Détermination des surcharges d'exploitation……..22

Tableau. II.12 .vérifications du ($1.1N_u \leq \overline{N}_u$)……..……22

Tableau.II.13.vérifications de coffrage des poteaux……...23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau .III.1. Les charges.....27

Tableau .III.2. Les efforts sur l'acrotère……..…27

Tableau.III.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles…….…..33

Tableau.III.4. Moments statiques des poutrelles…….....33

Tableau III .5. Calcul de nombre d'étaiement…….....34

Tableau.III.6. Méthode de Caquot…….……..36

Tableau.III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage……..…..37

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)…….....38

Tableau III.9. Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées (ELS)…….....39

Tableau III.10. Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées (ELS)……...40

Tableau III.11. Moment fléchant dans la poutrelle à quatre travées (ELS)……41

Tableau III.12.Récapitulation des efforts internes……..…...42

Tableau III.13. Calcul et vérification des armatures……..….44

Tableau III.14: Vérification à l'E.L.S En travée……..…..46

Tableau III.15: Vérification à l'E.L.S Aux appuis……..…...46

Tableau.III.16. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……...…48

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……..49

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à cinq travées (ELS)..……49

Tableau III.19. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELU)……...50

Tableau III.20. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS)……..…50

Tableau III.21.Récapitulation des efforts internes…..……..51

Tableau III.22.Calcul et vérification des armatures……..…….51

Tableau III.23: Vérification à l'E.L.S En travée…….53
Tableau III.24: Vérification à l'E.L.S Aux appuis……..…53
Tableau.III.25. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles……...54
Tableau III.26: Evaluation des charges permanentes du palier de repos ……..56
Tableau III.27: Evaluation des charges permanentes de la paillasse ……....56
Tableau III.28: Combinaison des charges de l'escalier…….....57
Tableau III .29 : Les moments et l'effort tranchant dans l'escalier…….....59
Tableau III.30: Calcul des sections d'acier de l'escalier…….60
Tableau III.31: Vérification de la flèche de l'escalier intérieur……..63
Tableau III. 32 : les efforts de la poutre palière au ELU _ELS ……..…65
Tableau III.33 : ferraillage de la poutre brisé ……...65
Tableau III .34 : Vérification a l'ELS……65
Tableau III.35 . Chargement de la dalle…… ……69
Tableau III.36. Résultats de calcul pour la dalle pleine……..70
Tableau III.37. Ferraillage du 1er type des dalles pleines……...…70
Tableau III.38. Vérification a l'ELS…….…….71
Tableau III.39 : combinaison des charges dans la dalle……..……72
Tableau III.40 :les moments dans la dalle…….74
Tableau III .41 : Calcule de fèrraillage……...74
Tableau III.42 : tableau de vérification a l'ELS…….……75
Tableau III.43 : Résultats de calcul de flèche pour la dalle pleine…….…76
Figure III.44. Actions sur la dalle (2ème type)…….76
Tableau III.45.Résultats de calcul pour la dalle pleine.....78

Tableau III.46 : tableau de ferraillage de la dalle……..….78

Tableau III. 47 : Tableau de vérification a l'ELS…….…..79

Tableau III.48: calcule de la flèche de la dalle……...80

Tableau III. 49 : combinaison des charges dans la dalle……81

Tableau III.50.Résultats de calcul pour la dalle pleine…… ……. …….. …...82

Tableau III.51 : Tableau de calcule des sections d'armatures…….....82

Tableau III. 52 : tableau de vérification al 'ELS……..…..83

Tableau III. 53 : calcule de flèche de la dalle……..…….84

Tableau III54 : Charges permanente…….86

Tableau III.55. Les charges concentrées……..…...87

Tableau III.56. Détermination des charges de la dalle……87

Tableau III.57. Calcul du ferraillage……..…90

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1.Le comportement des trois premiers modes …….…...95

Tableau IV.2.Le comportement des trois premiers modes…….....95

Tableau IV.3.Le comportement des trois premiers modes…….…96

Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes…….……97

Tableau IV.5.Calcul du centre de masse……...98

Tableau IV.6.Calcul du centre de torsion……..….99

Tableau IV.7.Calcul de l'excentricité statique……..101

Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle……102

Tableau IV.9. Calcul de l'excentricité totale……..102

Tableau. IV.10. Coefficient d'accélération de zone A…… ……..……....104

Tableau .IV.11. Valeur de ξ (%)……104

Tableau .IV.12. Valeur du coefficient de comportement R… ……..…..105

Tableau IV.13.détermination du facteur de qualité Q……...105

Tableau .IV.14.Valeurs de T_1 et T_2……106

Tableau IV.15. Le comportement des trois premiers modes…… ……108

Tableau IV.16. Coefficient de participation massique du bloc……..109

Tableau IV.18.Calcul de la force sismique……111

Tableau. IV.19. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……111

Tableau. IV.20. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……111

Tableau. IV.21. Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y……..113

Tableau IV.22.calcul du moment de renversement……...114

Tableau IV.23.calcul du moment stabilisant……114

Tableau IV.24.Vérification de stabilisation……...115

Tableau IV.25.Vérification des déplacements inter-étage sens X…….…115

Tableau IV.26.Vérification des déplacements inter-étage sens Y……116

Tableau IV.27.Vérification l'effet P-Δ sens X. ……117

Tableau IV.28.Vérification l'effet P-Δ sens Y……..117

Tableau IV.29. Vérification de cisaillement des poutres…….….118

Tableau IV.30.Vérification de cisaillement des poteaux sens X……...118

Tableau IV.30.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y. ……118

Tableau. IV.32. vérification des sollicitations normales……..119

Tableau. IV.33. vérification des sollicitations normales……..119

Chapitre V : Calcul de ferraillage des éléments

Tableau V.1. Les paramètres de calcul……...121

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales……...122

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales……...123

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres secondaire……...123

Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires qui soumit à l'effet température…… ……124

Tableau. V .6. Vérification des poutres principales à l'ELS……..…….....125

Tableau. V.7. Vérification des poutres principales à l'ELS……..……..125

Tableau. V.8. Vérification des poutres secondaire à l'ELS……126

Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire qui soumit à l'effet température……..…126

Tableau V.10. Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses (parking)…….....128

Tableau V.11. Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses……...128

Tableau V.12. Contrainte de cisaillement des poutres secondaires qui soumit à l'effet de température……..129

Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres porteuses……..129

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres porteuses (parking+ RDC)……..….130

Tableau V.15. Vérification de la flèche des poutres non porteuses……130

Tableau V.16. Sections des armatures longitudinales des poteaux……135

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS……136

Tableau V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..….139

Tableau .19. Les armatures transversales et leurs espacements……..139

Tableau.V.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales……..…...139

Tableau .V.21. Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……..144

Tableau.V.22. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA…….145

Tableau .V.23. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins…….146

Tableau .V.24. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins…….147

Tableau .V.25. Diamètre des armateurs transversaux……148

Tableau V.26. Ferraillage verticale les trumeaux du voile ……...149

Tableau .V.27 . Vérification des armateurs verticaux a l'ELS…….150

Tableau .V.28 . Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux…….150

Tableau .V.29 . Vérification des armateurs verticaux a l'ELS…….151

Tableau .V.30. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux …….154

Tableau .V.31.calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux…….155

Chapitre IV : Calcul de fondation

Tableau VI.1.Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées…….160

Tableau VI.2 .Vérification des contraintes……..160

Tableau.VI.3.vérification du chevauchement des semelles ……161

Tableau.VI.4. Dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voile ……..163

Tableau.VI.5. Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux……..…164

Tableau .VI.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes……..165

Tableau.VI.7. Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles croisées sous voile……..165

Tableau.VI.8. Dimensionnement et vérification des contraintes sous poteaux……...166

Tableau .VI.9. Vérification de chevauchement entre les semelles croisées…….….166

Tableau VI.10. Ferraillage des semelles filante sous voile 167

Tableau VI.11. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux……168

TableauVI.12. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……...170

Tableau VI.13.vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS…170

Tableaux VI.13. Dimensionnement des radiers partiels……...172

Tableau VI.14. Vérification des contraintes due radiers partiels ….……...172

Tableau VI.15.coefficient de poisson des radiers……..173

Tableau VI.16. Les charges des radiers partiel…… ……..…173

Tableau VI.17. Calcule des moments et des armatures pour les radiers partiels……174

Tableau VI.18.vérification à l'ELS ……..174

Tableau VI.19. Vérification des contraintes de cisaillement pour les radiers partiels……...175

Tableau VI.20. Calcul des armatures longitudinales de la nervure……...176

Tableau VI. 21. Vérifications des armatures longitudinales de la nervure…….…..176

Notation

- **Majuscules romaines:**

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

Aver : Section d'armatures verticales.

Ah : Section d' d'armatures horizontales.

Ac : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

AD : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

TU : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

- **Minuscules romaines :**

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

jours.

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

jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Sh : Espacement de cours d'armature horizontale.

Sv : Espacement des armatures verticales.

- **Majuscules grecques :**

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

- **Minuscules grecques :**

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

ζ : Contrainte normale.

η : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structurels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir compte des différentes données suivantes : l'usage, la résistance et la stabilité du bâtiment, les exigences Architecturales, fonctionnelles et esthétiques et les conditions économiques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment à étudier, le Type de structure, et ses éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments porteurs et non Porteurs d'un bâtiment à usage mixte (commercial + habitation). Pour cela nous allons Utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul (CBA93).

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et de vérification d'un bâtiment (2 SS+R+7) à usage parking-commerce et habitation implanté à ALGER.

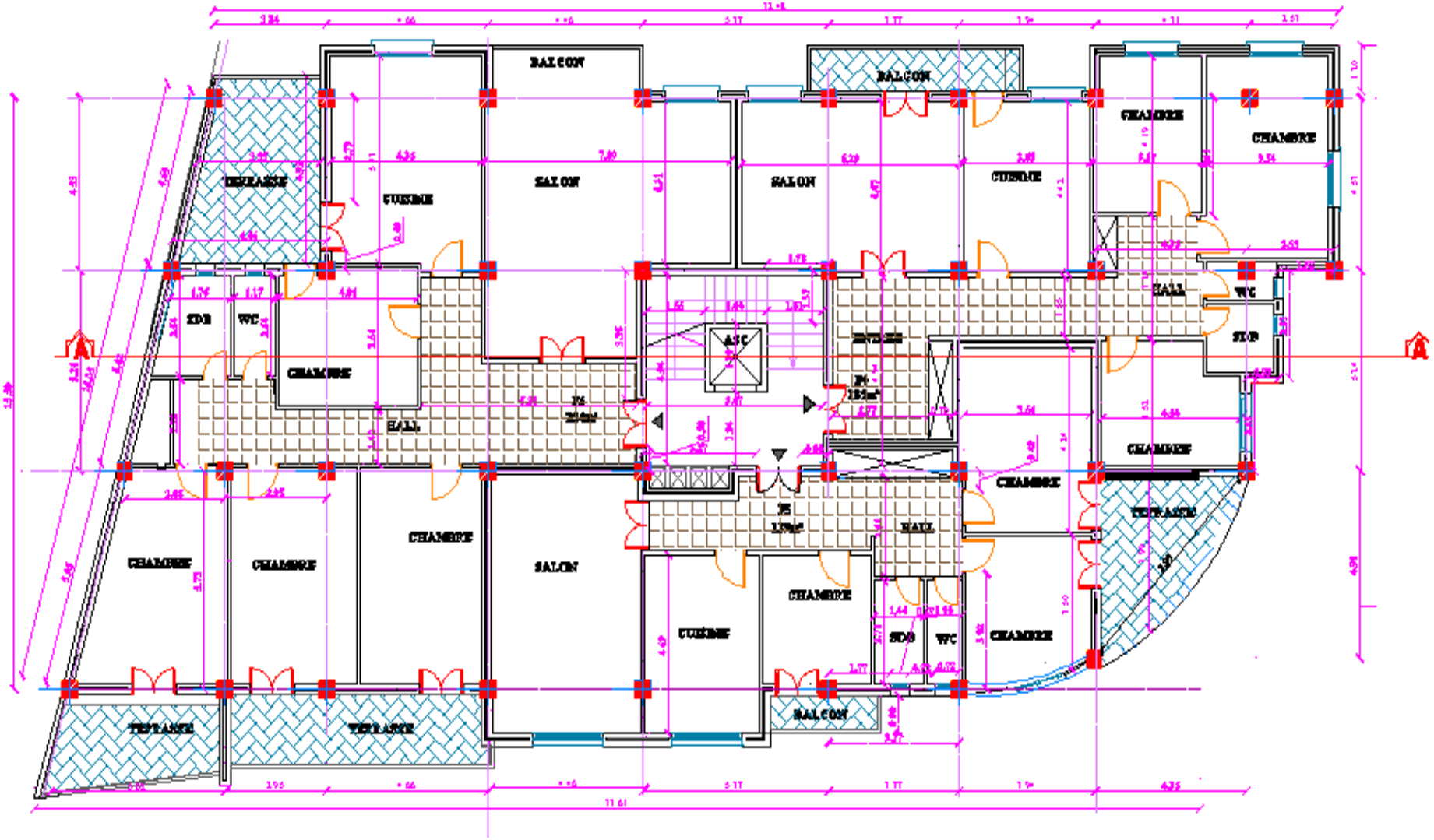
L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes: Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du bâtiment, ainsi, leur prédimensionnement et aussi le calcul des éléments secondaires (acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines). Cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

Le chapitre IV quant à lui traite les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) Ainsi que l'étude dynamique qui a été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000V17.

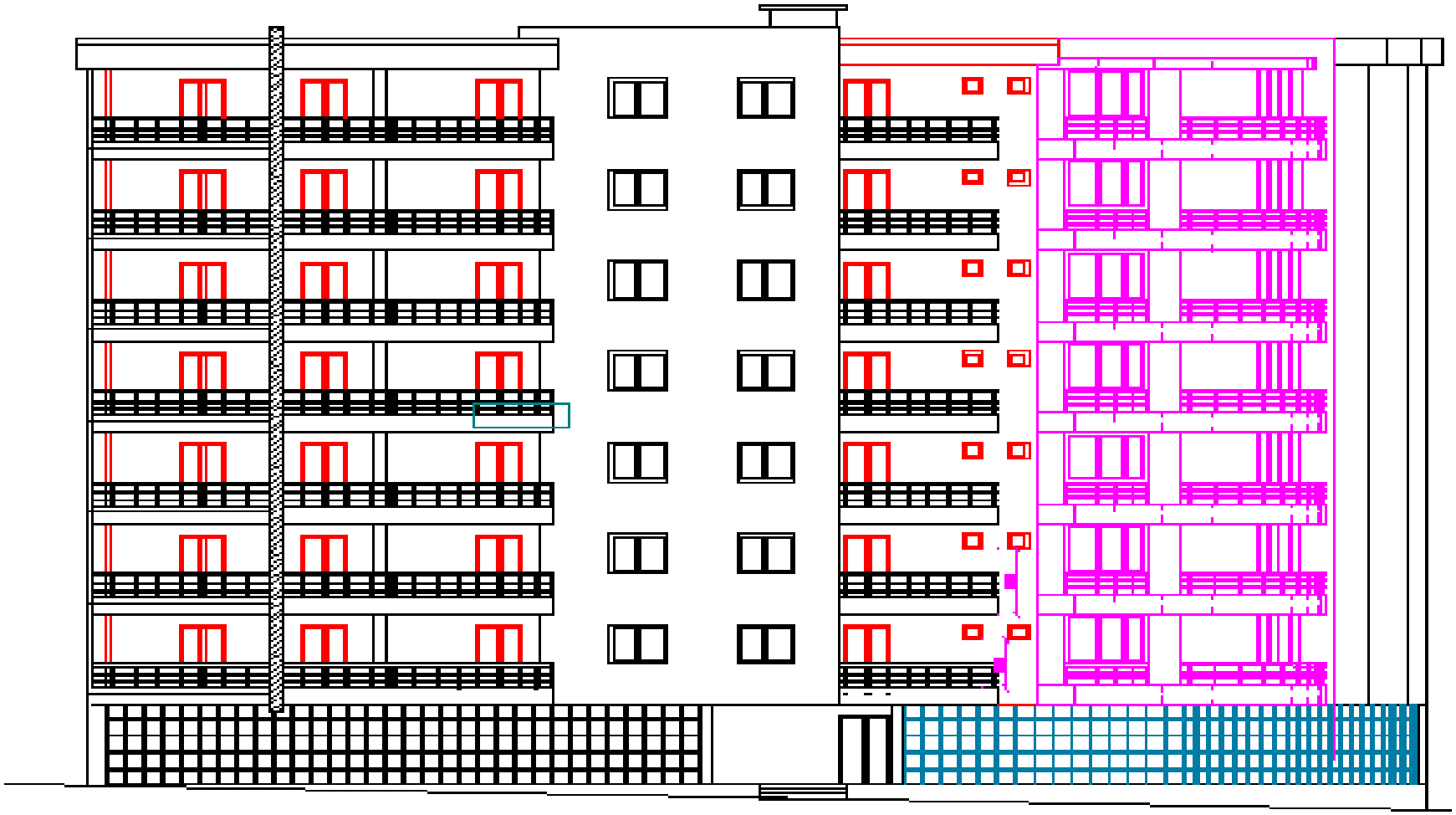
L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure est présentées au chapitreV.

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

Le travail est terminé par une conclusion générale.



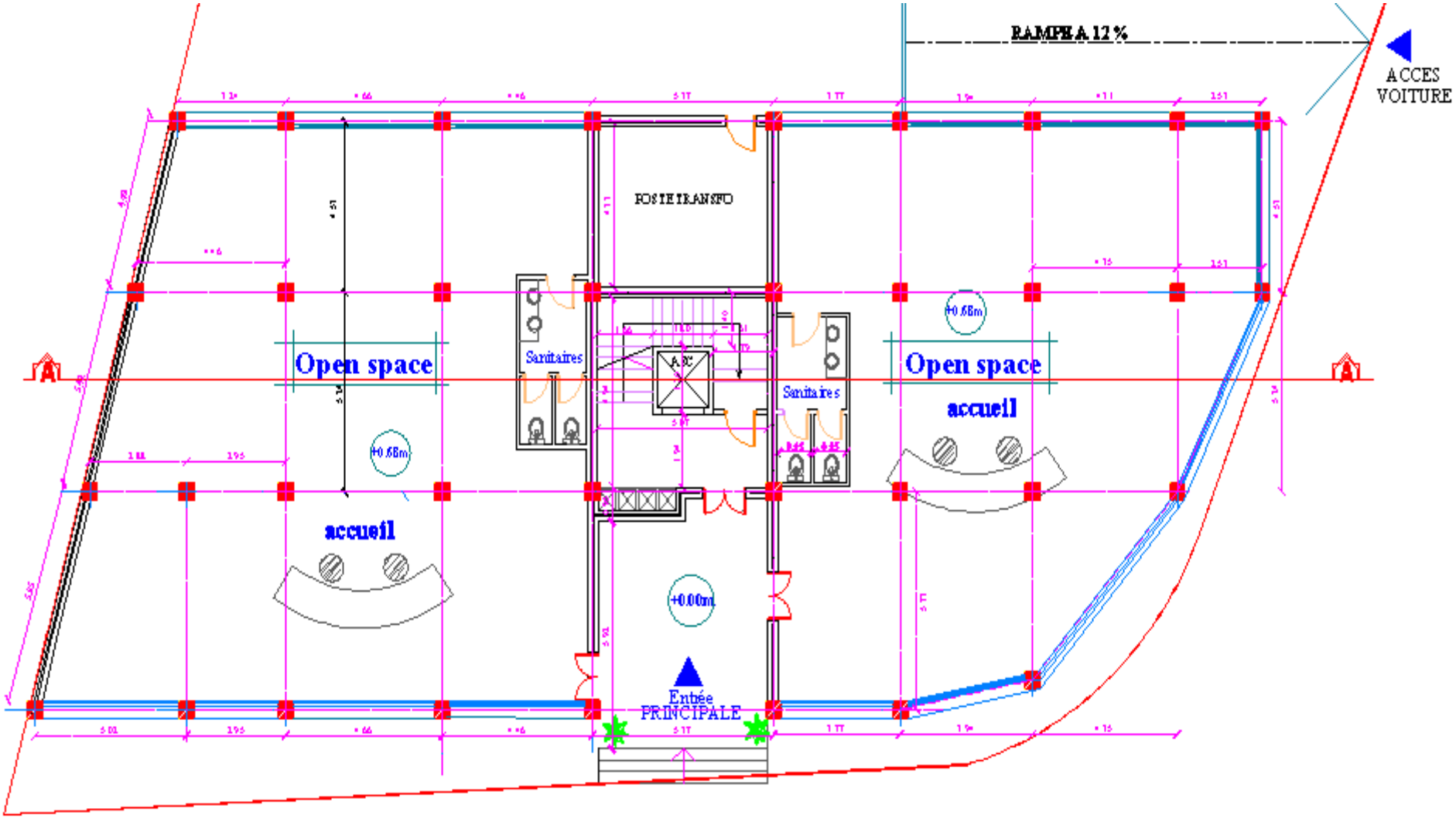
Etage courant



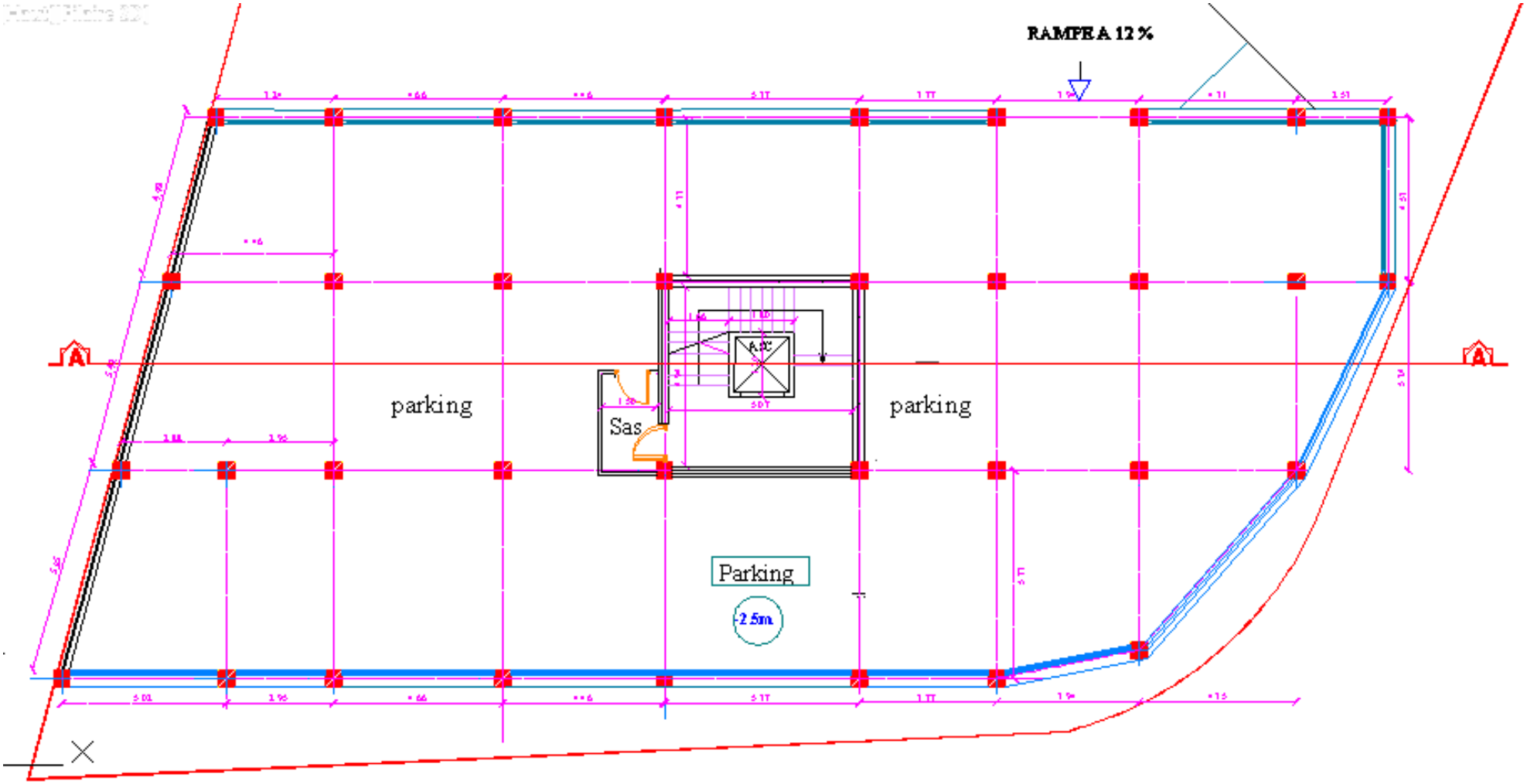
Façade principale



Coupe A-A


RAMPE A 12 %
ACCES VOITURE
POSTE TRANSFO
Open space
Sanitaires
A/C
Sanitaires
Open space
accueil
accueil
+0.68m
+0.68m
+0.00m
Entrée PRINCIPALE

Plan RDC



Plan sous-sol

I.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation avec des parkings et locaux de commerces. Ce bloc comporte (2 S- SOL + RDC + 7 ETAGES) avec un contreventement mixte.

I.2. Implantation de l'ouvrage et données du site :

- ✓ L'ouvrage est implanté à ALGER qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le sol est considéré comme site meuble (**S3**).
- ✓ Contrainte admissible du sol **σ = 1,5 bars.**

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Le travail faisant l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour de forme irrégulière en plan elle est composée 2 sous - sol (parking) , et RDC a usage commerciale et (07) étages courants à usage d'habitation en béton armé contreventé par des voiles .

I.4.Caractéristique géométriques de l'ouvrage :

I. 4. a. Dimensions en élévation :

Hauteur totale du bâtiment : 30,98 m.

Hauteur du sous-sol : 2,50 m.

Hauteur de RDC : 3,06 m.

Hauteur d'étage courant : 3,06 m.

I.4.b. Dimensions en plan :

Longueur totale (sens longitudinal) : L = 37,78 m.

Largeur totale (sens transversal) : L= 18,70 m.

I.5 .Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

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

I.5.a. Les Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers:

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

a.1. Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.

- Lorsque les portées et les charges d'exploitations de l'ouvrage ne sont pas importantes.

- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

a.2. Planchers dalle pleine :

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

I.5. b. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses de 10cm

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une l'ame d'aire de 10 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) :

Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.5. c. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme de pente au niveau de la terrasse, La structure est entourée en terrasse d'un acrotère conçu en Voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I. 5.d. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible**.**

I. 5 .e. Revêtement :

* En carrelage pour les planchers courants.
* En mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des salles d'eau et cage d'escalier.
* En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.5. f. Escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à :

3volées pour le s-sol et 3 volée pour le RDC et enfin trois volée pour les étage courant avec des paliers intermédiaires.

I.5 .g. Ascenseurs :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

I.6. caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 version et CBA93) Pour notre bâtiment on as utilisé les matériaux suivants :

I.6.a. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « Granulats » (sable, gravier) et de l'eau.

a. caractéristique du Béton :

- facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier. (Une bonne ouvrabilité)
- bonne résistance aux actions climatiques
- bonne résistance à la compression de l'ordre de 25 à 40MPA
- faible résistance à la traction de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression

b. Ciment :

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- Résistance mécanique.
- Imperméabilité à l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland artificiel (CPJ 42.5**)**

c. Granulats :

Le béton est constitué de deux types de granulats.

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

d. Eau de gâchage :

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

e-Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de composition courante de composition courante de composition courante de 1m ^{3} de béton est de béton est de béton est de béton est :

- 350 à 400 kg de ciment
- 175 à 200 l d'eau
- 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm)
- 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps (durabilité).

I.6. b. Béton armé :

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

a. Résistances mécaniques du béton :

a.1. Résistance du béton à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée fc28.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \le 40\ Mpa \qquad F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

Lorsque l'âge du béton dépasse les 28 jours, on peut admettre une résistance au plus égale à $1.10\, f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

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

f_{c28} **(MPA)**	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	10,6	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38.5	44

a.2.Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

1. En traction directe ;
2. En traction par fondage ;
3. En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

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

a.3.Coefficient de POISSON (υ) :

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple

(Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "),

Le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS);

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

a.4.-Module de déformation longitudinale:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à:

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

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

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

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

I.6.c.Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

a. Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	F_e (MPA)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 8$	400
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

b.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé : $E_s = 2.10^5 MPa$.

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

Principe de calcul du CBA 93 :

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur:
  - Equilibre statique.
  - L'ouverture des fissures.
  - La stabilité de forme.
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur:
  - La compression du béton.
  - L'ouverture des fissures.
  - La déformation.

➢ **E.L.U de résistance :**

1. Contrainte du béton en compression :

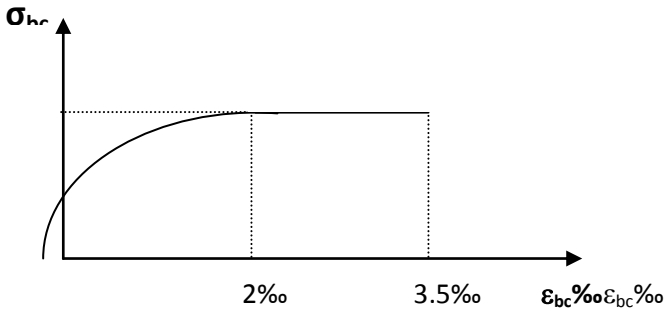


Figure.I.1: Diagramme contrainte déformation du béton.

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

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale.

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

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

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

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

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$ [1]
- Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$ [1]

3. Contrainte limite de l'acier:

A L'E. L.U, la contrainte limite de l'acier est:

$$\overline{\sigma_s} = F_e / \gamma_s$$

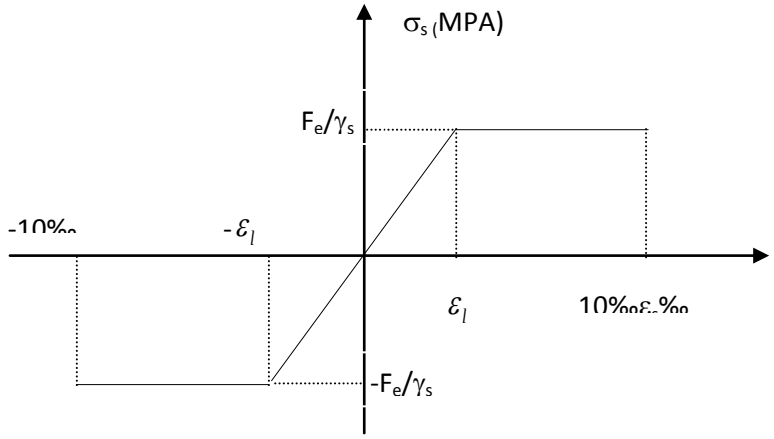


Figure. I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton a ELU.

Avec :

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

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

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

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier

ε_l : Allongement ou raccourcissement limite

$\varepsilon_s = Fe/\gamma_s . E_s$ D'où : $\quad \varepsilon_s = \Delta L / L$

➢ **A l'E.L.S :**

1. E.L.S de compression de béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{cj}$ [1]

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

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

Contrainte limite de l'acier :

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

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

g. Protectiond'armatures (art A. 7 -2 -4 BAEL 93):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (e) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- c ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- c ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- c ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Conclusion : Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25MPa$

$f_{t28} = 2.1MPa$

$E_{i28} = 32164.2MPa$

$E_{v28} = 10819MPa$

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

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

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

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

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

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

II.1. Introduction :

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

Le calcul de prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- les planchers.
- les poutres.
- les poteaux.
- les voiles.

II .2. Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule l'aide des deux formules suivantes:

$$L/25 \leq \mathbf{ht} \leq L/20$$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée axe.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 5,37 m.
- $537/25 \leq \mathbf{ht} \leq 537/20 \Rightarrow 21{,}48\text{cm} \leq \mathbf{ht} \leq 26{,}85$ cm.

On choisit :

ht = 25 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)

d = 20cm (hauteur de corps creux).

e = 5cm (hauteur de la dalle de compression).

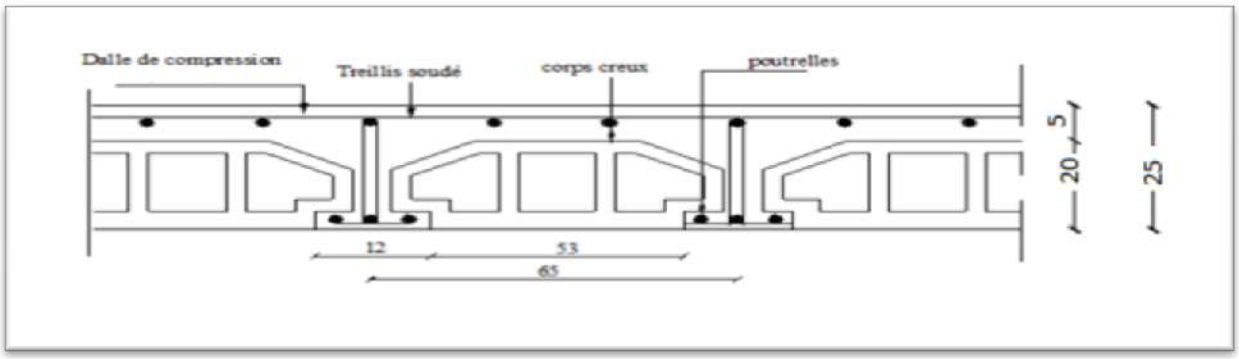


Figure .II.1. Dimensionnement de plancher corps creux.

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

- ht ≥ 16 cm

D'où on a : 25 cm > 16 cm (condition vérifiée).

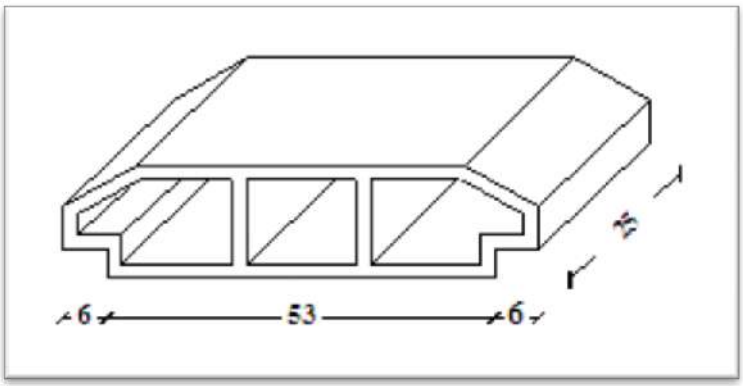


Figure .II.2. Dimensions du corps creux.

II .2.2. Les dalles pleines :

Ce type de plancher va être utilisé pour la terrasse incliné, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis :

Critère de résistance :

- L /45 ≤ ep ≤ L/40 …(CBA93)

Ou :

- L : la plus grande portée mesurée nus d'appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 5,99 m.
- 599/45 ≤ ep ≤ 599/40 ⇒ 13,31 cm ≤ ep ≤ 14,97cm.

Sécurité contre l'incendie :

- ep= 7 cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
- ep= 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux heures.

On choisit : ep = 15 cm.

II.3. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

II.3.1. Maçonnerie :

II.3.1.1. Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau .II.1. Charge permanent du mur simple cloison.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Plaitre	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	1,62

II.3.1.2. Murs extérieurs (double-cloison) :

Tableau .II.2 . Charge permanente 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
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Lame d'aire	0,01	-	-
4	Brique creuse	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G	2,52

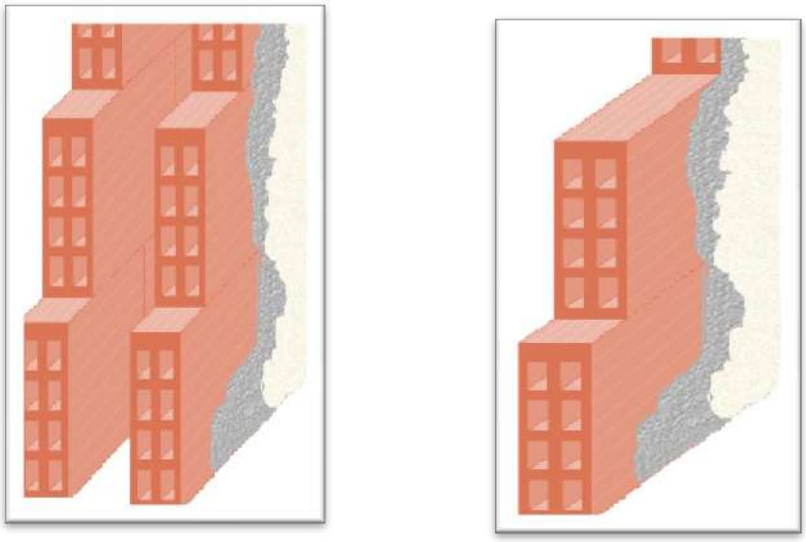


Figure .II.3. Mur double cloison (gauche) ; Mur simple cloison(droite).

II.3.2. Plancher terrasse :

II.3.2.a. Charges permanentes :

Tableau .II.3. Charge permanente du plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0,05	0,90
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier kraft	-	0,05
4	Forme de pente	0,16	2,2
5	Plaque de liège	0,04	0,16
6	Pare vapeur	0,01	0,06
7	Film polyane	-	0,01
8	Planche corps creux	0,20+0,05	3,30
9	Enduit de plâtre	0,02	0,2
		G	7,04

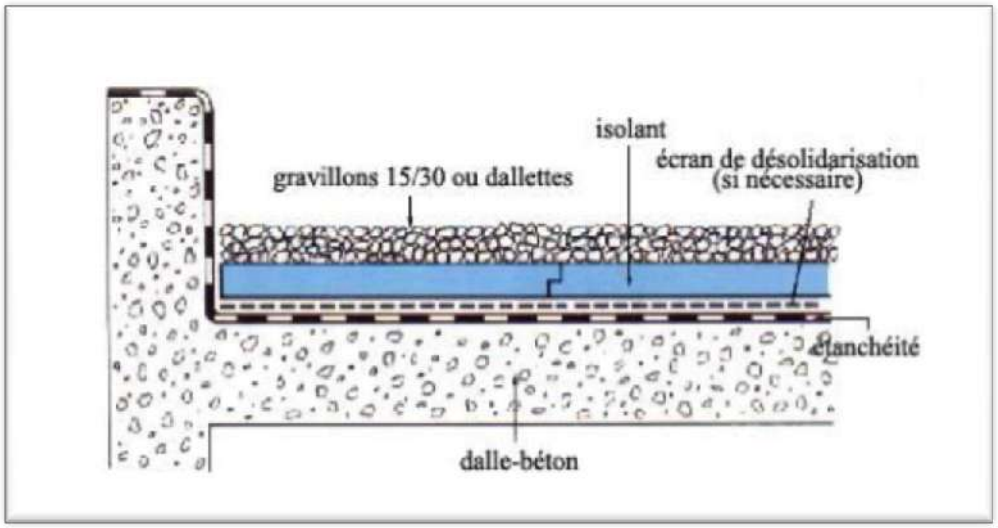


Figure .II.4 . Composants d'un plancher terrasse.

II.3.2.2. Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m.

II.3.3. Plancher courant :

II.3.3.1. Charges permanentes :

Tableau .II.4. Charge permanente du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Lit de sable	0,03	0,54
2	Carrelage	0,02	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,4
4	Planche corps creux	0,20+0,05	3,30
5	Enduit de plâtre	0,02	0,2
6	mur simple cloison	0,1	1,62
		G	6,50

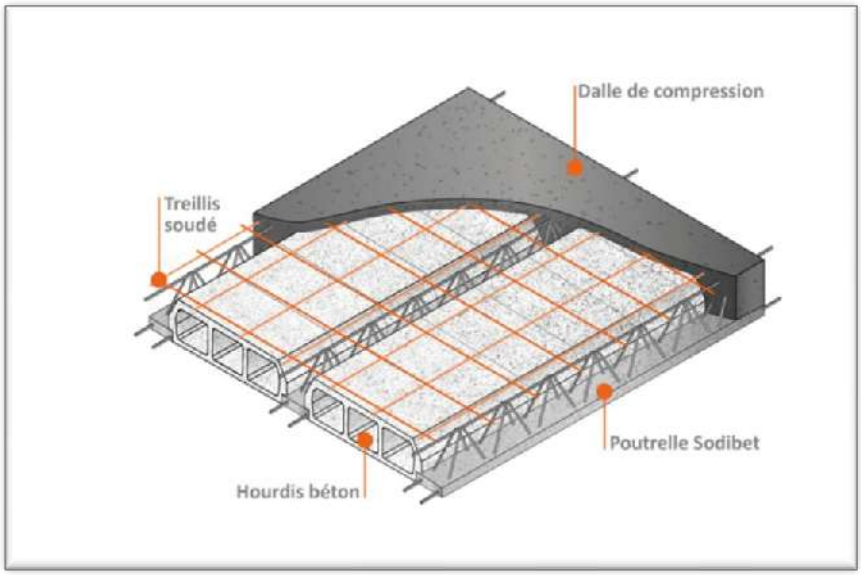


Figure .II.5 . Composants d'un plancher courant.

II.3.3.2. charges d'exploitation :

Tableau .II.5. Surcharges d'exploitation du plancher courant.

	Habitation	commercial	parking
Charges d'exploitation (kN/m²)	1,5	5	2,5

II.3.4. Dalle pleine :

II .3.4.1. Balcons de la terrasse :

Tableau.II.6. Charge permanente due aux balcons de la terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poid surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0,05	0,90
2	Etanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Papier Kraft		0,05
4	Forme de pente	0,15	2,20
5	Film polyane		0,01
6	Liège (isolant thermique)	0,04	0,16
7	Pare vapeur	0,01	0,06
8	Dalle pleine	0,15	3,75
9	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	7,61

II.3.4.2. Balcons de l'étage :

Tableau.II.7. Charge permanente due aux balcons d'étage.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Mortier de pose	0,02	0,44
2	Carrelage	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,03	0,54
4	Etanchéité	0,02	0,12
5	Dalle pleine	0,15	3,75
6	Enduit de ciment	0,02	0,36
		G	5,61

II.3.4.3. Surcharge d'exploitation du balcon :

$Q=3,5kN/m^2$.

II.4. Prédimensionnement des poutres:

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

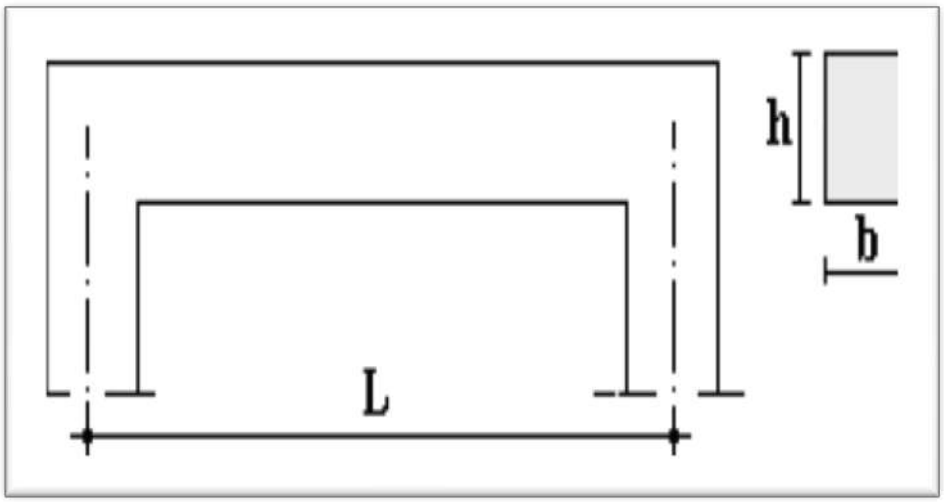


Figure.II.6. Dimensionnement de la poutre.

- b: largeur de la base de la poutre.
- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée à nus d'appuis.

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0,3h ≤ b ≤ 0,7h

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: ►► Art [7.5.1] ◄◄

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4
- bmax ≤ 1,5+b1

Tableau.II.8.prédimensionnement des poutres.

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	Lmax= 5,43m ⇒36,20cm ≤ h ≤ 54,30cm on adopte h = 40 cm ⇒12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	Lmax = 5,07m ⇒ 33,80 ≤ h ≤ 50,7cm on adopte h =35 cm ⇒10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=40cm≥30cm h/b=1,33 ≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥20cm h/b=1,16≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥1/16)	(h/L=0,073 ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)	(h/L=0,069) ≥ (1/16=0,0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 40 cm ; b = 30 cm	h = 35 cm ; b = 30 cm

II.5. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).}

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- ✓ choix du poteau le plus sollicité ;
- ✓ calcul de la surface reprise par le poteau ;
- ✓ détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;

- ✓ les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du (Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003).

II.5.2. Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

- ✓ Min $(b_1, h_1) \geq 30cm$: Zone III
- ✓ Min $(b_1, h_1) \geq \frac{he}{20}$
- ✓ $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4.$

Tableau.II.9.pré dimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		7ème	6ème	5ème	4ème	3ème
Dimension dupoteau	b (cm)	35	35	35	40	40
	h (cm)	35	35	35	40	40
Niveau d'étage		2ème	1er	RDC	1ème SS	2er SS
Dimension du poteau	b (cm)	40	45	45	50	50
	h (cm)	40	45	45	50	50

II.5. 3. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

- ➢ 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :
- ➢ Soit encastré dans un massif de fondation.
- ➢ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- ➢ L0 : dans les autres cas.

II.5.4. Calcul de l'effort Nu :

L'effort normal admissible est :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $\bar{N}_u$: Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,50 &γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- f_{c28} et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\frac{\lambda}{35})^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6(\frac{50}{\lambda})^2 \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tableau .II.10. Calcule de $\bar{N}_u$ du poteau.

Etage	Dimension	B_r(mm²)	L_f= 0.7*L_0	ʎ	A	A_s (mm²)	$\bar{N}_u$ (kN)
7ème	35x35	108900	2,14	21,20	0,79	122,50	1630,95
6ème	35x35	108900	2,14	21,20	0,79	122,50	1630,72
5ème	35x35	108900	2,14	21,20	0,79	122,50	1630,72
4ème	40x40	144400	2,14	18,55	0,80	160	2196,85
3ème	40x40	144400	2,14	18,55	0,80	160	2196,85
2ème	40x40	184900	2,14	16,49	0,80	202,50	2844,08
1er	45x45	184900	2,14	16,49	0,81	202,50	2844,08
RDC	45x45	184900	2,14	16,49	0,81	202,50	2844,08
1ème S_S	50x50	230400	1,75	12,12	0,83	250	3613,84
2er S_S	50x50	230400	1,75	12,12	0,83	250	3613,84

.

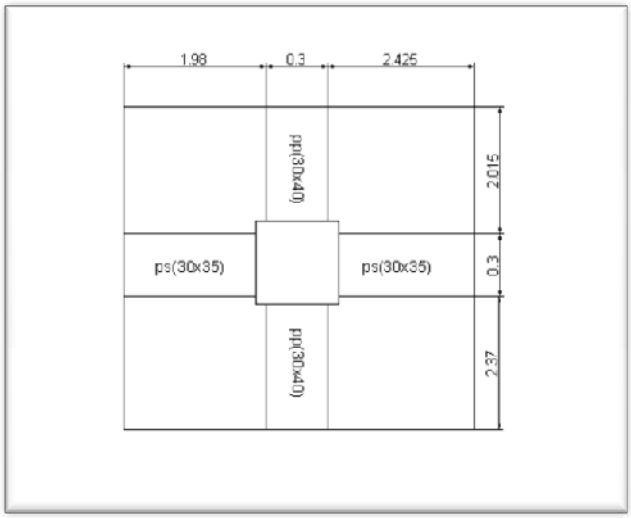


Figure.II.7.représentation du poteau le plus sollicité d'étage.

On a S_t = (1,98+2,435+0,3)*(2,015+2,37+0,3) donc: S_t = 22,08cm^2.

S_p= (1,98+2,435)*(2,37 +2,015) donc: S_p=19,35 m^2.

II.5.5.Détermination des charges et surcharge :

Poutres principales : G_{pp}= b*h*L_p*poids volumique du bèton.

Poutres secondaire : G_{ps}=b*h*L_s*poids volumique du bèton

Poids des planchers :Gpl=$G_{plancher}$ *S $_{plancher}$

Poids propre des poteaux : G_{pot}= b*h*h_e*poids volumique du bèton

Donc $G_{terasse}$=$G_{pp+}$$G_{ps+}$Gpl+ G_{pot}

II.5.6. Descente des charges : ►► [Art 6.3] ◄◄

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

II.5.6.a. Charges d'exploitation :

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

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,……, Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.
- Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

On utilise le

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$$

Cette équation est donnée par « BAEL 91 modifié 99 ».

Loi de dégression des charges :

Plancher NIV7 : $Q_0 = 1{,}00$

Plancher NIV6: $Q_0+Q_1 = 2{,}50$

Plancher NIV5 : $Q_0+0{,}95(Q_1+Q_2) = 3{,}85$

Plancher NIV4 : $Q_0+0{,}90(Q_1+Q_2+Q_3) = 5{,}05$

Plancher NIV3 : $Q_0+0{,}85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 6{,}1$

Plancher NIV2 : $Q_0+0{,}80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 7$

Plancher NIV1 : : $Q_0+0{,}75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 7{,}75$

Plancher RDC : $Q_0+0{,}7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 10{,}8$

Plancher SS(-1) : $Q_0+0{,}65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 13{,}35$

Plancher SS(-2) : $Q_0+0{,}6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 13{,}9$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.11. Détermination des surcharges d'exploitation.

Etage	q(kn/m²)	ST(m²)	Q(kn)	3+n/2n	Qcum (Kn)
7ème	1	22,08	22,08		22,08
6ème	1,50	22,08	33,12	1	55,20
5ème	1,50	22,08	33,12	0,95	85,01
4ème	1,50	22,08	33,12	0,90	111,50
3ème	1,50	22,08	33,12	0,85	134,69
2ème	1,50	22,08	33,12	0,80	154,56
1er	1,50	22,08	33,12	0,75	171,12
RDC	5	22,08	110,40	0,70	238,46
1er S_S	2,50	22,08	55,20	0,65	258,89
2eme S_S	2,50	22,08	55,20	0,60	240,67

L'effort normal ultime de résistance :

Nu = 1.35G+1.5Q

Nu = Nu+ 10% Nu = 1.1 Nu.

Tableau. II.12 .vérifications du ($1.1N_u \leq \bar{N}_u$)

NIV	G (kN)		G (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\bar{N}_u$ (kN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
7ème	P_P	13,17	169,45	169,45	22,08	261,88	288,06	1630,95	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	8,45							
	P_L	136,22							
6ème	P_P	13,17	159,00	328,45	55,20	526,21	578,83	1630,72	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	8 ,45							
	P_L	125,78							
5ème	P_P	13,17	159,00	487,45	85,01	785,57	864,12	1630,72	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	8,45							
	P_L	125,78							
4ème	P_P	13,17	161,59	649,04	111,50	1043,46	1147,80	2196,85	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	11,04							
	P_L	125,78							
3ème	P_P	13,17	161,59	810,62	134,69	1296,37	1426,01	2196,85	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	11,04							
	P_L	125,78							
2ème	P_P	13,17	161,59	972,21	154,56	1544,33	1698,76	2844,08	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	11,04							
	P_L	125,78							
1er	P_P	13,17	164,52	1136,73	171,12	1791,27	1970,39	2844,08	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	13,97							
	P_L	125,78							
RDC	P_P	13,17	164,52	1301,25	238,46	2114,39	2325,82	2844,08	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	13,97							
	P_L	125,78							
1ème S_S	P_P	13,17	147,08	1448,33	258,89	2343,57	2577,93	3610,43	OUI
	P_S	11,60							
	P_T	13,75							
	P_L	108,55							
	P_P	13,17							

2er s_s	P_S	11,60	164,30	1612,63	240,67	2538,05	2791,86	3610,43	OUI
	P_T	13,75							
	P_L	125,78							

II.5.7. Vérification selon le RPA99v2003 :

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau.II.13.vérifications de coffrage des poteaux.

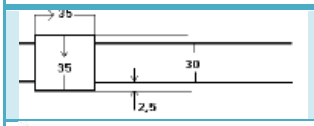
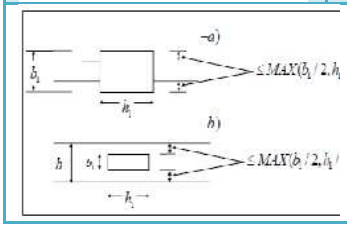
Condition à vérifier	**Application de condition**	**Vérification**
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35 cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3,06 – 0,30)/20=13,80cm	Oui
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	Oui

II.5.9. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier :

- $b_{max} \leq 1.5h1+b1$
- $d \leq Max\ (b1/2;h1/2)$.

Tableau.II.14.vérification aux zones nodales.

	b_{max}	$h_{1(cm)}$	$b_{1(cm)}$	$B_{max} \leq 1.5h1+b1$	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	d ≤ Max (b1/2;h1/2)
	30	35	35	Oui	2,5	17,5	Oui
	30	35	35	Oui	10	17,5	Oui

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant { la condition L ≥ 4 a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité Aux extrémités.

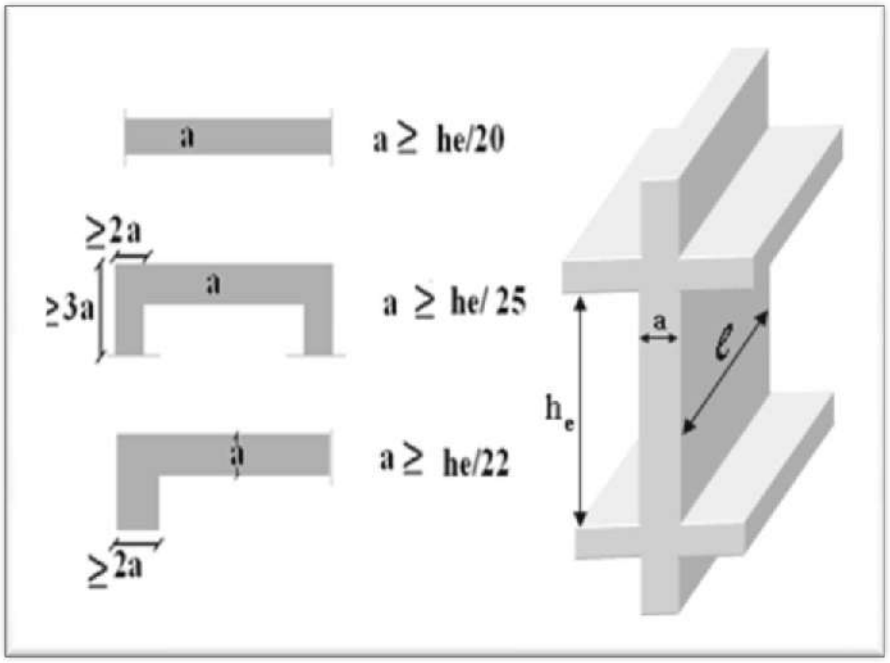


Figure.II.8. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).

Donc:

- he= 3,06-0,35=2,71m.
- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥ MAX(15 cm ; 10,84 cm;12.31 cm;13,55 cm)

a≥15 cm

On adopte : a =15cm .

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

Remarque :

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique. On adopte la section (35x45) pour les poutres principales de parking y compris une charge élevée.

III.1. Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

• Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et à la Stabilité de l'ensemble en général.

• Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

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

III. 2.L'acrotère :

III.2 .1. Définition :

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

Il est réalisé en béton armé, soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher-terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous :

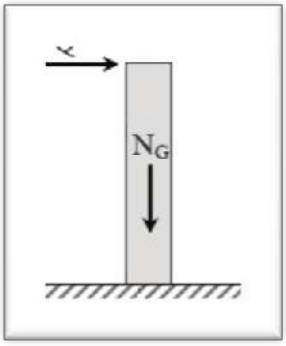


Figure III.1. Les charges de l'acrotère.

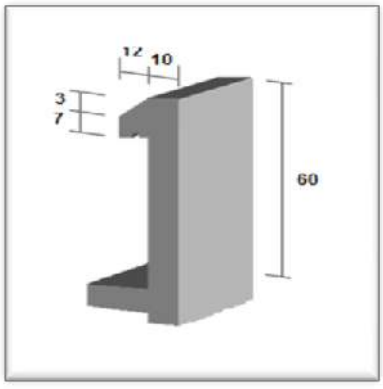


Figure III.2. Dimension de l'acrotère.

III.2.2. Évaluation de Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1. Les charges.

Charge permanente G [KN/ml]	[(0,6*0,1) + (0,07*0,12) + (0,03*(0,12/2))]*25*1=1,755
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III.2.3. Calcul des efforts :

Tableau III.2. Les efforts sur l'acrotère.

	E.L.U	E.L.S
Effort normal: N_u (kN)	1,35 * G=1,35*1,755= 2,369	G = 1,755
Effort tranchant: T_u (kN)	1,5 * Q = 1,5*1=1,5	Q = 1
Moment d'encastrement : M_u (kN.m)	1,5 * Q * h =1,5*1*0,6=0,9	Q * h = 0,6

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Avec : f_{c28} =25 MPa .σ_s = 348 MPa .

f_{t28}=2,1 MPa . d=7,5 cm .

fe = 400 MPa. h=10 cm, b =100 cm .

σ_{bc} =14,2 MPa . c= c'=2,5 cm.

III.2.4.Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9x100}{2,369} \Rightarrow \quad e_0 = 38,00\text{cm}.$$

Où l'enrobage est: c= c' = 2,5 cm

On a : e_0=38,00 cm $> \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5cm$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcul la section d'armature en flexion simple sous l'effet du moment M, puis on déduit la section d'armatures réelle en flexion composée (on adopte un ferraillage symétrique) .

III.2.5.Calcul du moment de flexion :

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

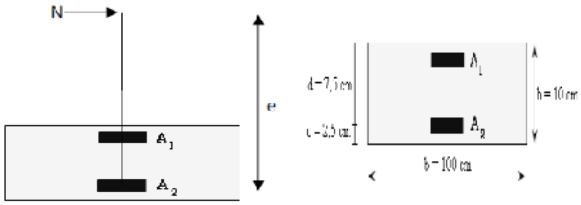


Figure III.3. Section de B.A a l'ELU.

$e = e_0 + (h/2-c) \Rightarrow e = 40{,}50cm.$

$M_1 = Nu \times e \Rightarrow M_1 = 0{,}96$ KN.m.

III.2.6.Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fait en flexion simple:

$$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$$

Donc : ß = 0,994

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}346 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}35\text{cm}^2$

$A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$

Donc: $\begin{cases} A = 0{,}35\,\text{cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

III.2.6.1.Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1\,\text{cm}^2 > A = 0{,}35\ \text{cm}^2$$

Donc : A = Amin = 1,00 cm^2

On adoptera : A = 4HA8 =2,01cm^2

III.2.6.2.Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}502 \leq Ar \leq 1{,}005.$

Donc, on prendra : Ar = 4HA8 = 2,01cm².

Espacement:

$S_t = 20cm \leq S_{min}$ = min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm. (cv)

$S_{tr} = 15cm \leq S_{min}$ = min [4h=40 cm; 45 cm]=40cm. (cv)

b-Vérification àl'ELS :

Données : N_{ser} = 1,755 KN.

M_{ser} = 0,6KN.m.

III.2.6.3.Calcul de l'excentricité:

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0{,}6 \times 10^2}{1{,}755} = 34{,}19\ cm$.

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2{,}5 = 2{,}5\ cm \leq e_0 = 34{,}19 cm$.

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{Ser}} \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: $B_o = b.h + 15\ (A + A') \Rightarrow B_o = 1035,4\ cm^2$;

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\ (Ac + A'd)] \Rightarrow \upsilon_1 = 5{,}06$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2 = 4{,}94$ cm.

$I = \frac{b}{3}\ (\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15\ [A(\upsilon_1 - c_1)^2 + A'(\upsilon_2 - c'_2)^2] \Rightarrow I = 8550,99\ cm^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}671$cm. **Donc :**

$e_0 = 34{,}19 > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}671$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

III.2.6.4.Détermination d'y1 :

Pour déterminer y_1, il faut résoudre l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

Tels que y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -29.19 cm < 0". $\begin{cases} p = -2489{,}80 \ cm^2 \\ q = 47307{,}84 \ cm^2 \end{cases}$

D'où l'équation (*) devient : $y_2^3 + (-2489{,}80)\, y_2 + 47307{,}84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -48{,}56x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0{,}989 \Rightarrow \varphi = 171{,}60° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57{,}61cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31{,}20cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57{,}54cm \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26{,}33cm \end{cases}$.

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante:

$0 < y_1 = y_2 + C < h$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve : $y_2' = 31{,}20$ cm

$y_2'' = -57{,}54$ cm rejetée comme valeur (< 0)

$y_2''' = 26{,}33$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors **:** $0 < y_1 = 31{,}20 + (-29{,}19) = 2{,}01$ cm $< h = 10$ cm

Donc on prend : $y_2 = 31,20$ cm.

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

$$S_{xx'} = 36,48 cm^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36480} = 0,048 N/mm^3$$

Donc : $\sigma_b = k y_1 = (0,048) \times 20,1 \Rightarrow \sigma_b = 0,96$ MPa

Et : $\sigma_s = 15\ k\ (d - y_1) = 15 \times 48 \times 10^{-3}(75-20,1) = 39,53$ MPa

Donc, on obtient :

$\sigma_b = 0,96$ MPa $\leq \bar{\sigma}_b = 0,6\ fc28 = 15$ MPa **(c.v)**

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333,33\,\text{MPa}\ ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201,633\,\text{MPa}\right] = 201,633\,\text{MPa}$$

Avec $\eta = 1.6$ (fissuration préjudiciable).

$\sigma_s = 39,53$MPa $\leq \bar{\bar{\sigma}}_s$ (cv)

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.2.6.5.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0,90}{0,9 \cdot 0,075} \Rightarrow T = -11,83 < 0$$

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

a)Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0,02\,\text{MPa}$$

Et : $\bar{\tau}$ = min [0,15; 4 Mpa] = 2,5 Mpa (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau u = 0,02$ Mpa $< \tau u = 2,5$Mpa

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

b) Vérification de l'acrotère au séisme:(RPA.99 version 2003):

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage 2, zone sismique III).

C_p = facteur de force horizontale.

W_p =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0,25

C_p = 0,8

W_p = 1,755 KN

$F_p = 4.A.Cp.Wp = 4\times0,25\times0,8\times1,755 = 1,40$ KN < 1.5Q =1.5 KN….(cv)

Donc: L'acrotère résiste à la force sismique.

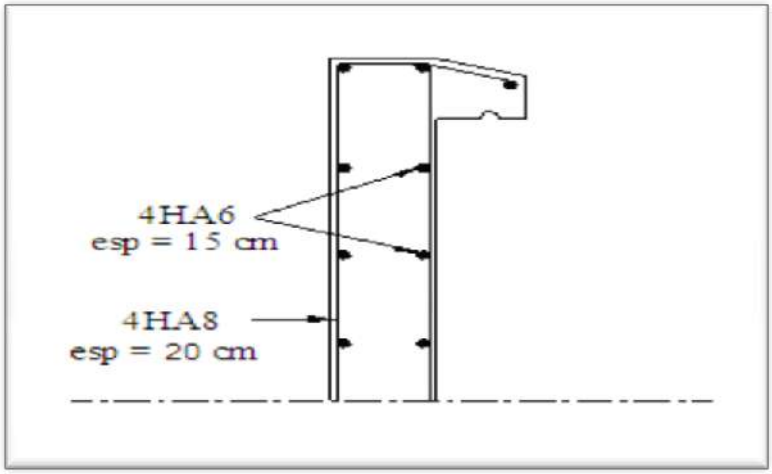


Figure.III.4. Ferraillage de l'acrotère.

III.3.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cmd'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur L'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.

III.3.1.Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

Avant coulage :

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande

de 1kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

III.3.1.1.Calcul avant coulage:

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge dû à l'ouvrier.

✓ **Calcul des charges permanentes et surcharges d'exploitation:**

Tableau.III.3. Charges permanentes et surcharges d'exploitation des poutrelles

La travée L (m)	**Q (KN)**	G (KN/ml)	
5 ,37	2,68	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0,12×0,05×25 =0,15	0,65×1 = 0,65
		0,80	

✓ **Calcul des moments :**

Tableau.III.4. Moments statiques des poutrelles

Moments
$M_G = \frac{GL^2}{8} = 2{,}88KN.m$
$M_Q = \frac{QL}{4} = 3{,}60KN.m$
M_u=1,35M_G+1,5M_Q=9,30KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2} = \frac{9{,}30\times10^6}{120\times14.2\times(23)^2} = 10{,}31 > \mu_l = 0{,}392 \qquad A' \neq 0$$

Conclusion :

Cette valeur de μ=10,32 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est détermine de façon a éliminé le risque de déformation.

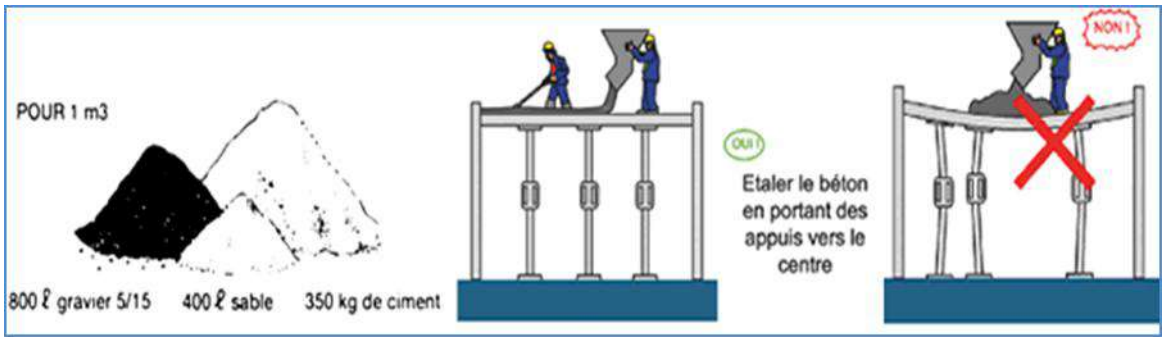


Figure III.5. Choix de disposition des étaiements.

✓ **Calcul des étaiements :**

C'est à partir du calcul du moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, On détermine alors "μ" pour la comparer avec "μ_l", si ce coefficient est supérieur au premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

Tableau III.5. Calcul de nombre d'étaiement.

N étais	**L poutrelle** (m)	**G** (KN)	**Q** (KN)	**M_G** (KN.m)	**M_Q** (KN.m)	**M_u** (KN.m)	**U**	**U_l**	**vérifier**
0	5,37	0,8	2,69	2,88	3,60	9,30	10,32	0,392	CNV
1	2,69	0,8	1,34	0,72	0,90	2,32	2,58	0,392	CNV
2	1,79	0,8	1,00	0,32	0,45	1,10	1,22	0,392	CNV
3	1,34	0,8	1,00	0,18	0,34	0,75	0,83	0,392	CNV
4	1,07	0,8	1,00	0,12	0,27	0,56	0,62	0,392	CNV
5	0,54	0,8	1,00	0,03	0,13	0,24	0,27	0,392	CV

Alors il faut prévoir cinq étaiements le long de la travée espacés de 0,54m .Pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.3.1.2.Calcul Après coulage :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Te encastrée partiellement à ces deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de Compression, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

a).Méthode de calcul des poutrelles:

a.1.méthode forfaitaire :

- **conditions d'application :**

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties : Q ≤ Min (2.G et 5 KN/m2)

Charges concentrées : P ≤ Min (Q/4 et 2 KN).

Avec : P : charge permanente concentrée (en KN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en KN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

Le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

Le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0,8 et 1,25

- **conditions concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Exposé de la Méthode de calcul (Forfaitaire) : [C.B.A93]

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments satisfaisants aux conditions suivantes:

- La surcharge d'exploitation : $Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000 N/mm^2 \end{cases}$
- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être constants et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible, Si les conditions ne sont pas satisfaites; on utilisera la méthode des trois moments

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \qquad M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq Max\begin{cases} 1.05M_0 \\ (1+0.3\alpha)M_0 \end{cases}$$

Avec : M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e: Moment max sur l'appui droit.

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

M_t : Moment en travée.

$M_a \geq 0.6\ M_0$ (pour les poutres à deux travées).

$M_a \geq 0.5 M_0$ (pour les appuis voisins des appuis de rive des poutres ayant plus dedeux travées) .

$M_a \geq 0.4\ M_0$ (pour les autres appuis intermédiaires des poutres ayant plus de trois travées) .

$M_a = 0.3 M_0$ (pour les appuis de rives), Avec M_a : Moment à l'appui.

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

Avec : T_ω : effort tranchant à gauche de la travée

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

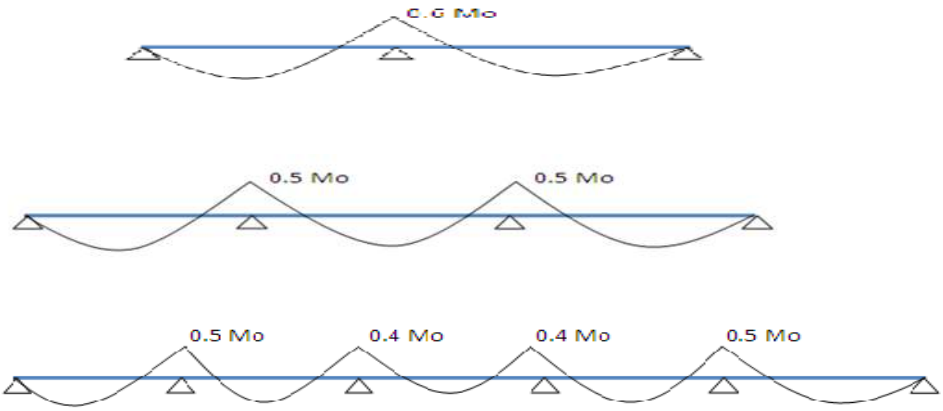


Figure.III.6. Moment en travée et en appui de méthode forfaitaire.

- **Remarque :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable on fait appel à la méthode de **Caquot**

a.2.méthode de Caquot :

Tableau.III.6. Méthode de Caquot.

Moment isostatique M_0	$M_0 = \frac{ql^2}{8}$	
Moment en travée M_t	$M_t = M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$	
Moment à l'appui M_a	Appui de rives	$M_A = 0{,}2M_0$
	Appui intermediaries	$M_B = \frac{q_w . l_w'^3 + q_e . l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')}$
longueurs fictive l'	Travée de rive	l
	Travée intermediaries	0,8l
Effort tranchant T	T_w	$T_w = T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$
	T_e	$T_e = -T_0 + \frac{M_e - M_w}{l}$

Avec :

- M_0 : moment isostatique.
- M_w, Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2. Calcul des charges et surcharges :

Tableau.III.7. Actions de calcul des poutrelles après coulage.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Pu (KN/m)	Pser (KN/m)
Plancher terrasse	7,04×0,65 = 4,58	1×0,65 = 0,65	7,16	5,23
Plancher courant	6,50×0,65 = 4,23	1,5×0,65=0,98	7,18	5,21
RDC	6,5×0,65=4,23	5×0,65=3,25	10,58	7,48
Plancher de sous-sol	6,5×0,65=4,23	2,5×0,65=1,63	8,15	5,86

III.3.3.Sollicitations de calcul :

Les calculs sont fait pour les poutrelles de plancher d'étage ayant la plus grande sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

- **Vérification si la méthode forfaitaire est applicable** :

$$Q \leq \begin{cases} 2G = 14{,}08\ kN/m^2 \\ 5\ kN/m^2 \end{cases}$$ **(C.V).**

L'inertie est constante pour toutes les travées.

0.8 < LAB / LBC < 1.25 ⟶ 0.8 < 0,63 < 1.25 **sept travées (C.N.V)**

0.8 < LAB / LBC < 1.25 ⟶ 0.8 < 1,89 < 1.25**quatre travées (C.N.V)**

0,8< LAB / LBC < 1.25 ⟶ 0.8 < 0,95< 1.25 **trois travées (C.V)**

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, alors on utilise la méthode de CAQUOT.

- **Plancher d'habitation :**

a. Poutrelle sept travées :

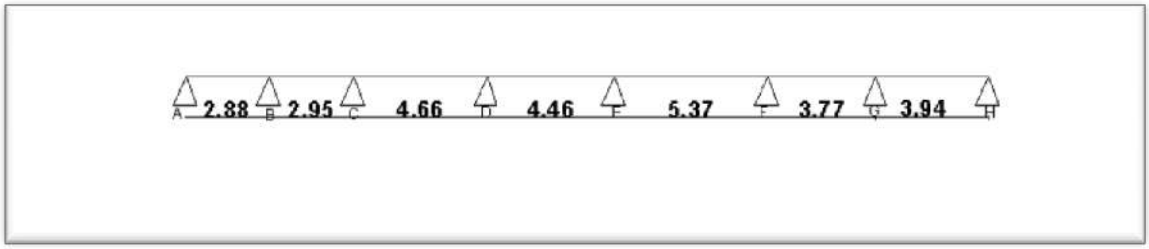


Figure.III.7. Charges revenant à la poutrelle (ètage courant).

a.1.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	**T_e (kN)**
A-B	7,44	3,71	1,49	5,97	8,78	-11,90
B-C	7,81	0,32	5,97	9,01	9,56	-11,62
C-D	19,49	9,35	9,01	11,26	16,25	-17,21
D-E	17,85	5,53	11,26	13,40	15,53	-16,49
E-F	25,88	13,02	13,40	12,33	19,48	-19,08
F-G	12,76	1,21	12,33	10,76	13,95	-13,12
G-H	**13 ,93**	**7,16**	**10,76**	**2,79**	**16,17**	-12,12

T(KN)

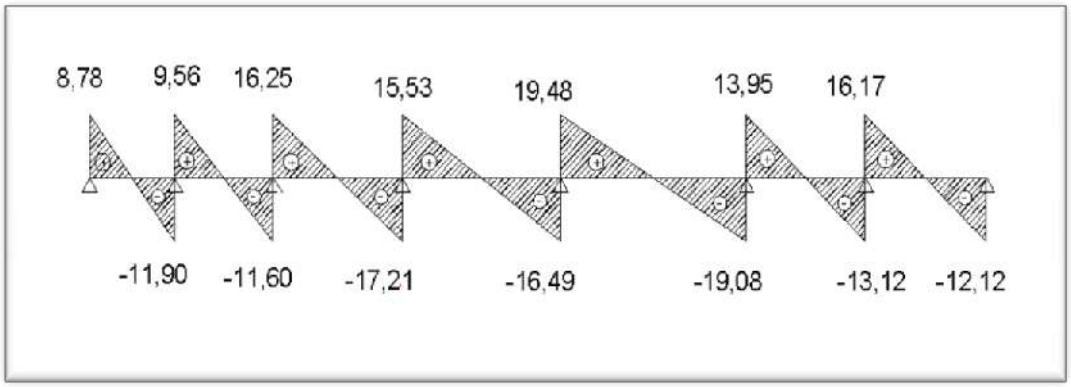


Figure.III.8. Diagramme d'effort tranchant pour les poutrelle a sept travées(ELU).

M(KN.m)

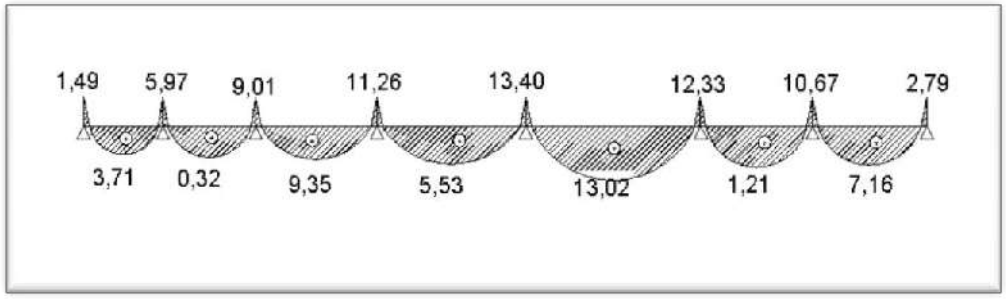


Figure.III.9. diagramme de moment pour la poutrelle à sept travées (ELU).

a.2. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Moment fléchant dans la poutrelle à sept travées (ELS).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	**M_e (kN.m)**
A-B	5,40	2,70	1,08	4,33
B-C	5,67	0,23	4,33	6,54
C-D	14,14	6,79	6,54	8,17
D-E	12,95	4,01	8,17	9,72
E-F	18,78	9,45	9,72	8,95
F-G	9,26	0,88	8,95	7,81
G-H	**10,11**	**5,20**	**7,81**	2,02

M(KN.m)

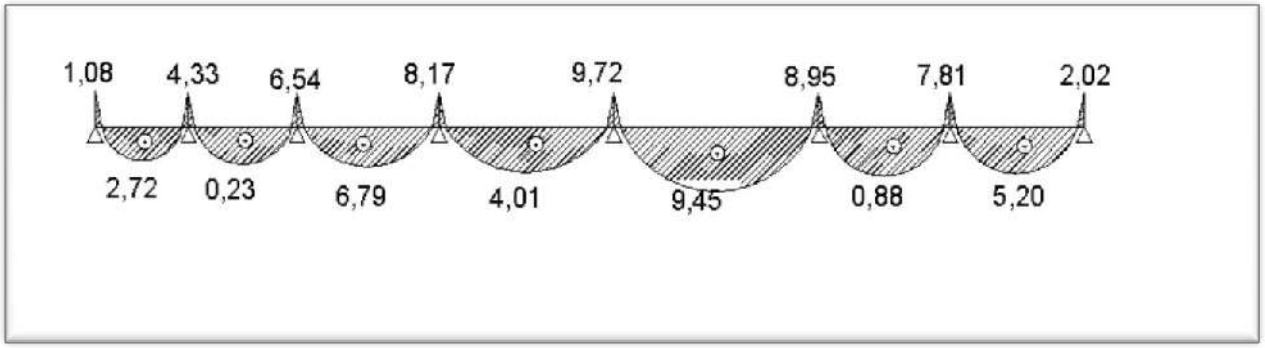


Figure.III.10. Diagramme du moment pour les poutrelles a sept travées (ELS).

b.poutrelles a quatre travées :

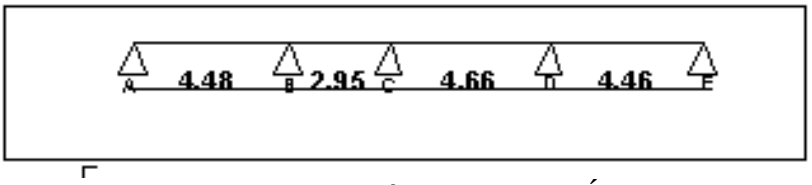


Figure.III.11. Charges revenant à la poutrelle. (Étage courant)

b.1.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELU).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	**T_e (kN)**
A-B	18,01	9,85	3,60	12,73	14,05	-18,12
B-C	7,81	-3,06	12,73	9,01	11,85	-9,33
C-D	19,49	7,73	9,01	14,50	15,55	-17,91
D-E	**17,85**	**8,82**	**14,50**	**3,57**	**18,46**	-13,56

T(KN)

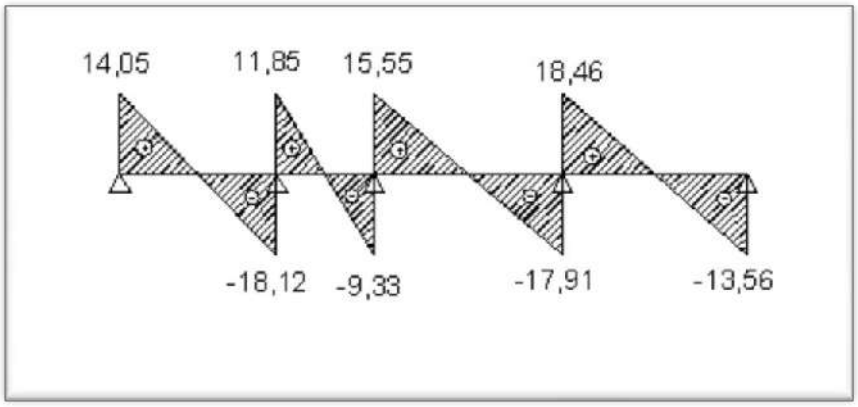


Figure .III.12. Diagramme d'effort tranchant pour la poutrelles a quatre travées (ELU).

M(KN.m)

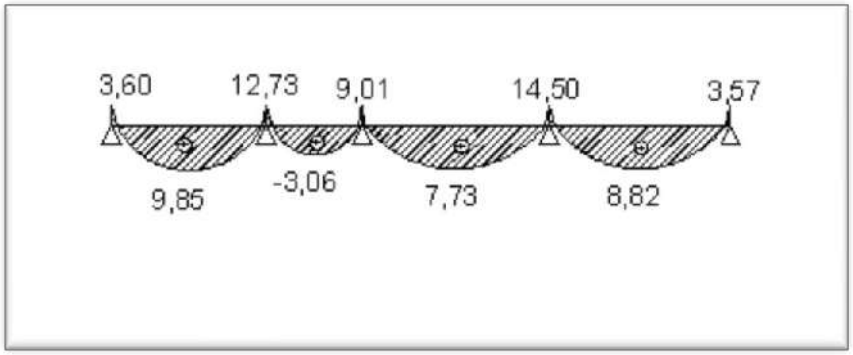


Figure.III.13. Diagramme de moment pour la poutrelle à quatre travées (ELU).

b.2.Détermination des moments à l'Etat Limite Service :

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Moment fléchant dans la poutrelle à quatre travées (ELS).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	13,07	7,15	2,61	9,24
B-C	5,67	-2,22	9,24	6,54
C-D	14,14	5,61	6,54	10,52
D-E	12,95	6,40	10,52	2,59

M(KN.m)

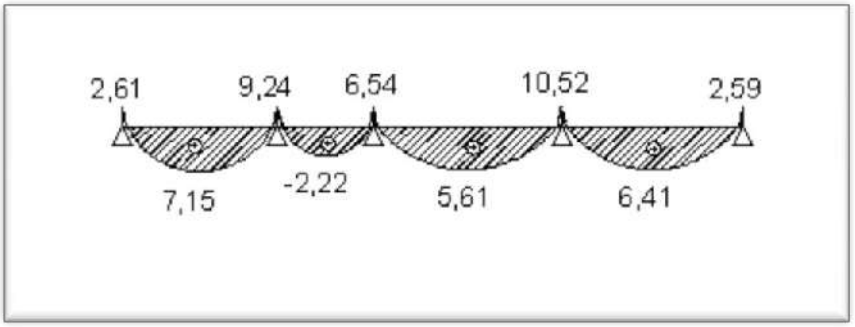


Figure .III.14. Diagramme du moment pour la poutrelle a quatre travées (ELS).

Tableau III.12.Récapitulation des efforts internes.

	ELU			ELS	
	M_{au} (KN.m)	M_{tu} (KN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	$M_{t\ ser}$ (KN.m)
sollicitation	13,40	13,02	19,48	9,72	9,45
référence	7 travées	7 travées	7 travées	7 travées	7 travées

III.3.2.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

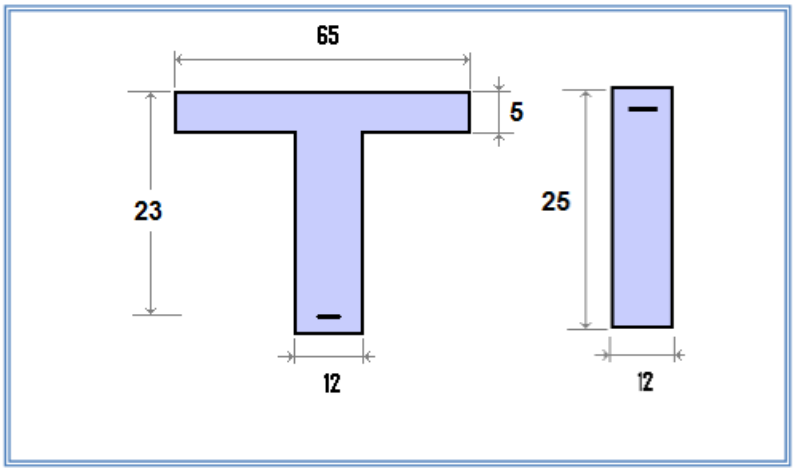


Figure III.15. Les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite)

Béton : f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 65 cm; h = 25 cm; d = 23 cm; h_0=5 cm; b_0= 12 cm.

Acier: FeE400; Fe= 400 MPa; γ_s = 1.15; σ_s = 348 MPa.

Position de l'axe neutre:

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$.

$$M_0 = 65 \cdot 5 \cdot 14.2\left(23 - \frac{5}{2}\right) \Rightarrow \quad \mathbf{M_0 = 94{,}60\ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×25) cm² en flexion simple.

1°/ A L'ELU :

I. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13{,}02 \cdot 10^3}{14{,}2 \cdot 65 \cdot 23^2} \Rightarrow \mu = 0{,}026 < \mu_l = 0{,}392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0,987⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1{,}64\ cm^2$.

On adopte: A **= 3HA12 = 3,39 cm²**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 1{,}64\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 1{,}62\ cm^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 1,64 cm².

Aux appuis :

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×25) cm²

M_{app}=13,40KN.m

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13{,}40.10^3}{12 \cdot 23^2 \cdot 14{,}2} = 0{,}148 < \mu_l = 0{,}392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß = 0,919⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1{,}82\ cm^2$.

On adopte: A **= 2HA12 = 2,26 cm²**

$A = 2{,}26\ cm^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = 0{,}3\ cm^2$ **(C.V)**

Tableau III.13. Calcul et vérification des armatures

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (KN.m)	13,02	13,40
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14,2.(230-50/2)= 94,60$ (KN.m)	
		$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×25) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×25) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,026	0,148
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,987	0,919
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	1,64	1,82
	A_{min} (cm^2)	1,62	0,3
	Le choix	A = 3HA10 = 3,39 cm^2	A = 2 HA10 =2,26 cm^2.

b.Armatures transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement:

$T_{u\ max}$=19,48 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19{,}48x10^3}{120\times 230} = 0{,}70\,\text{MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

onc : τ_u =0,70 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\} = \{7{,}14\ ;\ 16\ ;\ 12\} = 7{,}14\text{mm}$$

On prend : $\phi_t = 6\text{mm} \Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 28{,}27\text{mm}^2$.

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

$a_t = 0{,}28\ \text{cm}^2$ et $n_t = 2 \Rightarrow A_t = a_t n_t = 0{,}56\ \text{cm}^2$.

Espacement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases}0.9d\\40\text{cm}\end{cases} = (20,\ 7;\ 40\ \text{cm})$$

$A_{t\,min} \leq 0{,}003 S_t.b$ RPA99Version2003 ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Rightarrow S_t \geq A_t / 0{,}003.b = 0{,}56 / 0{,}003.12 = 15{,}55\ \text{cm}$

On adopt **St =20cm**

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 200} = 0{,}93\ \text{MPa} \geq 0{,}4\ \text{MPa}\ \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0{,}002 > 0{,}0002\ \textbf{(C.V)}$$

Avec**:** **K=1** $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

$\alpha = 90°$ Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0{,}8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 165{,}6\text{kN}$$

Avec : a = Min [0.9 d ; (C-e-2)] =Min[20,7 ; 26] $\Rightarrow$ **a=20,7 cm**

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)=19,48+[(-13,40)/(0,9x0,23)]= -45,25< 0$

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy} = V_u / a.b_0 \leq \overline{\sigma} = 1.3f_{c28}/\gamma_b$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy} = 0,79MPa < \overline{\sigma} = 21.67$ MPa **(C.V)**

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

2°/ Vérification à l'ELS :

En travée :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0h_0.}{2} - 15A(d-h_0); A' = 0$$

On a: b=65 cm ; d=23 cm ; h_0=5cm ; A=3,39 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65\cdot 5^2}{2} - 15\cdot 3,39\cdot(23-5) = -102,8 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante :

$y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b-b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65-12)5 + 30(3,39)}{12} \Rightarrow D = 42,08$$

$$E = \frac{2(b-b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)5^2 + 30\cdot 3,39\cdot 23}{12} \Rightarrow E = 415,75$$

$\Rightarrow y_1 = 8,25$ cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2 \Rightarrow I = 22622,76cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}\cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{9,45\cdot 10^6\cdot 82,5}{22622,76x10^4} \Rightarrow \sigma_b = 3,44 \text{ MPa.}$$

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

Tableau III.14: Vérification à l'E.L.S En travée

M_{ser} kN.m	A_u cm²	y_1 cm	I_G cm⁴	K N/mm⁴	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
9,45	3,39	8,25	22622,76	0,041	3,44	15.00	(CV)

Tableau III.15: Vérification à l'E.L.S Aux appuis

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	K N/mm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
9,72	2,26	6,25	14766,27	0,065	4,06	15.00	(CV)

.

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{537} = 0{,}046 < 0{,}0625 & \textbf{C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Ma} \Rightarrow 0{,}046 > \frac{9{,}45}{10.9{,}72} = 0{,}097 & \textbf{(C.N.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow 0.012 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque les trois conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

c) calcul de la flèche:

- ✓ Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} =9,45kN.m, $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3{,}39}{12.23}$ =0, 0122

ρ = 1,22 % ⇒β1 = 0,850 (Tableau).

$\sigma s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$ = 142, 58 MPa

$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0{,}0122}$ = 3, 37

λv = 2/5 λi =1, 35.

$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0122 \cdot 142{,}58 + 2{,}1} \Rightarrow$ μ = 0,59

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b-b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b-b_0).h_0 + 15A} = 9{,}06\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I0 = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2$$

$I_0 = 41012{,}41\text{cm}^4$

$$I_{fi} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} = 15096{,}76\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 25111{,}96\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}195$ MPa ; $E_v = 1/3\ E\ i = 10721{,}398$ MPa

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}} = \frac{9{,}45\times10^6\times(5{,}37\times10^3)^2}{10.(32164{,}195.15096{,}76\times10^4)} \Rightarrow f_i = 5{,}612\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}} = \frac{9{,}45\times10^6\times(5{,}37\times10^3)^2}{10.(10721{,}398.25111{,}96\times10^4)} \Rightarrow f_v = 10{,}121\ \text{mm}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 10{,}121 - 5{,}612 = 4{,}51$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$ Avec: $F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{5370}{500} = 10{,}74$ mm

Donc: $\Delta f_t = 4{,}51$ mm $< f_{adm} = 10{,}74$ mm

Tableau.III.16. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P	ß1	σ_s (MPa)	u	λ_i	λ_v
9,45	3,39	9,06	0, 0122	0,850	142,58	0,59	3, 37	1, 35
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
41012,41	15096,76	25111,96	5,37	5,612	10,121	4,51	10,74	C.V

- **Plancher commerciale (RDC):**

a. Poutrelle sept travées :

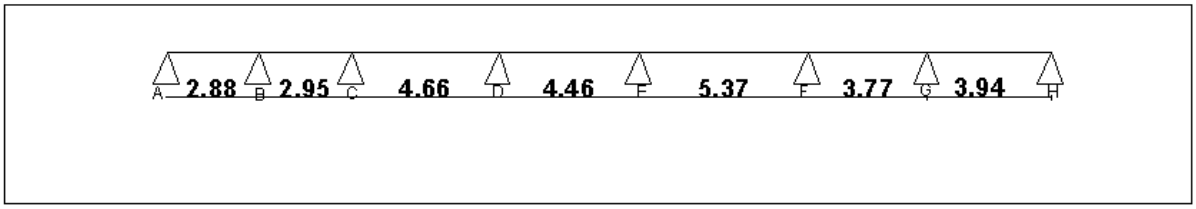


Figure.III.16. Charges revenant à la poutrelle(RDC).

a.1.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	**T_e (kN)**
A-B	10,97	5,47	2,19	8,80	12,94	-17,53
B-C	11,51	0,47	8,80	13,28	14,09	-17,13
C-D	28,72	13,78	13,28	16 ,59	23,94	-25,36
D-E	26,31	8,14	16,59	19,74	22,89	-24,30
E-F	38,14	19,18	19,74	18,17	28,70	-28,11
F-G	18,80	1,79	18,17	15,85	20,56	-19,33
G-H	**20,53**	**10,55**	**15,85**	**4,11**	**23,82**	-17,86

a.2. Détermination des moments à l'Etat Limite de Service :

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	**M_e (kN.m)**
A-B	7,76	3,87	1,55	6,22
B-C	8,14	0,33	6,22	9,39
C-D	20,30	9,75	9,39	11,73
D-E	18,60	5,76	11,73	13,96
E-F	26,96	13,56	13,96	12,84
F-G	13,29	1,26	12,84	11,21
G-H	**14,51**	**7,46**	**11,21**	2,90

b.poutrelles quatre travées :

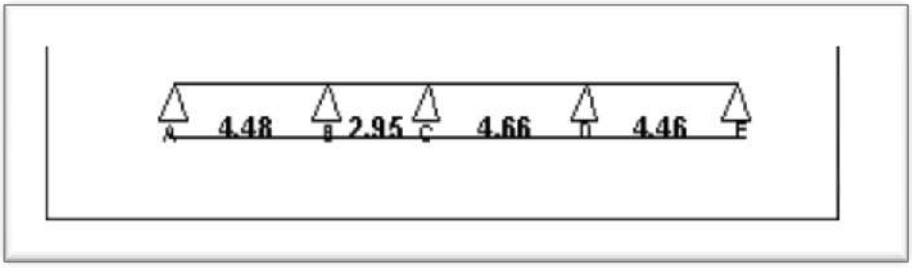


Figure.III.17. Charges revenant à la poutrelle.

b.1.Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELU).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e (kN.m)	T_ω (kN)	**T_e (kN)**
A-B	26,54	14,51	5,31	18,75	20,70	-26,70
B-C	11,51	-4,51	18,75	13,28	17,46	-13,75
C-D	28,72	11,40	13,28	21,36	22,92	-26,39
D-E	**26,31**	**12,99**	**21,36**	**5,26**	**27,20**	-19,98

b.2.Détermination des moments à l'Etat Limite Service :

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.20. Moment fléchant dans la poutrelle à cinq travées (ELS).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	**M_e (kN.m)**
A-B	18,77	10,26	3,75	13,26
B-C	8,14	-3,19	13,26	9,39
C-D	20,30	8,06	9,39	15,10
D-E	**18,60**	**9 ,19**	**15,10**	3,72

Tableau III.21.Récapitulation des efforts internes.

	ELU			**ELS**	
	M_{au}(kN.m)	M_{tu}(kN.m)	T_u (kN)	$M_{a\,se}$ (kN.m)	$M_{t\,se}$ (kN.m)
sollicitations	19,74	19,18	28,70	13,96	13,56
référence	7 travées	7 travées	7 travées	7 travées	7 travées

III.2.4.3.Ferraillage des poutrelles :

a. Calcul des armatures longitudinales:

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

Les résultats obtenus sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.22.Calcul et vérification des armatures**.**

		En travée	**Aux appuis**
ELU	**M_u (KN.m)**	19,18	19,74
	M_0 (KN.m)	$M_0=b.h_0.\sigma_{b\ adm}.(d-h_0/2)=65.10^{-2}.50.14{,}2.(230-50/2)=$ 94,60 (KN.m)	
		$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (65×25) ⇒ calcul en flexion simple	$M_u< M_0\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b×h)= (12×25) ⇒ calcul en flexion simple
	μ	0,039	0,218
	μ_l	0,392	
	$\mu< \mu_l$	Oui	Oui
	B	0,981	0,876
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2,44	2,81
	A_{min} (cm^2)	1,62	0,3
	Le choix	**A = 3HA12 = 3,39 cm^2**	A = 2 HA14 =3,08cm^2.

Armatures transversales :

Vérification de contrainte de cisaillement :

$T_{u\ max}$=28,70 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u=\frac{T_{u\max}}{b_0\cdot d}=\frac{28{,}70x10^3}{120\times 230}=1{,}03\text{MPa}\ ;$$

La fissuration est peu nuisible :

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

onc : τ_u =1,03 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

Diamètre des armatures transversales ϕ_t :

$\phi_t \leq Min\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}$ = {7,14 ; 16 ; 12} =7 ,14mm On prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28,27mm².

a_t : section d'une barre; n_t: nombre des barres

a_t=0,28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0,56 cm².

Espacement S_t:

$S_t \leq Min\begin{cases}0.9d \\ 40cm\end{cases}$ = (20, 7; 40 cm)

$A_{t\,min} \leq 0{,}003 S_t.b$ RPA99Version2003 ►► Art [7.5.2.2] ◄◄

$\Rightarrow S_t \geq A_t/0{,}003.b=0{,}56/0{,}003.12$ =15,55cm

On adopt St=20cm

Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,MPa. \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 200} = 0{,}93$ MPa≥0,4 MPa **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0{,}002 > 0{,}0002$ **(C.V)**

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

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

Appui de rive :

$\sigma_b = \frac{2\cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0{,}8\cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0{,}4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ =165,6kN

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[20,7 ; 26] ⇒ a=20,7 cm

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée

Appui intermédiaire:

$V_u+(M_u/0.9d)$=28,70+[(-19,74)/(0,9x0,23)]= -66,66< 0

Donc, la section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant.

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab_0 \leq \overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=1,15MPa< $\overline{\sigma}$ =21.67 MPa **(C.V)**

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

2°/ Vérification à l'ELS :

En travée :

Tableau III.23: Vérification à l'E.L.S En travée

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
13,96	3,08	6,78	18807,80	0,074	5,03	15.00	(CV)

En appuis :

Tableau III.24: Vérification à l'E.L.S Aux appuis.

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I cm^4	K N/mm^4	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
13,56	3,39	8,25	22622,76	0,059	4,94	15.00	(CV)

Donc, on adopte les sections calculées à l'E.L.U.

3°/ Etat limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{25}{537} = 0{,}046 < 0{,}0625 & \textbf{(C.N.V)(C.(} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Ma} \Rightarrow 0{,}046 > \frac{13{,}56}{10.13{,}96} = 0{,}097 & \textbf{(C.N.V)(C.} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4{,}2}{f_e} \Rightarrow 0.012 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{(C.N.V)(C.(} \end{cases}$$

Puisque les trois conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

c) calcul de la flèche:

les résultats adopté sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.25. Vérification détaillée de la flèche des poutrelles.

M (KN.m)	A (cm^2)	y (cm)	P	ß$_1$	σ_s (MPa)	u	λ_i	λ_v
13,56	3,39	9,06	0, 0122	0,850	204,60	0,67	3, 37	1, 35
I (cm^4)	If_i (cm^4)	If_v (cm^4)	L (m)	f_i (mm)	f_v (mm)	Δf (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta f < f_{adm}$
41012,41	13847,46	23687,92	5,37	8,77	15,39	6,62	10,74	C.V

III.3.2. La dalle de compression : ►►Art [B.6.8.4.2.3.] ◄◄

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

D'après l'article **[B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93** exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures.

- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

On adopte un quadrillage carré de mailles (**20×20**) **cm^2**

Armatures:

$$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e} \qquad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$$

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

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

On choisit un treillis soudé : ep :20 cm **TLE520 ; fe=520 MPa ; ϕ=6mm.**

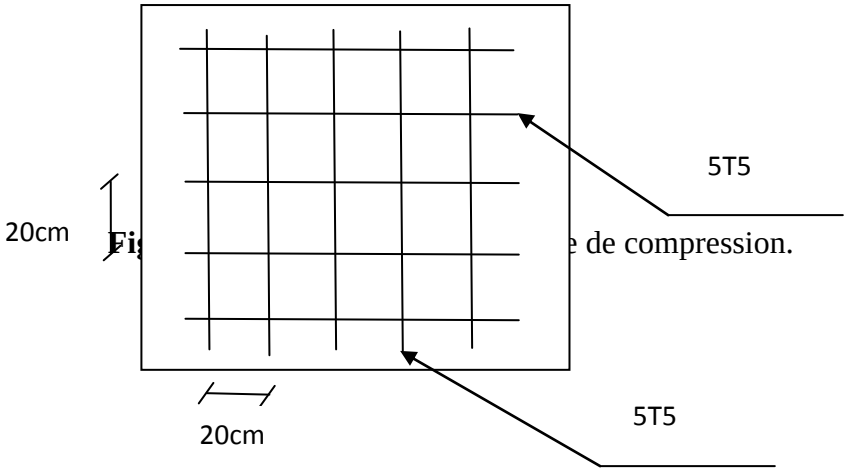


Fig e de compression.

III .4 calcul des escaliers:

III .4.1 Escalier de type double volé :

III.4.1.1. Dimensionnement :

Un escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau a un autre d'une construction.

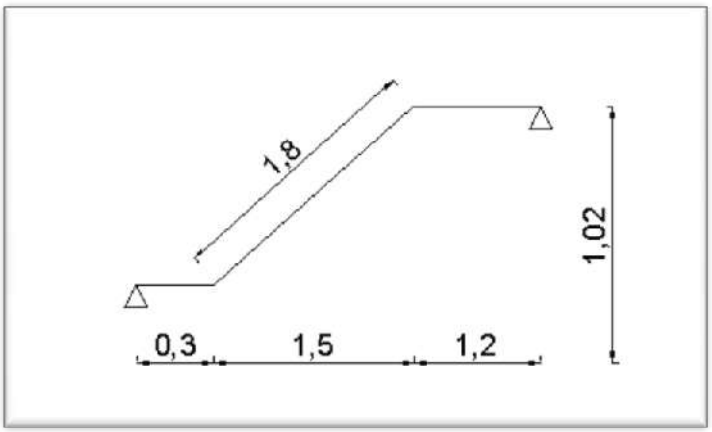


Figure III .18 : Modélisation d'escaliers intérieurs.

Nombre de marches: n - 1 = 5

Nombre de contres marches: n = 6

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\,cm$

Le giron: g = L / n-1 = 150/ 5 = 30cm

Vérification de la formule de BLONDEL: $60\,cm \le g + 2h = 64\,cm \le 64\,cm$

Angle d'inclinaison "α": $tg\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,02}{1,5} = 0.011 \Rightarrow \alpha = 34,21°$

Longueur de la paillasse "L_0":

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2,4}{\cos 34,21} = 1,81\,m$$

L'épaisseur de la paillasse "e_p":

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

L_t=0,3+1,8+1 ,2=3,3 m :longueur entre les appuis de la volée

$$\frac{L_t}{35} \le e_p \le \frac{L_t}{30} \Rightarrow 9,42\,cm \le e_p \le 11cm \quad ; \quad \text{Donc on prend: } e_p = 15\,cm$$

III.4.1.2. Evaluation des charges et surcharges:

A-Charges permanentes :

Tableau III.26: Evaluation des charges permanentes du palier de repos

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	18	0,54
2	Lit de sable	0,03	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				5,49

Tableau III.27: Evaluation des charges permanentes de la paillasse

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0,02	18	0,54
2	Lit de sable	0,03	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Poids propre de la paillasse	0,15 / cos α	25	4,53
5	Poids des marches	0,17 / 2	25	2,12
6	Enduit ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente				8,39

B- Surcharge d'exploitation :

$Q = 2,5KN/m^2$

III.4.1.3 Détermination des efforts:

A l'ELU: $P_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

A l'ELS: $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.28: Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,39	2,5	15,07	10,89

a- A l'E.L.U:

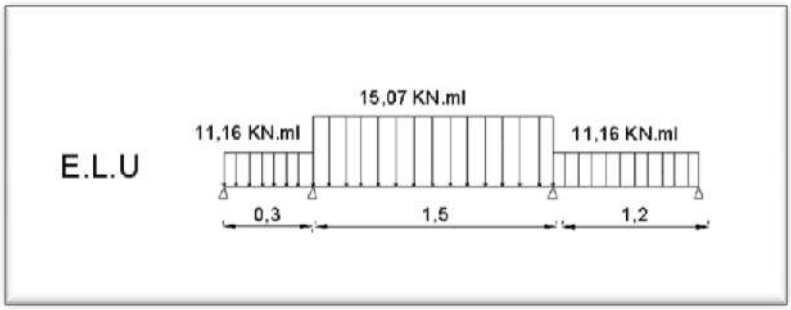


Figure III. 19. Chargement de l èscalier al' ELU.

Le calcul se fait par un mètre de largeur

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad R_a + R_b = 39,34\ KN$

$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow R_d = 18,80\ KN \qquad R_a = 20,54\ KN$

Effort tranchant :

Pour $\mathbf{0} \le \mathbf{x} \le 0.3$ m: $\quad T(x) = 20,54 - 11.16x$

Pour $\mathbf{0}$ m $\le x \le \mathbf{1,5}$ m: $\quad T(x) = 17,19 - 15,07X$

Pour $\mathbf{0}$ m $\le x \le \mathbf{1,2}$ m: $\quad T(x) = -18,8 + 11,16x$

Moment fléchissant:

Pour $\mathbf{0}$ m $\le x \le \mathbf{0,3}$ m: $\quad M(x) = 20,54\,x - 5,58x^2$

Pour **0** m ≤ x ≤ **1,5** m: $M(x) = -7{,}53x^2 + 17{,}19x + 5{,}65$

Pour **0** m ≤ x ≤ **1,2** m : $M(x) = -5{,}58x^2 + 18{,}8x$

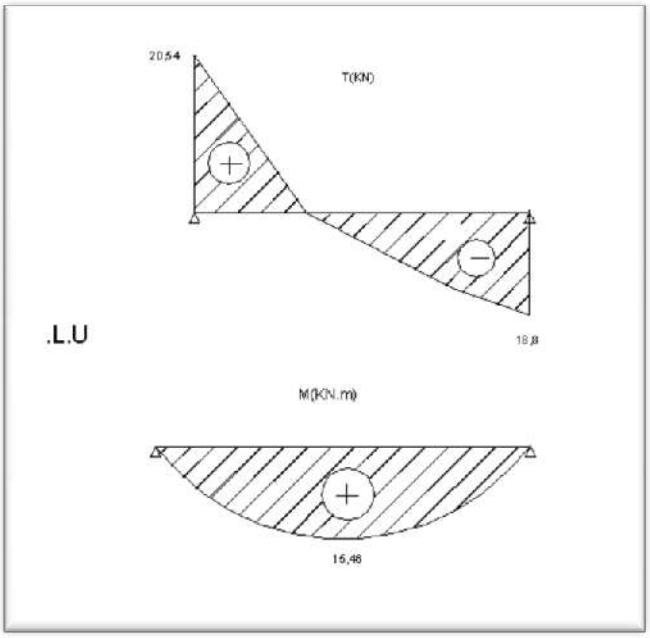


Figure III .20: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.U

b- A l'E.L.S:

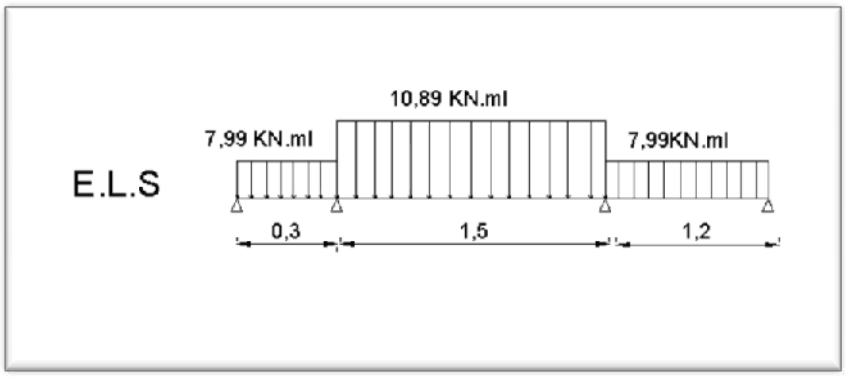


Figure III.21. Chargement de l'escalier a'l ELS.

Les réactions d'appuis:

$\sum F = 0 \quad \Rightarrow$ Ra+Rb=28,32 KN

$\sum M/A = 0 \quad \Rightarrow$ R_a = 14,82 KN ;R_b=13,5KN

Effort tranchant :

Pour **0** ≤ **x** ≤ 0.3 m: $T(x) = 14{,}82 - 7{,}99x$

Pour **0** m ≤ x ≤ **1,5** m: $T(x) = 12{,}42 - 10{,}89X$

Pour **0** m ≤ x ≤ **1,2** m: $T(x) = -13{,}5 + 7{,}99x$

Moment fléchissant:

Pour 0 m ≤ x ≤0, 3 m: $M(x) = 14{,}82x - 3{,}995x^2$

Pour 0 m ≤ x ≤ 1,5 m: $M(x) = -5{,}45x^2 + 12{,}42x - 4{,}086$

Pour 0 m≤ x ≤ 1,2 m : $M(x) = -3{,}99\,x^2 + 13{,}5\,x$

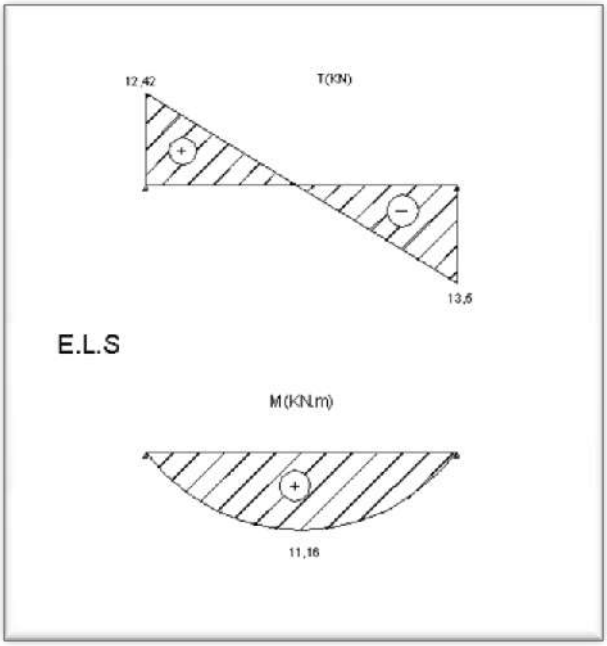


Figure III.22: Diagramme des sollicitations de l'escalier à l'E.L.S

III.4.1.4 Ferraillage des escaliers:

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

Tableau III .29 : Les moments et l' effort tranchant dans l'escalier

	$M_t = 0{,}85M_{max}$ (KN.m)	$M_a = 0{,}5\,M_{max}$ (KN.m)	T (KN)
ELU	13,14	7,73	18,8
ELS	9,48	5,58	13,5

a)-Les armatures principales:

Béton: $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1.5$; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa ; $f_{t28} = 2.1$ MPa

b = 100 cm; h = 15 cm; d = 13 cm; c=2cm

Acier: FeE400. Fe = 400 MPa; $\gamma_s = 1.15$; $\sigma_s = 348$ MPa.

Tableau III.30: Calcul des sections d'acier de l'escalier

position	M_u (KN.m)	μ	ß	A' (cm2)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculè}$ (cm^2)	$A_{adoptè}$ (cm^2)
En travèè	13,14	0,059	0,969	0	1,5	3,11	6HA12 = 6,78
En appui	7,73	0,034	0,983	0	1,5	1,8	6HA12 = 6,78

Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 6{,}78 cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 150}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ …..(c.v)

En appuis: $A = 6{,}78\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 150}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ ….(c.v)

b)-Les armatures de répartition:

En travées: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{6{,}78}{4} = 1{,}69\ cm^2$ on adopte : **3T 10** = 2,35 cm^2

.

En appuis: $A_r = \frac{A}{4} = \frac{6{,}78}{4} = 1{,}69\ cm^2$; on adopte: **3T 10** = 2,35 cm^2

Vérification de l'espacement:

Pour les armatures longitudinales:

En travées: $S_t = 15cm < Min[3h = 45\,cm\,; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

En appuis: $S_t = 15cm < Min[3h = 45\,cm\,; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v)

Pour les armatures de répartitions:

En travées: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\,cm\,;45\,cm] = 45\,cm$ ….. (c.v)

En appuis: $S_t = 25cm < Min[4h = 60\,cm\,;45\,cm] = 45\,cm$ …. (c.v)

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{18{,}8\times10^3}{1000\times125} = 0{,}150MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

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

$\tau_u = 0.150\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa$ ….. (cv)

Les transversales ne sont pas nécessaire.

III.3.1.5 Vérification à l'E.L.S:

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

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

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

En travées:

A = 6.78cm² ; $M_{ser} = 0.85\times(26.84) = 22.81\,KNm$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

On a: $by^2 + 30A.y - 30A.d = 0 \Rightarrow y = 4.22cm$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y-c')^2 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 10344.68\,cm^4$$

D'où: $\sigma_b = \frac{22.81\times10^6}{10344.68\times10^4}\times 42.2 = 9.30\,MPa$

$\sigma_b = 9.30MPa < \overline{\sigma}_b = 15\,MPa \ldots.$ (c.v)

Calcule de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n=15) un moment fictif I_f . On a les formules empiriques suivantes :

$$I_f = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

$\lambda = \lambda_i = \frac{0.05\, f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

Avec : $\begin{cases} \mu = 1-\frac{1.75\, f_{c28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{c28}} & \text{si} \quad \mu \geq 0 \\ \mu = 0 & \text{si} \quad \mu \leq 0 \end{cases}$

f_{t28}: la résistance caractéristique du béton à la traction en" MPa ".

σ_s: la contrainte de traction effective de l'armature $\sigma_s = 15\frac{M_{ser}}{I}(d-y)$

b_0 : Largeur de nervure.

b : largeur de la table de compression.

ρ: rapport $\frac{A}{b_0.d}$.

I_{fi} et I_{fi} : moments d'inertie correspondant au cas de charge considéré. E_I et E_v :

Module de déformation longitudinale correspondant ($E_v = \frac{E_i}{3}$).

M_{ser} : moment fléchissant dans la section considérée produit par la charge correspondant à la combinaison d'ELS envisagé.

Pour les poutres simplement appuyées ou continues et des bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée, Les flèches F_i et F_v sont :

$$F_i = \frac{M_t \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{Avec} \quad E_i = 11000 \left(f_{c28} \right)^{1/3}$$

$$F_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{Avec} \quad E_v = \frac{E_i}{3} \quad \text{et} \quad I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + 0.4 \lambda_i . \mu}$$

Avec : L: portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée

Pour déterminer la part de la flèche nuisible, à comparer aux limites admissibles.

- Cas des éléments supports sur deux appuis:

$$\begin{cases} \overline{F} = \frac{L}{500} & \text{si} \quad L \le 5m \\ \overline{F} = 0.5 + \frac{L}{500} & \text{si} \quad L > 5m \end{cases}$$

$$y = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 7{,}98cm$$

$$I = \frac{b}{3}\left[y^3 + (h-y)^3 + 15A(y-d)^2 \right] = 0.97.10^5 \ cm^4 \quad ; \qquad \rho = \frac{A}{b.d} = 0.0086$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I}(d-y) = 81{,}05 MPa$$

Ainsi que: $\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.751$

L= 5,43 m ≥ 5m ; F_{adm} = 0,5 + 543 / 100 = 6,5 mm

Tableau III.31: Vérification de la flèche de l'escalier intérieur

A (cm²)	M (KNm)	P	σ_s (MPa)	μ	y (cm)	I (cm^4)
9,24	9,48	0,0086	81,05	0,751	7,98	31774 ,19
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	F_i (mm)	F_v (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
11777,65	19624,26	2,72	4,9	2,18	6,5	c.v

III.5.La poutre brisé :

III.5.1. Calcul de la poutre brisé:

La poutre brisé a pour rôle le supporté le poids d'escalier, elle sera calculer en flexion simple , la longueur de la poutre L = 5,43 m

a) ***Prédimensionnement:***

b= 30 cm

h=40 cm

- L/15 ≤ h ≤ L/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h ,5 m

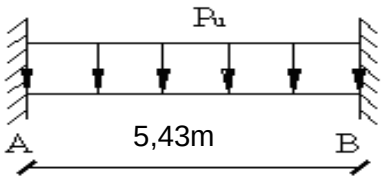


Figure III .23 : Schéma statique de la poutre brisé

***Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003*:**

b = 30cm ≥ 20cm. (CV)

h = 40cm ≥ 30cm. (CV)

h / b = 1< 4 (CV)

b)Charges revenants à la poutre:

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

$G_{paillaise}$ = G . S = (2,16 +1 ,49 +1,44) 8,39 = 42 ,7 KN

G_{palier} = G . S = 1 ,99 +1,93) 4,49 = 17 ,73 KN

$G_T' = \frac{42,7+17,73}{5,43}$ = 11,12 KN /ml

G_T = 11, 12 + 3 = 14,12 KN / ml

Poids propre de la poutre: 0,4 x 0,30 x 25 = 3 KN/ml.

Poids de double cloison : 2,04 .2,52 = 4,15 KN/ml

Donc: P_u = 1,35x (19 ,26) + (18,8)x1,5=54 ,20 KN/ml

P_{ser} = (19 ,26) +(18,8)/ = 32,76 KN/ml.

c) Calcul des efforts:

La poutre palière de l'escalier est encastrée aux deux extrémités. Le calcul se fait pour une poutre hyperstatique ; On a pris les valeurs données par l'aide-mémoire de la résistance des matériaux. La longuere de la pourte brisè est de : 5.43 m

Tableau III. 32 : les èfforts de la poutre palière au ELU _ELS

	T(KN)	Mt (KN .m)	Ma(KN.m)
ELU	147,15	66,58	133,14
ELS	88 ,94	40,24	80 ,49

Ma = $\frac{P\ L2}{12}$

Mt = $\frac{P\ L2}{24}$

c**) Ferraillage de la poutre :**

Tableau III.33 : ferraillage de la poutre brisé .

	Mu (kN .m)	µ	ß	d(cm)	Amin (cm^2)	$A_{calculè}$ (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
En travèe	66 ,58	0,111	0 ,940	37 ,5	1,2	5,42	5 HA12= 5, 65
En apuis	133 ,14	0 ,222	0 ,873	37 ,5	1,2	11,68	6HA 14 + 3HA12= 12,62

III.5.2. Vèrification a l' ELS :

Fissuration peu nuisible , $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{M\ ser}{I}$ y

Tableau III .34 : Vérification a l'ELS.

	A(cm2)	Y (cm)	I(cm4)	M ser (KN.m)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma_b}$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	5,65	7,17	78966,38	40,24	3 ,65	15	CV
En appuis	12,62	10 ,17	151912 ,35	80,49	5,38	15	CV

On adopte les sections calculées à l'ELU

Zone courante $\begin{cases} A\min = 0{,}5\ \%\ bh = \frac{0{,}5\ x\ 30x\ 40}{100} = 6cm\ 2 \\ Amax = 0.4\%\ bh = \frac{0{,}4\ x\ 30\ x\ 40}{100} = 4{,}8\ cm2 \end{cases}$

Zone de recouvrement A min = 6 $cm^2 \leq$ A= 5 HA 12 + 6HA14 +3HA12 =18,27

III.6.3. Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{Vu}{b0\ d} = \frac{147{,}15}{300\ X\ 375}\ 10^3$ =1,308 Mpa

$[\overline{\tau}] = \text{Min}\left[\frac{0{,}15\ f\ c28}{\gamma b} = 2{,}5\ Mpa\ ,5\ Mpa\right]$= 2,5 Mpa

τ_u = 1,308 Mpa $\leq$ τ_u = 2,5 Mpa **(cv)**

III.6.4.A armatures transversale :

$\varphi t \leq Min\ \left[\frac{h}{35} = 11{,}2\ , \frac{b0}{10} = 30\ , \varphi 1 = 12\right]$ = 11,42 mm

On pend : φt = 8 mm

$a_t = \pi\ \varphi_t^2 / 4$ = 0,5 cm^2

$A_t = a_t\ .n_t$ = 1,5 cm^2 ; avec n_t =3

A_t = 3HA8 = 1,5 cm^2

$S_t \leq [\frac{h}{4}, 12\varphi\ , 30]$; $\begin{cases} St \leq [10, 14{,}4\ ; 30] = 10\ cm & en\ zone\ nodale \\ St \leq \frac{h}{2} = 20\ cm & en\ zone\ courante \end{cases}$

→ On adopte les valeurs suivante :

$$\begin{cases} S\ t = 10\ cm & (\ zone\ \ nodale) \\ St = 15\ cm & (zone\ courante) \end{cases}$$

→ $St \leq \overline{St}$ = Min [0,9 d ; 40 cm] = 33,75 cm

At_{min} = 0,003 St .b = 0 ,003 X 10 X 30 = 0,9 cm^2

$[At_{min} \leq At] \rightarrow [0,9 \leq 1,5 \text{ cm}^2]$ **(cv)**

III.6. CALCULE DES DALLE PLEINE :

III.6.1. Définition:

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

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

III.6.2. Méthode de calcul:

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

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

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

* Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.

***** Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.

* Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.

* L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.6.2.1. Principe de calcul:

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

a) travail externe :

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

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

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

Avec: P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

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

T_{int}= M. L .θ.

Avec :

M : Moment de flexion.

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

θ : Angle de rotation.

III.6.3. Position des lignes de rupture:

1er type : Dalle pleine reposant sur deux appuis

a. travaille externe :

$T_{ext}= T^1_{ext} + 2\ T^2_{ext}$

$T^1_{ext}=p_u\ [l_x(l_y-y)]f/2$

$T^2_{ext}= p_u\ [1/2.l_x.y].f/3$

$T_{ext}= pf(1/2\ l_x.l_y – 1/6.l_x.y)$

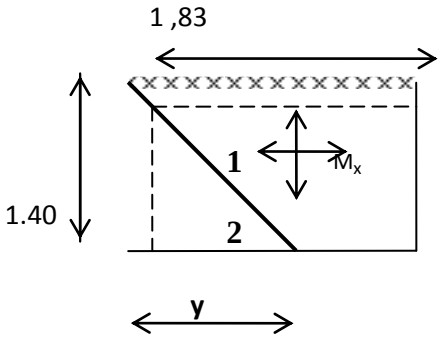


Figure III.24. Dalle pleine.

b.Travail interne :

$T_{int} = T^1_{int} + T^2_{int}$

$T^1_{int}=M_x y.f/lx + 0.5M_x.l_y.f/lx$

$T^2_{int}=M_y x.f/y+ 0.5M_x.l_y.f/y$

$T_{int}=Mf[y/1.3+1.95/y+0.865]$

On a : $\mathbf{T_{ext} = T_{int}}$

$pf\ [1.46 – 0.22y] = MF\ [y/1.3 + 1.95/y+0.865]$

$p(y)= M\,(0.865+\frac{y}{1.3}+\frac{1.95}{Y})/\ [1.46-0.22y] \longrightarrow p'=0$

$q(y)=\frac{u(y)}{v(y)}.$

On pose : $q'\neq 0$ $u'v-uv'=0$

$p(y)=\frac{1.95+0.77y2+0.865y}{1.46y-0.22y2}M$

$u = 0.77y^2 + 0.856\ y + 1.95$; $u' = 1.54y+0.865$

$v = -0.22y^2+1.46y$; $v'= -0.44y+1.46$

$u'v - uv' = 0$; $(1.54y+0.856)\ (1.46y-0.22y^2)-(1.95+0.77y^2+0.865y)\ (-0.44y+1.46)$

$u'v-uv'=0$ $1.32y^2+0.87y-2.85=0 \longrightarrow$ **y=1.1 m**

$M=\frac{[1..46-0.22y]}{[Y/1.3+1.95/Y+0.865]}P$

M=0.35p

M_u=0.35pu=4.34KN.m

M_{ser}=0.35p_{ser}=3.12KN.m

Donc : $\begin{cases} Mt_u = 4.34KN.m \\ Ma_u = 2.17KN.m \end{cases}$ $\begin{cases} Mt_{ser} = 3.12\ KN.m \\ Ma_{ser} = 1.56\ KN.m \end{cases}$

III.6.3.1. Calcul des actions :

Les résultats de calcul pour type 1et 2 sont :

Tableau III.35. chargement de la dalle

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	6,72	1	1,57	7,72
Plancher courant	6,40	2,5	12,39	8,9

III.6.3.2. Résultats :

Au niveau de notre structure nous avons 2 types de des dalles pleines, et les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau III.36. Résultats de calcul pour la dalle pleine.

	Lx(m)	Ly(m)	y(m)	M(KN.m)		Ma(KN.m)	
				ELU	ELS	ELU	ELS
1er type	1,3	2,25	1,1	4,34	3,12	2,17	,56

III.6.3. 3. Calcul de ferraillage :

III.5.3. 3.a. Ferraillage a L'ELU:

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tous les types :

Tableau III.37. Ferraillage du 1er type des dalles pleines.

Position	sens	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
Travée	x	4,34	0,02	0,990	1,50	1,00	**4T10=3,14**
	y	2,17	0,01	0,995	1,50	0,50	**4T10=3,14**
Appuis	x	4,34	0,02	0,990	1,50	1,00	**4T10=3,14**
	y	,17	0,01	0,995	1,50	0,50	**4T10=3,14**

Pour la dalle type 1 on a :

ρ=Lx/Ly= 1,3/2,25=0,,57

et 0,4 < 0,57 ≤ 1 donc la dalle travaillant suivant les deux directions.

Op ≤ h/10 =15/10 =1,5 cm

On adopte alors $O_x = O_y$=10 mm

III.6.3.3.b. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifiée seulement

$$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Tableau III.38. Vérification a l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	3,14	3,14
M_{ser} (KN.m)	*5,44*	3,92
Y (cm)	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 3.43$	$50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0 \quad y = 3.43$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 5219.78$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \quad I = 5219.78$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 3.574$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 2.57$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	C.V	C.V

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1{,}50\ \text{cm}^2$$

Donc : A = 3,14>A_{min} = ,50 cm^2**…….(C.V)**

III.6.3. 3.d. Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : S_t=100/4=25 cm ≤ St $_{adm}$

Min (3h=45cm; 33cm) =33cm

Vérification de l'effort tranchant :

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

$\bar{\tau}_u = 0{,}07.f_{c28} / \gamma_b = 1{,}16 MPa$

$V_u = \frac{Pu \cdot L_x}{2} = (12{,}39 \text{ x } 1{,}3)/2 \Longrightarrow V_u = 8{,}053 \text{ kN}$

$\tau_u = V_u / b_0.d = 0{,}20 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0{,}20 MPa \leq \overline{\tau_u} = 1{,}16 MPa$ (c.v)

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche:

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

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}065 \geq 0{,}003$ **(C.V)**

2- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}065 \geq 0{,}062$ **(C.V)**

3- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0{,}0025 \leq 0{,}005$ **(C.V)**

Il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches, puisque les conditions précédentes sont réalisées.

- **2ème type : Dalle Rectangulaire repose sur ces quatre appuis :**

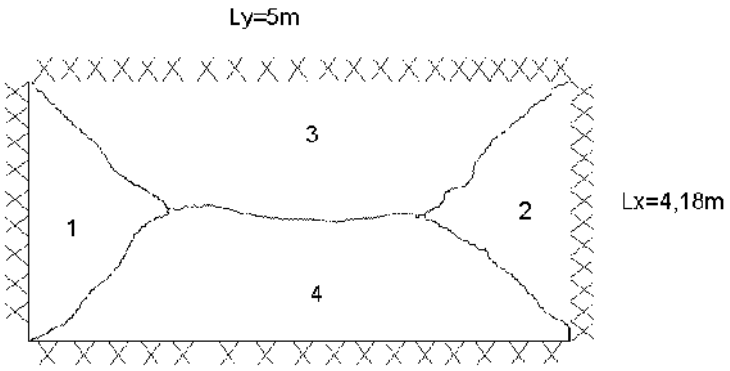


Figure III .25 : La dalle pleine rectangulaire.

Calcule de charge totale :

Tableau III.39 : combinaison des charges dans la dalle

Niveaux	G(KN/m)	Q(KN/m)	q_u(KN/m)	q_{ser}(KN/m)
parking	5,61	2 ,5	8,6	5,77

III.6.4.2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$\mathbf{T_{int} = T_{ext}}$

a. travaille externe :

$\mathbf{T_{ext}\ (1)_(2)} = q\ S\ \frac{f}{3} = q\ \frac{f}{6}(\ L_x.Y)$

$\mathbf{T_{ext}}(3)_(4) = q\ S\ \frac{f}{3} = qf\ (\frac{1}{4}\ L_x\ L_y - \frac{1}{3}\ L_x\ Y)$

$\mathbf{T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} T\ exti\ = qf\ (\frac{1}{2}\ L_x\ L_y - \frac{1}{3}\ L_x\ Y)}$

b).travaille interne :

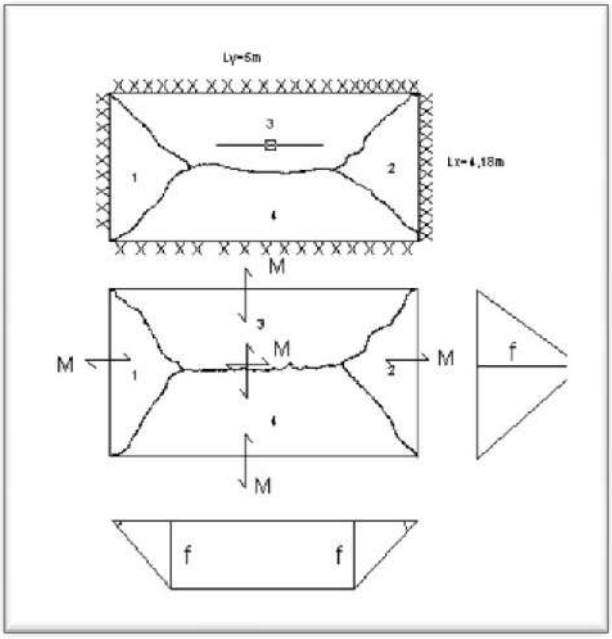


Figure III . 26 . travail interne de la dalle pleine rectangulaire .

$\theta x = 2\frac{f}{LX}$; $\theta y = \frac{f}{y}$

$T_{int}(1)_(2) = M L_x \theta_y + M L_x \theta_y = 2 M f \frac{LX}{Y}$

$T_{int}(3)_(4) = ML_Y\theta_x + ML_Y \theta_x = 4 Mf \frac{LY}{LX}$

$Tint = \sum_{i=1}^{3} T\,int\,i = Mf\left(4\frac{Lx}{Y} + 8\frac{Ly}{Lx}\right)$

Alors ; $\sum Tint = \sum Tex$ nous donne :

$q = M\left(\frac{\frac{3,34}{Y} + 9,56}{10,54 - 1,4\,Y}\right)$

on pose $\begin{cases} U = \frac{3,34}{Y} + 9,56 \\ V = 10,45 - 1,4\,Y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} U' = \frac{-3,34}{Y2} \\ V' = -1,4 \end{cases}$

$q(y) = \frac{U(Y)}{V(Y)} \rightarrow q'(y) = 0 \rightarrow U'V - UV' = 0$

$\rightarrow$ **Y= 1,3 m**

$M = q\left(\frac{10,45 - 1,4\,(1,3)}{\frac{3,34}{1,3} + 9,56}\right) \rightarrow M = 0,711\,q$

Après le calcul on trouve :

Tableau III.40 :les moments dans la dalle

L_X(m)	L_Y(m)	Y(m)	$M_{apuis} = M_{travè}$ (KN .m)	
4 ,18	5	1 ,3	ELU	ELS
			8 ,6	5,77

Feraillage :

Tableau III .41 : Calcule de fèrraillage

position	sens	M(KN.m)	µ	ß	A_{min} (cm^2)	$A_{calculè}$ (cm^2)	$A_{adoptè}$ (cm^2)
En tarvè / En appui	X	8,6	0,038	0,985	1,5	2,007	6HA12 =6,78
	Y						

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1{,}50\ cm^2$$

Donc : $A = 3{,}14 > A_{min} = 1{,}50\ cm^2$**…….(C.V)**

Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t = 100/6 = 16{,}6\ cm \leq St_{adm}$

Min (3h=45cm; 33cm) =33cm

Vérification a l' ELS :

Tableau III.42 : tableau de vérification a l' ELS.

position	A(cm^2)	Mser (KN .m)	Y(cm)	I(cm^4)	$\bar{\sigma}b$ Map	σ Mpa	$\sigma \leq \bar{\sigma}b$
En travè / En appui	6,78	5 ,77	4 ,12	9472,97	15	2 ,5	CV

Vérification de l' effort tranchant :

$$\mathbf{Vu} = \frac{qu.Lx}{2} = \frac{12{,}07X\ 4{,}18}{2} = 25{,}22$$

$$\tau u = \frac{Vu}{b0\ d} = \frac{25{,}22}{1\ x125} = \mathbf{0{,}2}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\ f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\ \text{MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0{,}2MPa \leq \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa$ **(c.v)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche:

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

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}035 \geq 0{,}05$ **(CN V)**

2- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0{,}035 \geq 0{,}062$ **(CNV)**

3- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0{,}0054 \leq 0{,}08$ **(CNV)**

Il est indispensable de faire le calcul des flèches, puisque les conditions précédentes ne sont pas réalisées.

Calcule de flèche :

Tableau III.43 :.Résultats de calcul de flèche pour la dalle pleine.

position	M_{ser} (KN.m)	A(cm^4)	Ϭs Mpa	ʃ‚ %	ß$_1$	µ	λi
En travèè / En appui	5 ,77	6,78	77,54	0,54	0,89	0,026	3,88
λv	I(cm4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	Ei	Ev	fi(mm)	fv (mm)
1,55	30506,15	30481,76	32256,8	32164,195	10721,398	1,47	2,7
Δf	f_{adm}	$\Delta f \leq f_{adm}$					
2,7	10,5	**CV**					

On garde l'èpaisseur (**ep =15cm**)

- **3ème type : Dalle triangulaire :**

III.6.3.Hypothèses (ligne de rupture) :

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

Les lignes de rupture sont des lignes droites.

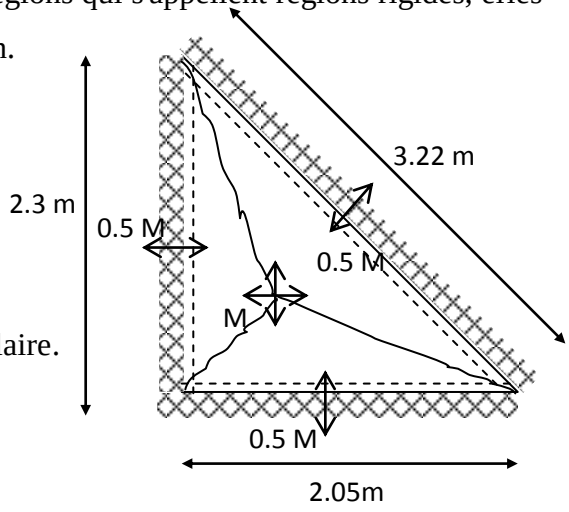


Figure.III.27. La dalle pleine triangulaire.

III.6.3.1. Calcul de la charge totale

Figure III.44. Actions sur la dalle (2ème type).

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	7 ,61	1	11,77	8,61
Plancher courant	5,61	1,5	9,82	7,11
Parking	7,61	2,5	12,8	8,61

On choisit la sollicitation la plus défavorable

$\mathbf{q_u}$ = 12,8 KN/m²

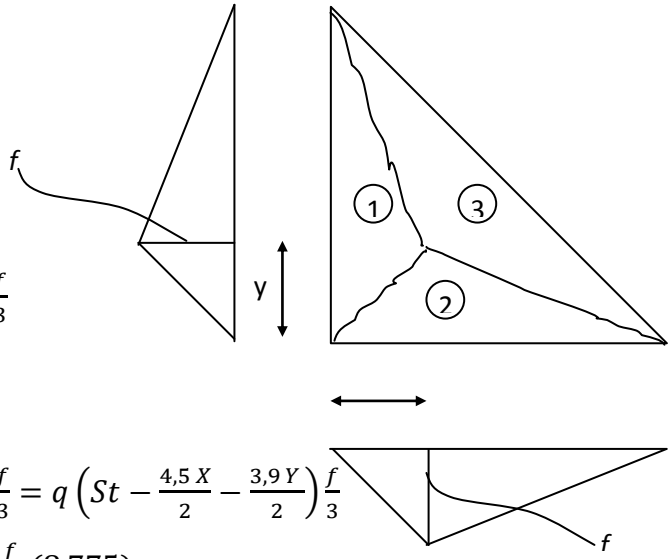
$\mathbf{q_{ser}}$ = 8,61 Kn/m²

III.6.3.2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$T_{int} = T_{ext}$

a. travaille externe :



$\mathbf{T_{ext(1)}}= \quad q\ s1\ \frac{f}{3} = q\ \frac{Ly\ X}{2}\frac{f}{3} = q\ \frac{4{,}5\ X}{2}\ \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext(2)}}= q\ s2\ \frac{f}{3} = q\ \frac{Lx\ Y}{2}\ \frac{f}{3} = q\ \frac{3{,}9\ Y}{2}\ \frac{f}{3}$

$\mathbf{T_{ext(3)}}= q\ s3\ \frac{f}{3} = q(\ St - \frac{Ly\ X}{2} - \frac{Lx\ Y}{2})\ \frac{f}{3} = q\left(St - \frac{4{,}5\ X}{2} - \frac{3{,}9\ Y}{2}\right)\frac{f}{3}$

Donc : $T_{ext} = \sum_{i=1}^{3} \text{Text i} = q\frac{f}{3}\ (8{,}775)$

Figure III .28.linges de rèpture de la dalle pleine

$\Rightarrow T_{ext} = 2{,}93\ q\ f$

b. Travail interne :

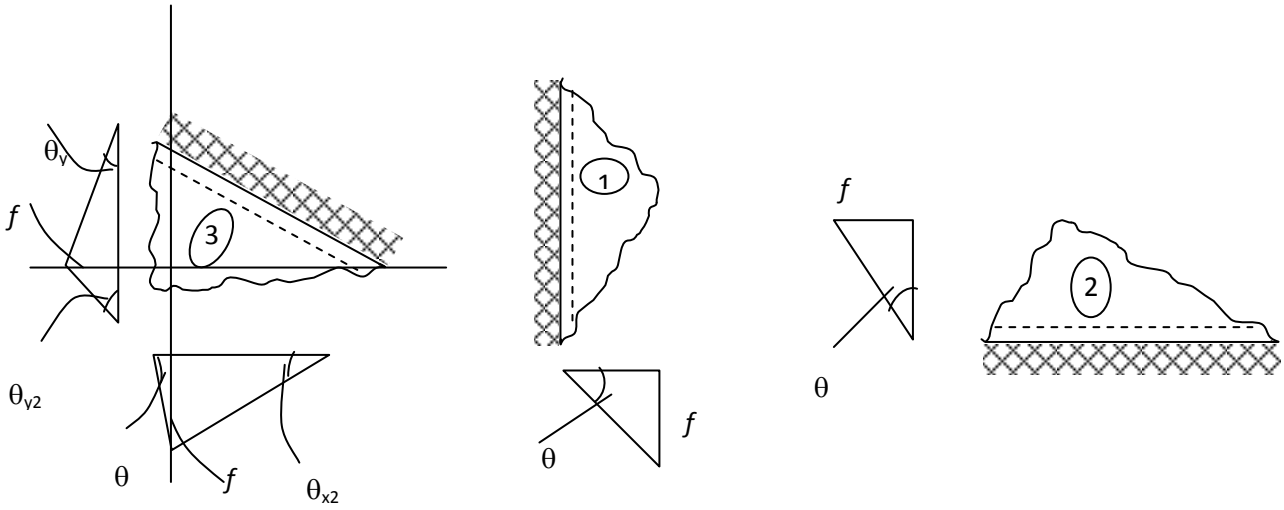


Figure.III.29. Travail interne.

$\Theta_{3x} = \frac{f}{3{,}9 - X}$

$\Theta_{3x} = \frac{f}{4{,}5 - Y}$

$\mathbf{T}_{int} = \mathbf{T}_{int}(+) + \mathbf{T}_{int}(-)$

$\mathbf{T}_{int\,(1)} = M L_y \frac{f}{X} + M L_y \frac{f}{X} = 2 M L_y \frac{f}{X}$

$\mathbf{T}_{int}(2) = M L_x \frac{f}{Y} + M L_x \frac{f}{Y} = 2M L_x \frac{f}{Y}$

$\mathbf{T}_{int}(3) = M Ly\, \theta_{3x} + MLx\, \theta_{3x} + ML_y\, \theta_{3y} + M L_x\, \theta_{3y}$

$= M f \left(\frac{4{,}5}{3{,}9 - X} + \frac{4{,}5}{3{,}9 - X} + \frac{3{,}9}{4{,}5 - Y} + \frac{3{,}9}{4{,}5 - Y} \right) = \mathbf{Mf} \left(\frac{9}{3{,}9 - X} + \frac{7{,}8}{4{,}5 - Y} \right)$

$\mathbf{T_{int}} = \sum_{i=1}^{3} Tint\ i = M f \left(\frac{9}{3{,}9 - X} + \frac{7{,}8}{3{,}9 - X} + \frac{9}{4{,}5 - Y} + \frac{7{,}8}{4{,}5 - Y} \right)$

Alors ; $\sum Tint = \sum Tex$ nous donne :

$q = \left(\frac{3{,}07}{X} + \frac{2{,}66}{Y} + \frac{3{,}07}{3{,}9 - X} + \frac{2{,}66}{4{,}5 - Y} \right) M$

$q_u = f(x, y) \rightarrow \begin{cases} \frac{dq}{dX} = 0 \\ \frac{dq}{dY} = 0 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X = 1{,}95\ m \\ Y = 2{,}25\ m \end{cases}$

Après le calcul on trouve :

Tableau III.45.Résultats de calcul pour la dalle pleine.

L_X(m)	L_Y(m)	X(m)	Y(m)	$M_{apuis} = M_{travè}$ (KN .m)	
3,9	4,5	1,95	2,25	ELU	ELS
				2 ,19	1,56

FERAILLAGE :

Tableau III.46 : tableau de ferraillage de la dalle

sens	M(KN .m)	µ	ß	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculè}$ (cm^2)	$A_{adoptè}$ (cm^2)
X	2 ,19	0,009	0,995	0	1,5	5,05	6 HA 12 = 6,78
Y							

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1{,}50\ cm^2$$

Donc : $A = 3.14 > A_{min} = 1{,}50\ cm^2$**…….(C.V)**

Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : $S_t = 100/6 = 16{,}6\ cm \leq St_{adm}$

Min (3h=45cm; 33cm) =33cm

Vèrification a l' ELS :

Tableau III . 47 : Tableau de vérification a l' ELS

position	**A(cm^2)**	**Mser (KN .m)**	**Y(cm)**	**I(cm^4)**	**$\bar{\sigma}b$ Map**	**σ Mpa**	**$\sigma \leq \bar{\sigma}b$**
parking	**6,78**	**1 ,56**	**4 ,12**	**9472,97**	**15**	**6,7**	**CV**

Vérification de l' effort tranchant :

$\bar{\tau}_u = 0{,}07\ F_{C28} / \gamma_b =$ **1,16 Mpa**

Vu $= \frac{qu.Lx}{2} = \frac{12{,}07X\ 3{,}9}{2} =$ 23,53

$\tau_U = \frac{Vu}{b0\ d} = \frac{23{,}53}{1\ x125} =$**0,188**

Donc : $\tau_u = 0{,}188MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **(c.v)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche:

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

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0{,}03 \geq 0{,}05$ **(CN V)**

2- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,038 \geq 0,062$ **(CNV)**

3- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,0054 \leq 0,08$ **(CNV)**

Il est indispensable de faire le calcul des flèches, puisque les conditions précédentes ne sont pas réalisées.

Calcule de flèche :

Tableau III.48 : calcule de la flèche de la dalle

position	**M_{ser} (KN.m)**	**A(cm^4)**	**Ϭs Mpa**	**ʃ‚ %**	**ß$_1$**	**µ**	**λi**
parking	1,56	6,78	2,096	0,54	0,89	0,438	3,88
λv	I(cm4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	Ei	Ev	fi(mm)	fv (mm)
1,55	30506,15	12431	19987,35	32164,195	10721,398	1,52	2,8
Δf	f_{adm}	$\Delta f \leq f_{adm}$					
4,32	7,8	**CV**					

On garde l'èpaisseur (ep =15cm).

- **4ème type : Dalle trapézoïdal**

III.6.4.Hypothèses (ligne de rupture) :

La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.

Les lignes de rupture sont des lignes droites.

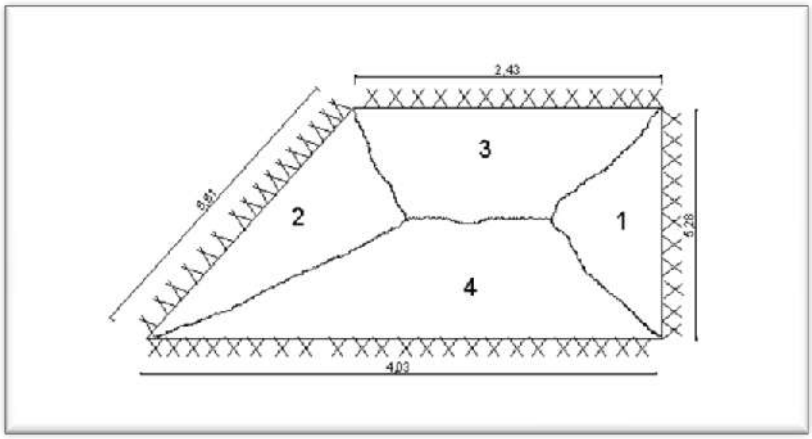


Figure.III.30. La dalle pleine trapézoïdal de parking .

III.6.4.1. Calcul de la charge totale

Tableau III. 49 : combinaison des charges dans la dalle

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Parking	**7,61**	**2,5**	**12,8**	**8,61**

$\mathbf{q}_u$ = 12.8 KN/m²

$\mathbf{q}_{ser}$ = 8,61 Kn/m²

III.6.4.2. Détermination de M :

Principe de travail virtuel :

$\mathbf{T_{int} = T_{ext}}$

a. travaille externe :

$\mathbf{T}_{ext(1)} = q\ s1\ \frac{f}{3} = q\ \frac{Lx\ Y1}{2}\frac{f}{3} = q\ f\ (\frac{Lx\ Y1}{6})$

$\mathbf{T}_{ext(2)} = q\ s2\ \frac{f}{3} = q\ \frac{Lx\ Y2}{2}\frac{f}{3} = qf(\frac{Lx\ Y2}{12})\ \frac{f}{3}$

$\mathbf{T}_{ext(3)} = q\ s3\ \frac{f}{3} = qf\ (\frac{1}{4}\ Lx\ Ly - \frac{1}{4}\ Lx\ Y2 - \frac{1}{6}\ Lx\ Y1\ )$

$\mathbf{T}_{ext(4)} = q\ s4\ \frac{f}{3} = qf\ (\frac{1}{4}\ Lx\ Ly1 - \frac{1}{6}\ Lx\ Y1 - \frac{1}{6}\ Lx\ Y2\ )$

Donc : $T_{ext} = \sum_{i=1}^{4} \text{Text i} = q\ f\ (5{,}32 - 0{,}88\ y2)$

$\Rightarrow \mathbf{T_{ext}} = q\ f\ (5{,}32 - 0{,}88\ y2)$

b).Travail interne :

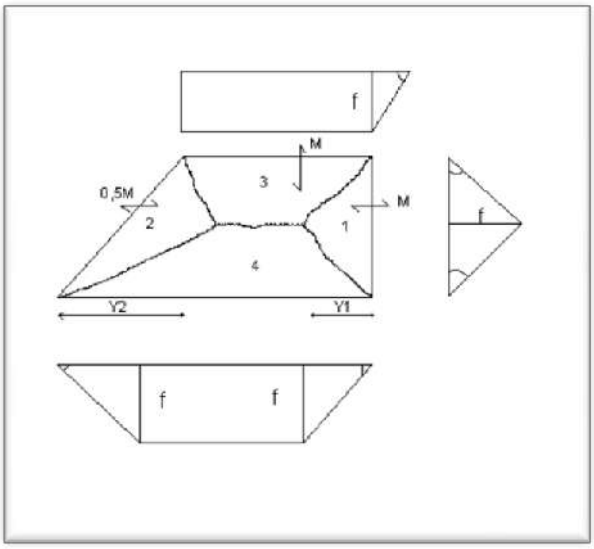


Figure.III.31. Travail interne de la dalle pleine trapézoïdale.

$\Theta_{Y1} = \frac{f}{Y1}$

$\Theta_X = \frac{2f}{Lx}$

$\Theta_{Y2} = \frac{f}{Ly2}$

$T_{int} = T_{int}(+) + T_{int}(-)$

$T_{int\,(1)} = M L_x \Theta_{y1} + M L_x \Theta_{y1} = \mathbf{2\,M\,L_x}\,\frac{f}{Y1}$

$T_{int}(2) = M L_{Y2}\theta x + 0{,}5\,M L_{Y2}\,\theta x + M L_x \Theta y2 + 0{,}5\,M L_x\,\Theta y2$

$= \mathbf{Mf\,(2{,}28 + \frac{7{,}92}{4{,}03 - Y2})}$

$T_{int}(3) = M L_{y2}\,\theta_x + M L_{Y2}\,\theta_x = \mathbf{4M\,f\,L_{Y2}/L_x}$

$T_{int}(4) = M L_{y1}\,\theta_x + M L_{Y1}\,\theta_x = \mathbf{4M\,f\,L_{Y1}/L_x}$

$\mathbf{T_{int}} = \sum_{i=1}^{4} Tint\ i = \mathbf{M\,f\,(7,17 + \frac{10,56}{Y\,1} + \frac{7,92}{4,03 - Y2})}$

$\Rightarrow \mathbf{T_{int}} = \mathbf{M\,f\,(7,17 + \frac{10,56}{Y\,1} + \frac{7,92}{4,03 - Y2})}$

Alors ; $\sum \mathbf{Tint} = \sum \boldsymbol{Tex}$ nous donne :

$\mathbf{q}\,(\frac{7,17}{5,32 - 0,88\,Y2} + \frac{10,56}{5,32\,Y1 - 0,88\,Y2\,Y1} + \frac{7,92}{0,88\,Y2 - 0,88\,y2 + 21,43})\,\mathbf{M}$

$\mathbf{q_u = f\,(y_1, y_2)} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \frac{dq}{dY1} = 0 \\ \frac{dq}{dY2} = 0 \end{cases} \rightarrow \quad \begin{cases} Y1 = 1{,}95\ m \\ Y2 = 2{,}25\ m \end{cases}$

Après le calcul on trouve :

Tableau III.50.Résultats de calcul pour la dalle pleine

L_X(m)	L_Y(m)	X(m)	Y(m)	M_{apuis} =$M_{travè}$ (KN .m)	
3,9	4,5	1,95	2,25	ELU	ELS
				2 ,19	1,56

III.6.4.3.FERAILLAGE :

Tableau III.51 : Tableau de calcule des sections d'armatures

sens	M(KN .m)	µ	ß	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{calculè}$ (cm^2)	A $_{adoptè}$ (cm^2)
X	2 ,19	0,009	0,995	0	1,5	5,05	6 HA 12 = 6,78
Y							

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{15 \times 100}{1000} = 1.50\ cm^2$$

Donc : $A = 3.14 > A_{min} = 1.50\ cm^2$**……..(C.V)**

Condition d'espacement :

(Appuis et travée) : S_t= 100/6 =16,6 cm ≤ St $_{adm}$

Min (3h=45cm; 33cm) =33cm

III .6.4.4.Vérification a l' ELS :

Tableau III. 52 : tableau de vérification al 'ELS

position	A(cm^2)	Mser (KN .m)	Y(cm)	I(cm^4)	Ϭ¯b Map	Ϭ Mpa	Ϭ ≤ Ϭ¯b
parking	6,78	1 ,56	4 ,12	9472,97	15	6,7	CV

Vèrification de l'effort tranchant :

$\overline{\tau_u}$ =0,07 F_{C28} / a_b = **1,16 Mpa**

Vu = $\frac{qu.Lx}{2} = \frac{12,07X\ 3,9}{2}$ = 23,53

$\tau_U = \frac{Vu}{b0\ d} = \frac{23,53}{1\ x125}$ =**0,188**

Donc : $\tau_u = 0{,}188MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa$ **(c.v)**

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche:

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

1- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.03 \geq 0.05$ **(CN V)**

2- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.038 \geq 0.062$ **(CNV)**

3- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0054 \leq 0.08$ **(CNV)**

Il est indispensable de faire le calcul des flèches, puisque les conditions précédentes ne sont pas réalisées.

III.6.4.5.Calcule de flèche :

Tableau III . 53 : calcule de flèche de la dalle

position	M_{ser} (KN.m)	A(cm^4)	Ϭs Mpa	ʃ‚ %	ß$_1$	µ	λi
parking	1,56	6,78	2,096	0,54	0,89	0,438	3,88
λv	I(cm4)	I_{fi}(cm^4)	I_{fv}(cm^4)	Ei	Ev	fi(mm)	fv (mm)
1,55	30506,15	12431	19987,35	32164,195	10721,398	1,52	2,8
Δf	f_{adm}	$\Delta f \leq f_{adm}$					

4,32	7,8	CV

On garde l'èpaisseur (ep =15cm)

III.6.4.6.Vérification de non poinçonnement :

Pour la dalles pleins de parking, on détermine leur épaisseur pour qu'elle soit vérifiée au poinçonnent due au charges concentrés des véhicule

On a le poids du véhicule a charge = 1245 Kg

Il va être appliquée a trévère les 4 roue de véhicule ; donc la charge concentré appliqué

Q_U = 1245 /4 =311 ,25 KN

$Q_U \leq 0{,}045 \text{ X } U_C \text{ X h } \frac{f\,cj}{\gamma b}$

γb=1 ,5 ; f_{c28} =25Mpa ; Uc =2 (U+C) ; h = ?

U = a+ 2(e+ h/2)

V = b +2 (e + h /2) ; Uc = 2(a+b) + 8e + 4h ; (a=b=e=0)

→ Uc = 4h

Alors: $311.25\ 10^3 \leq 0{,}045 \text{ .4h.h } \frac{25}{1{,}5}$

h $\geq \sqrt{\frac{311250}{3}}$ → **h ≥ 10,18 cm**

→ **On garde l' èpaisseur (ep =15cm)**

III.7.Dalle machine :

III.7.1.Introduction :

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

III.7.2. Pré dimensionnement :

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

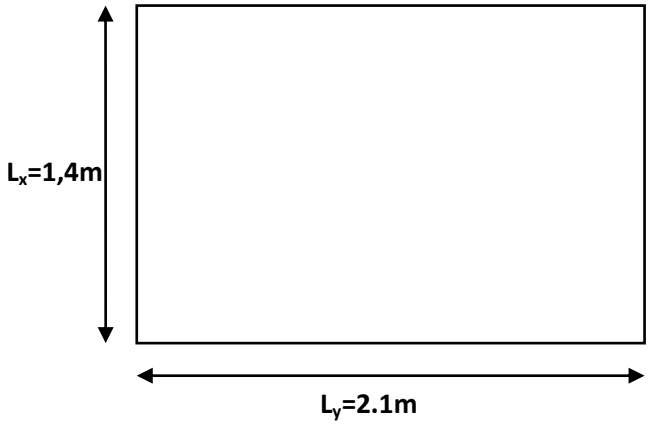


Figure III. 32. Dimensions de la dalle machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Condition de résistance :

$\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{140}{50} \leq ep \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 2{,}8 \text{ cm} \leq e_p \leq 3{,}5\ cm$

b. Condition de L'E N A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E N A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine, soit : $\mathbf{e \geq 25\ cm} \Rightarrow$ on prend $e = 25$ cm

III.7.3. Déterminations des charges permanentes et d'exploitations :

Charges permanente :

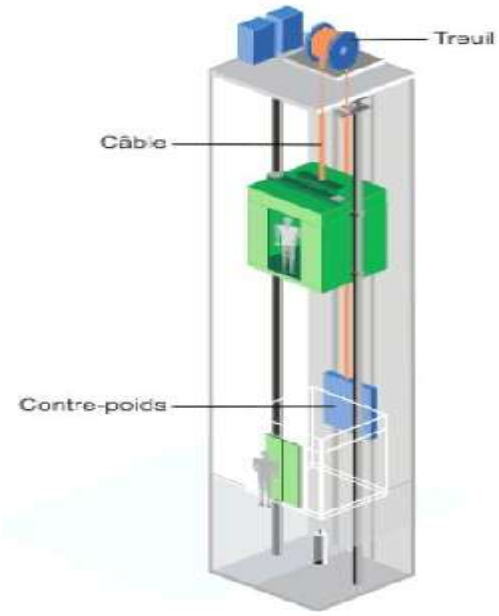


Figure III.33. Ascenseur avec local machine.

Tableau. III.54. : Charges permanente**.**

	Composant	**Epaisseur(m)**	**Poids volumique (KN/m^3**	**Poids surfacique (KN/m^2)**
1	Dalle pleine	0,25	25	6,25
2	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
G				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.

Tableau III.55. Les charges concentrées.

P(kg)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \sum \frac{P_i}{S_i} = \frac{48800}{(1.40X2.10)} = 16{,}60 \ (KN/m^2).$$

G_{tot}=6.61 +16.60 =23,21 (KN/m^2).

Charge d'exploitation :

L'E N A exigé une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre : Q =5 (KN/m^2).

Tableau III.56. Détermination des charges de la dalle.

G(KN/m^2)	**Q(KN/m^2)**	**P_u(KN/m^2)**	**P_{ser}(KN/m^2)**
23.21	5	38,83	28,21

III .7.4. Calcul des sollicitations :

Les appuis sont considérés comme de semi encastrements.

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.40}{2.10} = 0,6 > 0,4$

Donc : la dalle travail suivant les deux directions.

III.7.5 Méthode de calcul :

La dalle machine c'est une dalle pleine donc elle sera calculée par La méthode des lignes de rupture qui est basée sur le mécanisme des fissures.

III.7.5.1.Principe de calcul:

Σ Travail externe = Σ Travail interne

Travail externe en fonction de (charge, portée) = **S.f.Pu**

Travail interne en fonction du moment **= M.L.θ**

Avec :

- **S** : aire de chargement.
- **f** : déplacement du CG.
- **M** : moment de rupture.
- **L** : longueur de ligne de rupture.
- **θ** : rotation

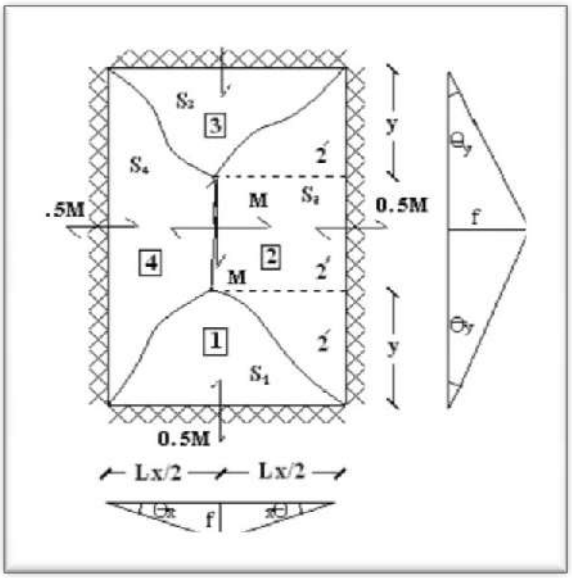


Figure III.34. Lignes de rupture dans la dalle machine.

a. Travail externe :

$T_{ext} = T^1_{ext} + T^2_{ext} + T^3_{ext} + T^4_{ext}$

Avec :

$T^1_{ext} = T^3_{ext}$

$T^2_{ext} = T^4_{ext}$

$T^1_{ext} = P_u.f\ (1/6\ l_x.y)$

$T^2_{ext} = P_u.f\ (1/4\ l_x.\ l_y - 1/3\ l_x.y)$

$T_{ext} = P_u.f\ (1/2\ l_x.\ l_y - 1/3\ l_x.y)$

b. Travail interne :

$T_{int} = T^1_{intt} + T^2_{int} + T^3_{int} + T^4_{int}$

Avec :

$T^1_{int} = T^3_{int}$

$T^2_{int} = T^4_{int}$

$T^1_{int} = 1.5M\ l_x\ (\frac{f}{y})$ $\longrightarrow$ $\theta_y = \frac{f}{y}$

$T^2_{int}=3Mf\ (l_x/l_y)$ $\theta_x=\frac{2f}{l_x}$

$T_{int} = 3Mf\ (l_x/y+2\ l_y/l_x)$

- Principe du travail virtuel :

$\Sigma\ T_{ext} = \Sigma\ T_{int}$

$P = 3M\ \frac{(\frac{1.4}{Y}+3)}{(1.47-0.46Y)}$

Pour déterminer " y " on dérive " P " par rapport a " y ".

On pose : $p(y)=\frac{u(y)}{v(y)}$.

$P' \neq 0 \Rightarrow u'v - uv' = 0$

$\frac{dp}{dy} = 0 \Rightarrow 1{,}38y^2+1{,}29y+2{,}06 = 0 \Rightarrow y = 0{,}84m$

On remplace " y " on trouve :

$M = 0{,}077P$

$M_{tu} = M_u = 0{,}077x23.21= 3{,}01$ KN.m

$M_{au} = 0{,}5M_t = 1{,}50$ KN.m

$M_{t\ ser} = M_{ser} = 0{,}077x28.21= 2{,}17$ KN.m

$M_{a\ ser} = 0{,}5M_t = 1{,}09$KN.m

III .7.5.2. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu

Nuisible

Hauteurs utiles : **d_x** = 25 - 2 - $\frac{1}{2}$ = 22,5 cm

d_y = 22.5 - $\frac{1+1}{2}$ = 21.5 cm

Tel que: $\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \sigma_b}$, $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ et $A' = 0$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.57. Calcul du ferraillage.

Sens	**Position**	**M_u (kN.m)**	**μ**	**β**	**A_{min} (cm^2)**	**$A_{calculée}$ (cm^2)**	A_{adop} (cm^2)
x	Travée	3,01	0,004	0,998	2,50	2,64	4T10=3,14
	Appuis	1,50	0,002	0,999	2,50	2,64	4T10=3,14
y	Travée	3,01	0,006	0,997	2,50	2,64	4T10=3,14
	Appuis	1,50	0,002	0,999	2,50	2,64	4T10=3,14

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2,5\ cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\mathbf{A_x}$ = 4T10= 3,14 cm^2

$\mathbf{A_y}$ = 4T10= 3,14 cm^2

Condition d'espacement :

$\overline{S}_t$ = Min [2h=50cm; 22cm] = 22cm

On prend : S = 20 cm.

III.7.5.3.Vérification de l'effort tranchant :

Suivant L_x: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \leq \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\ MPa$

$$V_{ux} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{38,83 \times 1,4 \times 2,1}{2 \times 2,1 + 1,4} = 20,38\ KN$$

$$\tau_u = \frac{20,38 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,090\ MPa < \overline{\tau}_u = 1,16\ MPa \quad (c.v)$$

Suivant L_y: $\tau_{uy} = \dfrac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \leq \overline{\tau}_u = 1{,}16 MPa$

$$V_{uy} = \frac{P \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = \frac{38{,}83 \times 1{,}4 \times 2{,}1}{3 \times 2.1} = 18{,}12\ KN$$

$$\tau_u = \frac{18{,}12 \times 10^3}{1000 \times 215} = 0{,}084 MPa < \overline{\tau}_u = 1{,}16\ MPa \quad (c.v)$$

Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.5.4.Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considère comme peut nuisible donc on vérifié seulement

$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\ MPa \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$

Détermination de la valeur de « y » : $50y^2 + 15A'.y - 15A.d = 0$

Moment d'inertie *:* $I = \dfrac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2$

A = 3,14 cm² ; Mser = 2,17 KN.m ; y = 4,6cm ; I = 18335,84cm4.

σ_b =0,203 MPa $\leq \bar{\sigma}_b$= 15 MPa. (C.V)

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.6.5.5. Vérification de la flèche:

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_x}$ $\Rightarrow$ 0,178 ≥ 0,100 (C.V)

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35}$ $\Rightarrow$ 0,178≥ 0,037 à 0,028 (C.V)

$\frac{A_S}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Rightarrow$ 0,0013≤ 0,005 (C.V)

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7.5.6.Vérification de non poinçonnement :

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire

.$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Qu= 84 KN, γb = 1.5, $f$cj = 25 MPa, h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100 cm

Qu = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (fc28/γb) =1875 KN…… (Condition vérifie)

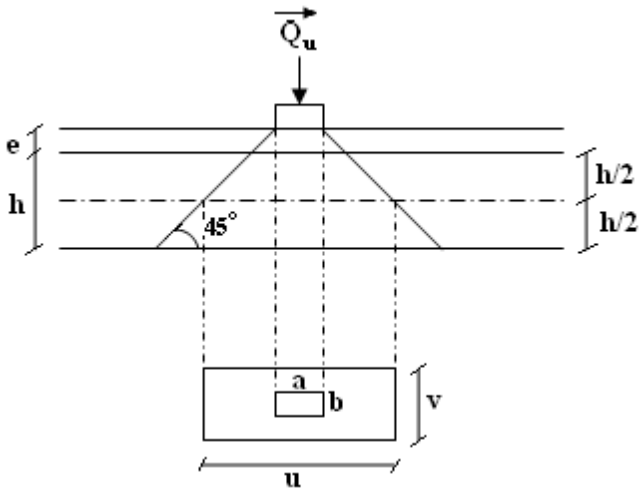


Figure .III.35. La vérification de non poinçonnement .

IV.1.Introduction :

Pour notre structure le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles) dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation. L'étude dynamique consiste à étudier le comportement de la structure sous l'action sismique. Cette dernière nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

VI.2. Objectifs de l'étude dynamique :

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

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

IV.3.proposition les différentes dispositions des voiles :

On a essayé plusieurs dispositions des voiles.

Les dispositions sont comme suit :

1 er disposition des voiles :

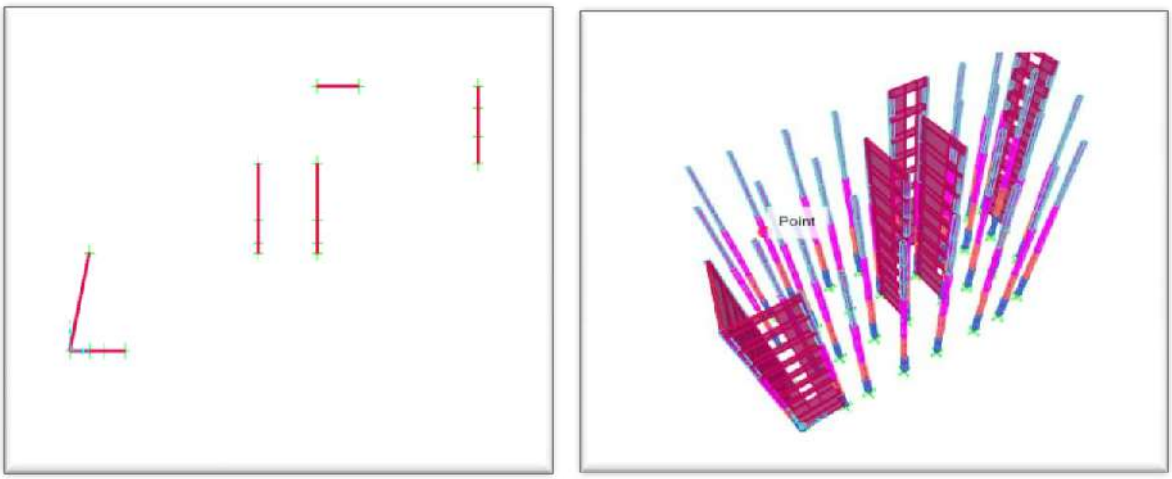


Figure. IV.1.1erDisposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit).

Tableau IV.1.Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	U_X	U_Y	R_Z
1er	0,70	56%	13%	1%
2eme	0,68	15%	48%	5%
3eme	0,56	0%	8%	65%

2eme disposition des voiles :

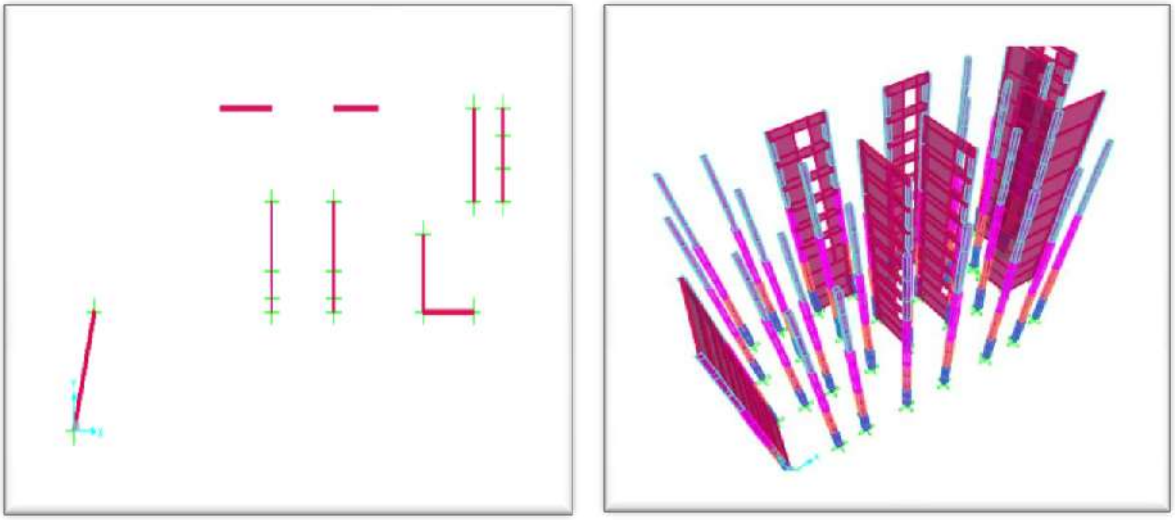


Figure. IV.2.2ème Disposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit).

Tableau IV.2.Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	U_X	U_Y	R_Z
1er	0,72	43%	8%	19%
2eme	0,60	17%	49%	2%
3eme	0,51	11%	11%	45%

3eme disposition des voiles :

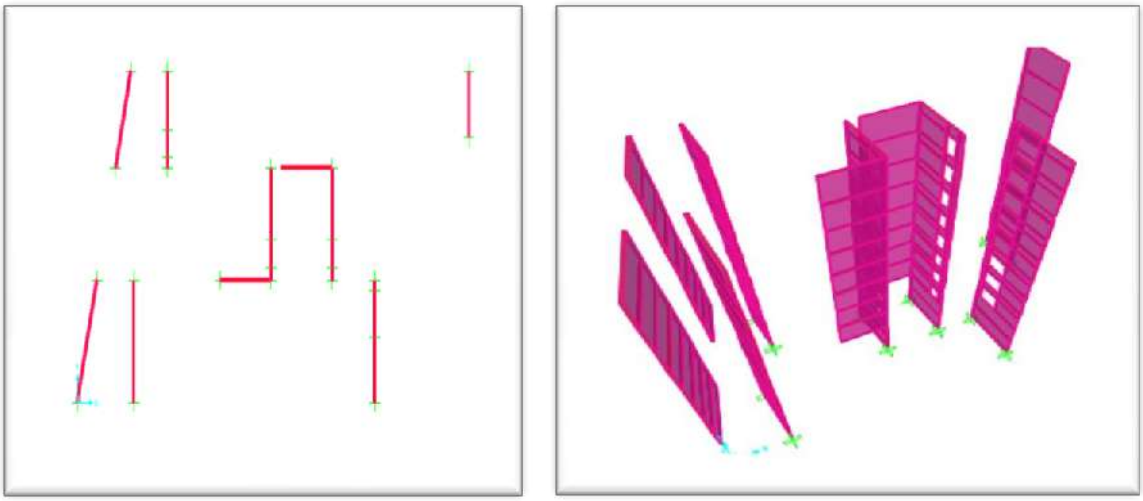


Figure. IV.3.3eme Disposition des voiles en plan (à gauche) et en 3D (à droit).

Tableau IV.3.Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	U_X	U_Y	R_Z
1er	0,88	81%	0%	2%
2eme	0,65	1%	32%	34%
3eme	0,52	4%	32%	34%

Apres plusieurs dispositions des voiles on a choisi la meilleure disposition qui représentée sur les figures suivant :

4eme disposition des voiles :

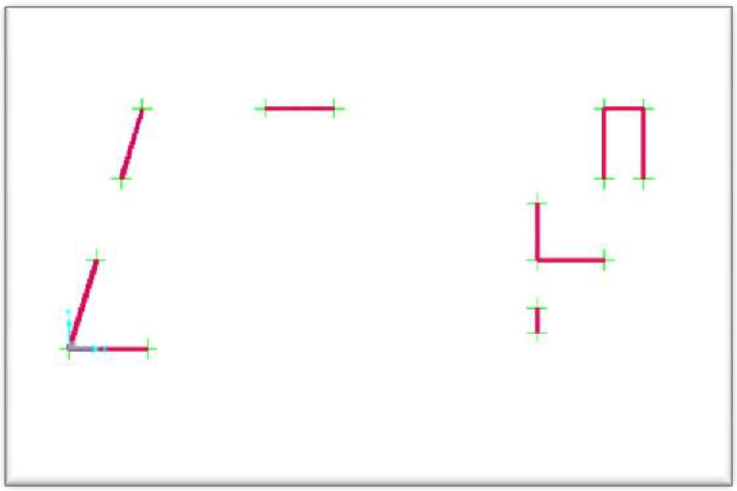


Figure. IV.4.4eme Disposition des voiles en plan.

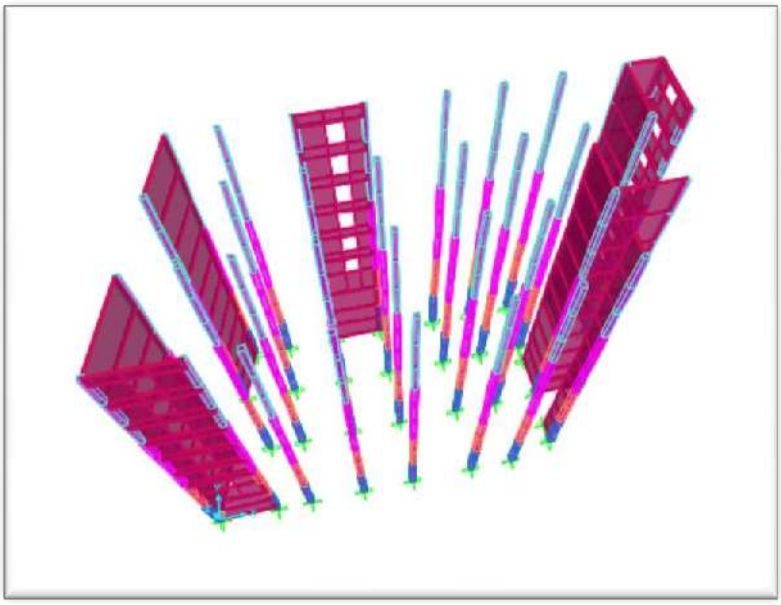


Figure. IV.5.4eme Disposition des voiles en 3D.

Tableau IV.4.Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	U_X	U_Y	R_Z
1er	0,55	64%	2%	0%
2eme	0,50	2%	64%	0%
3eme	0,38	0%	0%	64%

IV.4.Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse (C_G) ;
- Le centre de Torsion (C_T).

IV.4.1.Centre de masse :

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

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…) ; on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \dfrac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \\ Y_G = \dfrac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi} \end{cases}$$

Avec :

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

Tableau IV.5. Calcul de centre de masse.

Niveau (m)	∑ Wi (kN)	Wi.Xi	Wi.Yi	XG (m)	YG (m)
2,50	4899,05	91906,17	39290,38	18,76	8,02
5,00	6355,20	118333,82	48998,59	18,62	7,71
8,06	5658,50	104116,40	44871,90	18,40	7,93
11,12	5517,69	101359,97	43644,92	18,37	7,91
14,18	5441,85	100075,62	42827,35	18,39	7,87
17,24	5440,84	100057,05	42819,41	18,39	7,87
20,30	5398,92	104685,06	42489,50	19,39	7,87
23,36	5357,41	98522,77	42162,81	18,39	7,87
26,42	5365,82	98677,43	42282,66	18,39	7,88
29,48	5042,83	94502,63	40594,78	18,74	8,05
30,98	44,83	886,28	390,02	19,77	8,70

IV.4.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$\begin{cases} XR = \dfrac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \\ YR = \dfrac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \end{cases}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.Il est rappelé que :
  - ❖ Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité
  - ❖ Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
    - ❖ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

Pour les poteaux :

$$I_X = \frac{bh^3}{12} \quad I_Y = \frac{hb^3}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_{XG} = \frac{L.e^3}{12} \quad I_{YG} = \frac{e.L^3}{12}$$

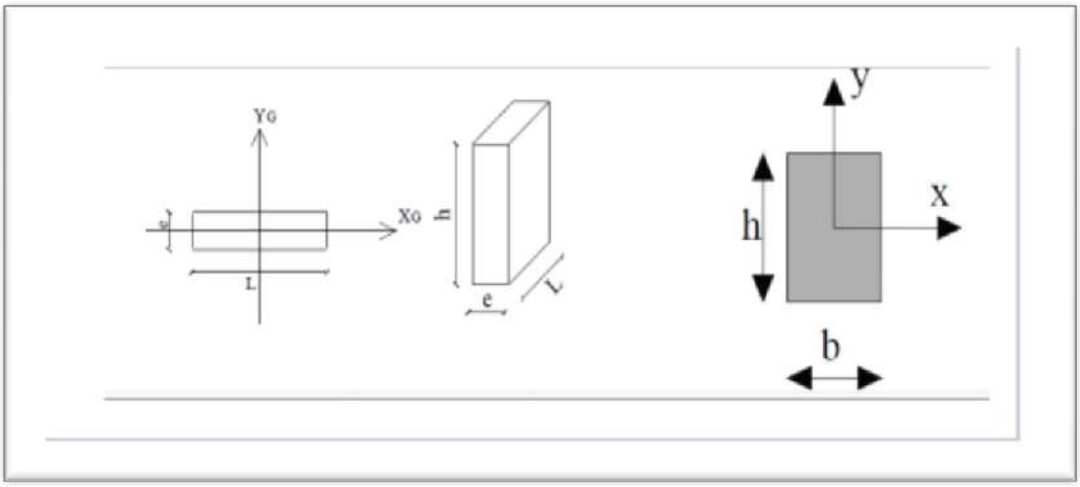


Figure IV.6 .dimension des voiles et poteaux.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.6.Calcul du centre de torsion.

Niveau (m)	∑ Ix (m^4)	∑ Iy (m^4)	∑ Ix*Yi	∑ Iy*Xi	Xi (m)	Yi (m)
2,50	4,81	7,74	38,57	147,44	19,05	8,02
5,00	4,81	7,65	36,45	147,41	19,27	7,58
8,06	3,10	6,5	23,09	125,12	19,25	7,45
11,12	2,08	6,58	16,24	127,05	19,31	7,81
14,18	2,03	6,54	15,08	125,96	19,26	7,43
17,24	2,03	6,54	15,34	126,22	19,30	7,56
20,30	2,03	6,54	15,63	126,61	19,36	7,70
23,36	2,00	6,51	15,92	126,29	19,4	7,96
26,42	2,00	6,51	16,34	130,39	20,03	8,17
29,48	2,00	6,43	17,18	144,22	22,43	8,59
30,98	0,16	0,16	1,40	3,15	19,70	8,80

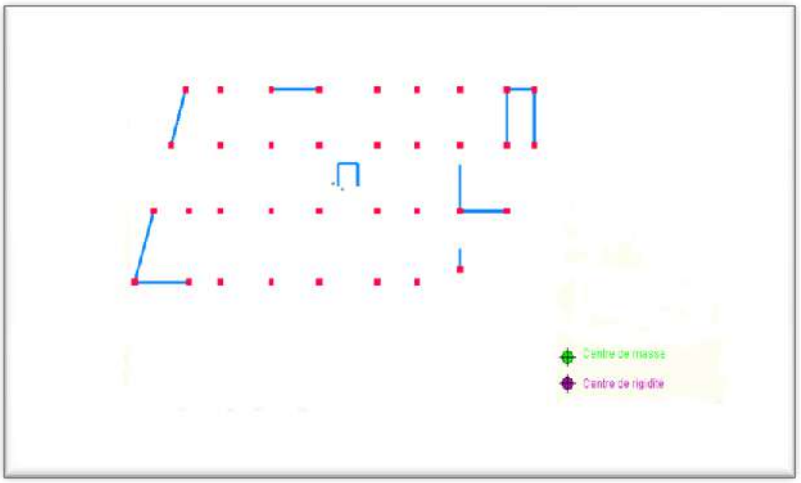


Figure IV.7.position du centre de masse et de torsion (niveau RDC).

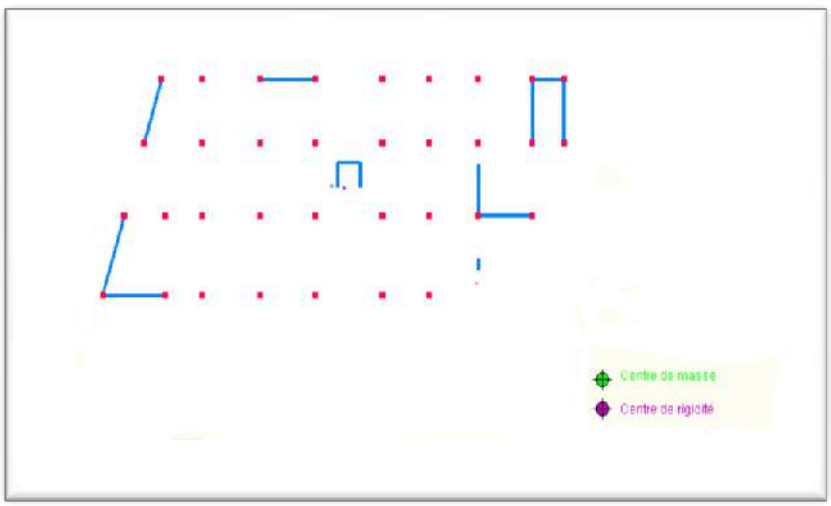


Figure IV.8.position du centre de masse et de torsion (étage courant).

IV.4.3.Excentricité :

IV.4.3.a. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | X_G - X_t | \\ e_y = | Y_G - Y_t | \end{cases}$$

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 37,80 m

Largeur du bâtiment = 18,70 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5,67m.

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2,81m.

Les valeurs de l'excentricité statique sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.Calcul de l'excentricité statique.

Niveau (m)	direction X			direction Y		
	XG (m)	Xt (m)	Ex théo (m)	YG (m)	Yt(m)	Ey théo (m)
2,50	18,76	19,05	0,29	8,02	8,02	0
5,00	18,62	19,27	0,65	7,71	7,58	0,13
8,06	18,40	19,25	0,85	7,93	7,45	0,48
11,12	18,37	19,31	0,67	7,91	7,81	0,10
14,18	18,39	19,26	0,94	7,87	7,43	0,44
17,24	18,39	19,30	0,91	7,87	7,56	0,31
20,30	19,39	19,36	0,03	7,87	7,70	0,17
23,36	18,39	19,4	1,01	7,87	7,96	0,09
26,42	18,39	20,03	1,64	7,88	8,17	0,29
29,48	18,74	22,43	3,69	8,05	8,59	0,54
30,98	19,77	19,70	0,07	8,70	8,80	0,10

IV.4.3.b.Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

$$\begin{cases} Ex=0.05Lx \\ Ey=0.05Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.8.Calcul d'excentricité accidentelle.

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
2,50	37,8	18,70	1,89	0,93
5,00	37,8	18,70	1,89	0,93
8,06	37,8	18,70	1,89	0,93
11,12	37,8	18,70	1,89	0,93
14,18	37,8	18,70	1,89	0,93
17,24	37,8	18,70	1,89	0,93
20,30	37,8	18,70	1,89	0,93
23,36	37,8	18,70	1,89	0,93
26,42	37,8	18,70	1,89	0,93
29,48	37,8	18,70	1,89	0,93
30,98	37,8	18,70	1,89	0,93

IV.4.3.c. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [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 ± 0.05 L, (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.

Tableau IV.9. Calcul de l'excentricité totale.

Niveau (m)	direction X			direction Y		
	E_x théo (m)	E_x (m)	$E_x$théo±$E_x$acc	Ey théo (m)	E_y (m)	$E_x$théo±$E_x$acc
2,50	0,29	1,89	1,60	0	0,93	0,93
5,00	0,65	1,89	1,24	0,13	0,93	0,80
8,06	0,85	1,89	1,04	0,48	0,93	0,45
11,12	0,67	1,89	1,22	0,10	0,93	0,83
14,18	0,94	1,89	0,95	0,44	0,93	0,49
17,24	0,91	1,89	0,98	0,31	0,93	0,62
20,30	0,03	1,89	1,86	0,17	0,93	0,76
23,36	1,01	1,89	0,88	0,09	0,93	0,84
26,42	1,64	1,89	0,25	0,29	0,93	0,64
29,48	3,69	1,89	1,80	0,54	0,93	0,39
30,98	0,07	1,89	1,82	0,10	0,93	0,83

IV.5.Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1 RPA 2003).

IV.5.1.Introduction :

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

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

IV.5.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

(Art 4.1.2 RPA 2003).

1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30 m (C.V).

a)Régularité en plan :

- Le bloc sensiblement symétrique (C.N.V).

b) Régularité en élévation :

- Notre bâtiment est régulier en élévation.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière(En **zone sismique III, groupe** d'usage 2, $\mathbf{H_t}$**=30,98** m <17 m **(C.N.V)**

Donc, selon (Art.4.1.2: RPA 99 VERSION 2003), les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP2000 17.**

IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.3.1. Principe :

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.5.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le sap2000est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.5.3.3.Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R}) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau. IV.10. Coefficient d'accélération de zone A.

zone	Groupe 1A	Groupe 1B	groupe 2	groupe3
III	0,40	0,30	0,25	0,18

b.facteur de correction d'amortissement η:

Tableau .IV.11. Valeur de ξ (%).

	Portique		**Voiles ou murs**
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$ ξ = 7 % (R.P.A 99 VERSION 2003. tab. 4.2).

Avec remplissage dense → η = 0,882.

c.coefficient de comportement R : ►► [Tab4.3] ◄◄

Conformément à l'article [RPA 99 version 2003 Art 4.2.3] du RPA 99V2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles reprenant au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.
- ✓ les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. .

Tableau .IV.12. Valeur du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	**4**
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Conclusion :

Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé

(R = 4)Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales .Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

d.facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄ :

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.13.détermination du facteur de qualité Q.

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

En récapitulant les résultats on trouve : Qx = 1+0,05= 1,05

Q y = 1+0,05= 1,05

c.périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄ :

Tableau .IV.14.Valeurs de T_1 et T_2.

Site	**S_1**	**S_2**	**S_3**	S_4
T_1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}50\,\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S 3.

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître -à partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes. Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse. Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

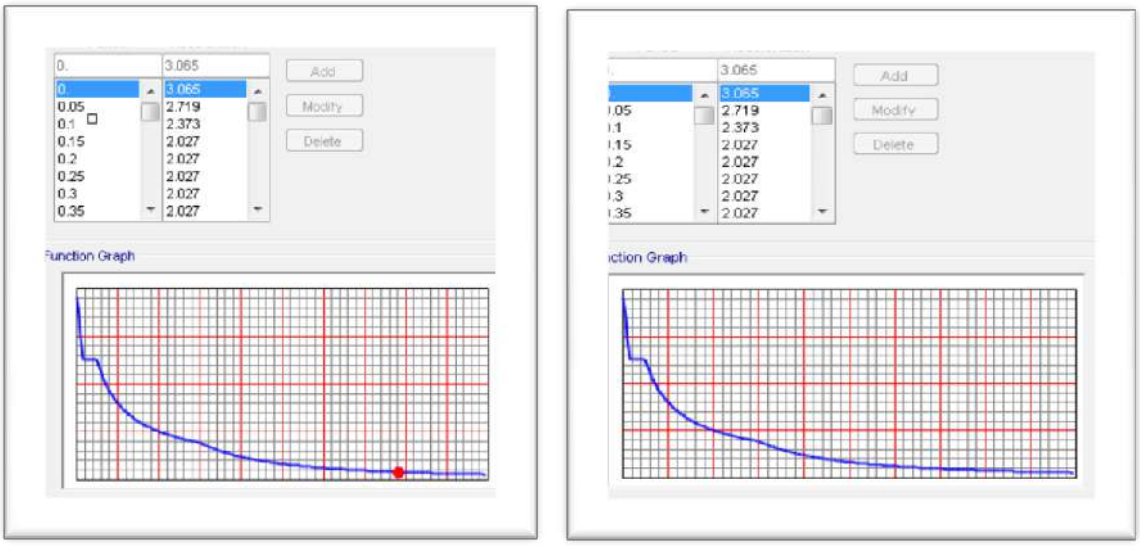


Figure IV.9. Spectres de réponse.

IV.6. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

Stabilité de la structure :

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérification de l'effet P-Δ.

Résistance des éléments :

6. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
7. Vérifications des déplacements inter-étage.
8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.6.1.Vérification de comportement des trois premiers modes:

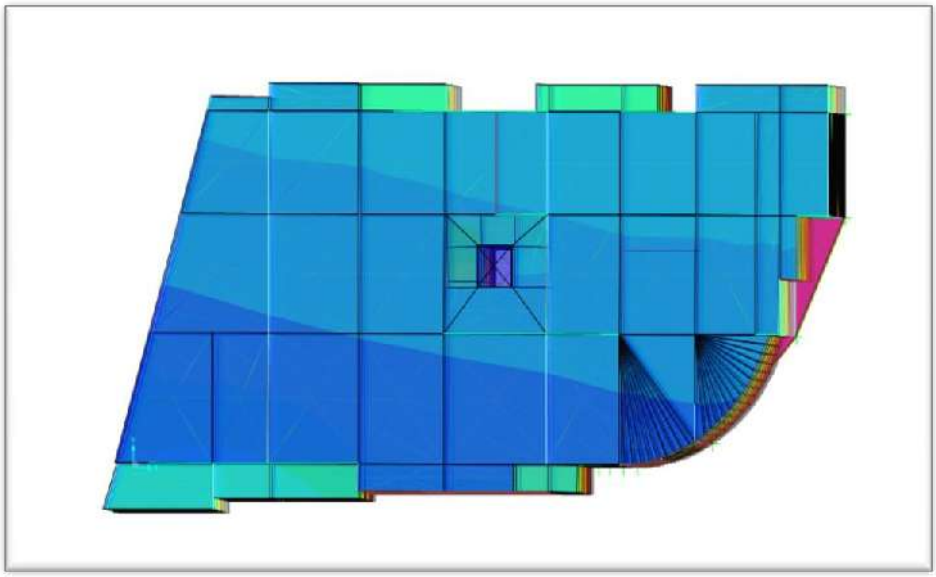


Figure. IV.10. Le comportement de 1er mode.

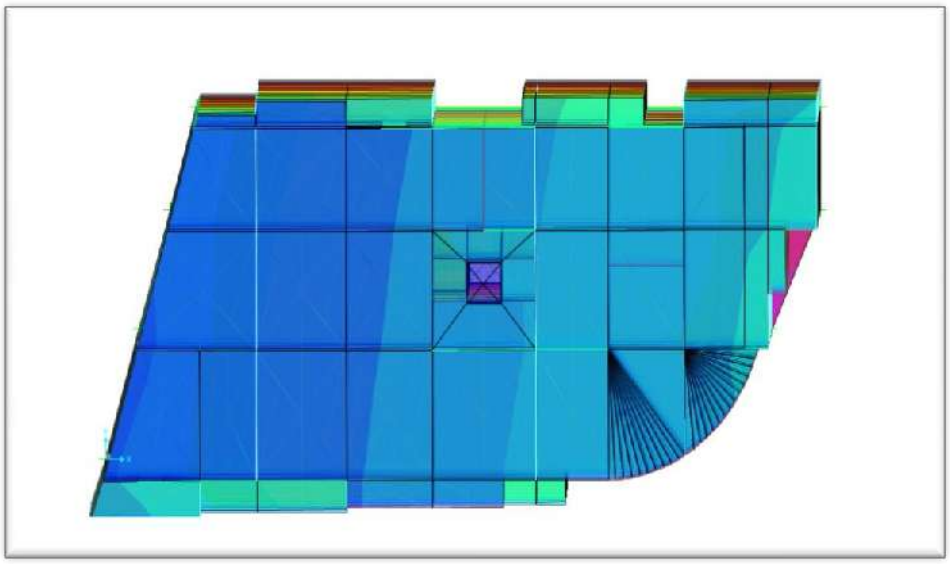


Figure. IV.11. Le comportement de 2eme mode.

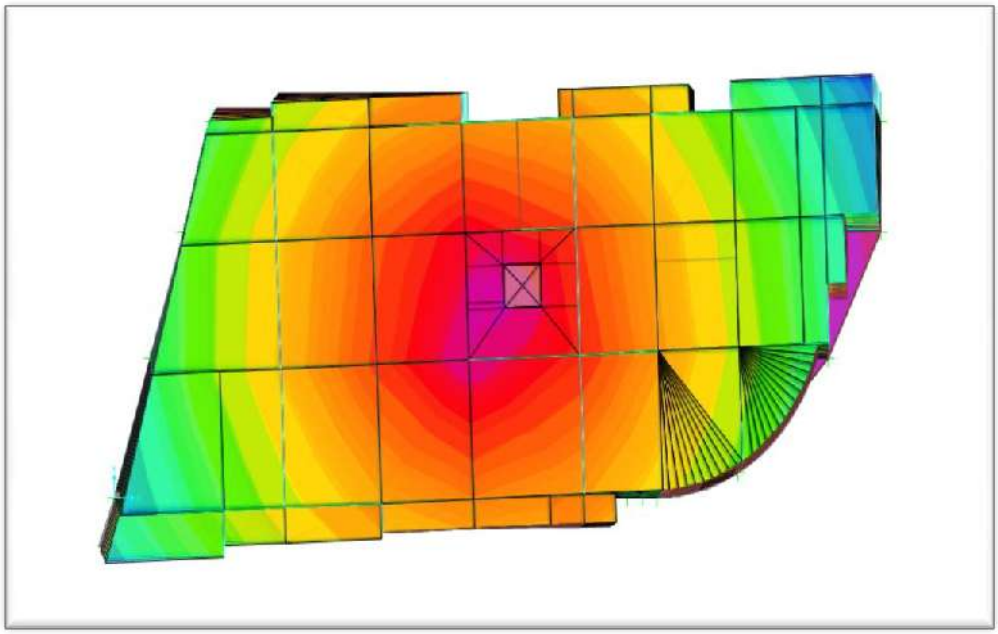


Figure. IV.12. Le comportement de 3eme mode.

Tableau IV.15. Le comportement des trois premiers modes.

modes	Période	U_X	U_Y	R_Z
1er	0,55	64%	2%	0%
2eme	0,50	2%	64%	0%
3eme	0,38	0%	0%	64%

Tableau IV.16. Le comportement des trois premiers modes.

mode 1	mode 2	mode 3
translation suivant l'axe (x)	translation suivant l'axe (y)	rotation autour l'axe (z)

IV.6.2.vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après: [1] ►► [Art4.3.4.a] ◄◄

Tableau IV.17. Coefficient de participation massique du bloc.

Mode " i "	Période " s "	Participation modale individuelle en (%)			Participation modale cumulée en (%)		
		Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	Sum Rz
1	0,555	64%	2%	0%	64%	1%	0%
2	0,500	2%	64%	0%	65%	65%	0%
3	0,389	0%	0%	64%	65%	65%	64%
4	0,157	19%	0%	0%	84%	65%	64%
5	0,135	0%	19%	0%	85%	85%	64%
6	0,111	0%	0%	0%	85%	85%	64%
7	0,104	0%	0%	0%	85%	85%	65%
8	0,100	0%	0%	20%	85%	85%	84%
9	0,093	0%	0%	0%	85%	85%	84%
10	0,088	0%	0%	0%	85%	85%	85%
11	0,085	0%	0%	0%	85%	85%	85%
12	0,083	0%	0%	0%	85%	85%	85%
13	0,081	0%	0%	0%	85%	85%	85%
14	0,076	7%	0%	0%	92%	85%	85%
15	0,075	0%	0%	0%	92%	85%	85%
16	0,074	0%	0%	0%	92%	85%	85%
17	0,072	0%	0%	0%	92%	85%	85%
18	0,070	0%	0%	0%	92%	85%	85%
19	0,068	0%	0%	0%	92%	85%	85%
20	0,066	0%	0%	0%	92%	85%	85%
21	0,066	0%	0%	0%	92%	85%	85%
22	0,064	0%	7%	0%	92%	92%	85%

IV.6.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1]►► [Art4.2.6] ◄

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

Donc il faut vérifier que : V t /V > 0,8

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s (avec site S 3) [1]: ►► [Tab4.7] ◄◄

η : facteur de correction d'amortissement :

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

ξ =7 % [1]: ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η = 0,882 ≥0.7 (C.V).

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

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

[RPA version 2003 Art 4.23] $T=0{,}09h_n / D^{1/2}$.

Alors: Dx=Dy=2,5**η**

Donc : $\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$

- R : coefficient de comportement global de la structure : R= 4.
- Q : facteur de qualité :

Q x = Q y = 1,05

- W : poids total de la structure :

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

Tableau IV.18.Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0,25	2,205	2,205	4	1,05	1,05	54522,94	7889,63	7889,63

Tableau. IV.19. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	0,8V	Vt > 0,8V
X	7889,63	6020,84	6311,70	C.N.V
Y	7889,63	6476,88	6311,70	C.V

La condition n'est pas vérifiée pour la direction X, donc il faudra augmenter tous les Paramètres de la réponse Vt < 0,80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0,8V/Vt).

- Pour la direction de x on a : 0,8V/Vt =1, 05

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Edx) dans les combinaisons, par le coefficient « 1,05 », en trouve :

Tableau. IV.20. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	0,8V	Vt > 0,8V
X	7889,63	6321,45	6311,70	C. V
Y	7889,63	6476,88	6311,70	C.V

IV.6.4.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

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

Le moment de stabilité qui est égal à :

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

Avec :

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

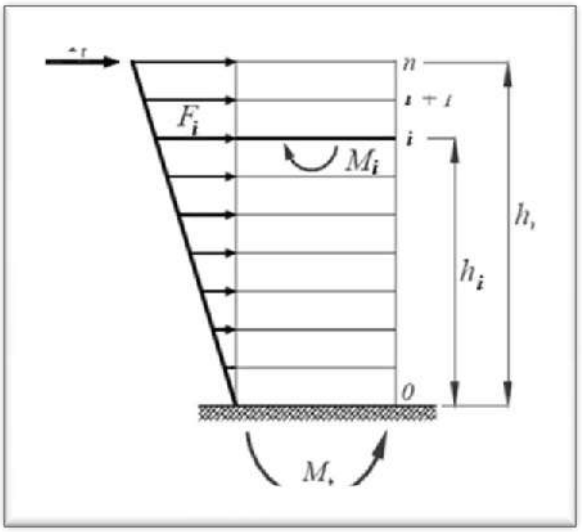


Figure. IV.13. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV.6.4.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [1] ►► [Art4.2.5] ◄◄ :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t) \qquad F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a:

Tx = Ty = 0,55 s⟶ Ft = 0.

Donc on a :

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

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

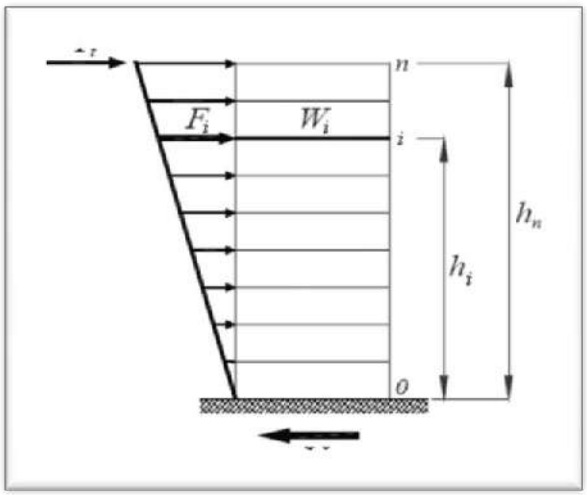


Figure. IV.14. Distribution des forces sismiques.

Tableau. IV.21. Forces sismiques selon la hauteur suivant les deux directions X, Y.

Niveau (m)	Vtx	Vty	Wi (kN)	Wi*hi (kN.m)	αx	Fix (kN)	αy	Fiy (kN)
2,50	6321,45	6476,88	4899,05	12247,62	0,014	105,54	0,014	105,03
5,00			6355,2	31776,00	0,037	273,84	0,037	272,51
8,06			5658,5	45607,51	0,053	393,04	0,053	391,13
11,12			5517,69	61356,71	0,072	528,76	0,072	526,20
14,18			5441,85	77165,43	0,090	665,00	0,090	661,78
17,24			5440,84	93800,08	0,110	808,36	0,110	804,44
20,30			5398,92	109598,07	0,129	944,51	0,129	939,93
23,36			5357,41	125149,09	0,147	1078,58	0,147	1073,30
26,42			5365,82	141764,96	0,167	1221,72	0,167	1215,80
29,48			5042,83	148662,62	0,175	1281,16	0,175	1274,96
Somme			54522,94	848516,96	1 ,00	6321,45	1,00	6476,88

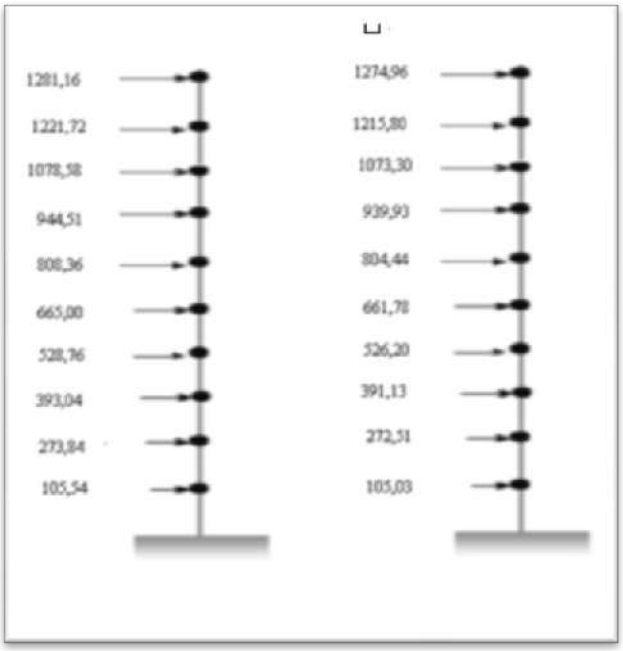


Figure IV.15.Concentration des forces sismiques aux étages suivant la direction XetY.

IV.6.4.2.Moment de renversement :

Tableau IV.22.calcul du moment de renversement.

Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	M_0 xi (kN.m)	M_0 yi (kN.m)
2,50	105,54	105,03	263,87	262,59
5,00	273,84	272,51	1369,22	1362,58
8,06	393,04	391,13	3167,92	3152,58
11,12	528,76	526,20	5879,91	5851,43
14,18	665,00	661,78	9429,81	9384,13
17,24	808,36	804,44	13936,20	13868,70
20,30	944,51	939,93	19173,57	19080,70
23,36	1078,58	1073,30	25194,44	25072,40
26,42	1221,72	1215,80	32277,94	32121,59
29,48	1281,16	1274,96	37768,82	37585,87
30,98	11,96	11,91	370,79	369,00
La somme M_0			148832,54	148111,63

IV.6.4.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.23.calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)
2,50	4899,05	18,76	8,02	39290,38	91906,17
5,00	6355,2	18,62	7,71	48998,59	118333,82
8,06	5658,5	18,40	7,93	44871,90	104116,40
11,12	5517,69	18,37	7,91	43644,92	101359,96
14,18	5441,85	18,39	7,87	42827,35	100075,62
17,24	5440,84	18,39	7,87	42819,410	100057,04
20,30	5398,92	19,39	7,87	42489,50	104685,05
23,36	5357,41	18,39	7,87	42162,81	98522,76
26,42	5365,82	18,39	7,88	42282,66	98677,42
29,48	5042,83	18,74	8,05	40594,78	94502,63
30,98	44,83	19,77	8,70	390,01	886,28
La somme M_t				430372,35	1013123,20

Donc il faut vérifier que : $M_t / M\ 0 \geq 1.5$ [5].

Tableau IV.24.Vérification de stabilisation.

M_{tx}	M_{ty}	M_{0x}	M_{0y}	M_{tx}/M_{0x}	M_{ty}/M_{0y}	$M_t/M_0 \geq 1.5$
430372,35	1013123,20	148832,54	148111,63	2,89	6,84	C.V

Notre bâtiment est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.6.5. Vérification des déplacements inter étage :

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

δ_k =R. δ_{ek}.(*Art.4.4.3: RPA 99 VERSION 2003*)

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

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

Selon (*Art.5.10: RPA 99 VERSION 2003*):le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ k limite = $0{,}01 \times h_e$.

Avec :

he : la hauteur de l'étage k.

Sens-X :

Tableau IV.25.Vérification des déplacements inter-étage sens X.

Niveau (m)	δe (cm)	$\delta_k=\delta e*R$ (cm)	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	$\Delta k \leq 0.01he$
0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	C.V
2,50	0,06	0,21	0,21	2,50	C.V
5,00	0,16	0,56	0,35	2,50	C.V
8,06	0,32	1,12	0,56	3,06	C.V
11,12	0,53	1,86	0,74	3,06	C.V
14,18	0,77	2,70	0,84	3,06	C.V
17,24	1,02	3,57	0,87	3,06	C.V
20,30	1,28	4,48	0,91	3,06	C.V
23,36	1,55	5,43	0,95	3,06	C.V
26,42	1,80	6,30	0,87	3,06	C.V
29,48	2,04	7,14	0,84	3,06	C.V

30,98	2,01	7,04	0,10	1,50	C.V

Sens-Y :

Tableau IV.26.Vérification des déplacements inter-étage sens Y.

Niveau (m)	δe (cm)	$\delta_k=\delta e*R$ (cm)	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	$\Delta k \leq 0.01 he$
0,00	0,00	0,00	0,00	2,50	C.V
2,50	0,07	0,25	0,25	2,50	C.V
5,00	0,19	0,67	0,42	2,50	C.V
8,06	0,39	1,37	0,70	3,06	C.V
11,12	0,64	2,24	0,87	3,06	C.V
14,18	0,92	3,22	0,98	3,06	C.V
17,24	1,23	4,31	1,09	3,06	C.V
20,30	1,54	5,39	1,08	3,06	C.V
23,36	1,85	6,48	1,09	3,06	C.V
26,42	2,15	7,53	1,05	3,06	C.V
29,48	2,42	8,47	0,94	3,06	C.V
30,98	2,48	8,72	0,25	1,50	C.V

IV.6.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \times \Delta_k \ / \ V_k \times h_k \leq 0,10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

-Si $0,10<\theta\leq0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

-Si $\theta>0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.27.Vérification l'effet P-Δ sens X.

Niveau (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	Θx	Θx≤0.10
2,50	250	4899,05	105,549	0,25	0,046	CV
5,00	250	6355,20	273,844	0,67	0,062	CV
8,06	306	5658,5	393,043	1,37	0,055	CV
11,12	306	5517,69	528,769	2,24	0,065	CV
14,18	306	5441,85	665,008	3,22	0,073	CV
17,24	306	5440,84	808,364	4,31	0,080	CV
20,30	306	5398,92	944,511	5,39	0,085	CV
23,36	306	5357,41	1078,529	6,48	0,089	CV
26,42	306	5365,82	1221,723	7,53	0,092	CV
29,48	306	5042,83	1281,167	8,47	0,093	CV
30,98	150	44,83	11,968	8,72	0,091	CV

Tableau IV.28.Vérification l'effet P-Δ sens Y.

Niveau (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	V_{ky} (KN)	Δ_{ky} (cm)	Θy	Θx≤0.10
2,50	250	4899,05	105,038	0.21	0,039	CV
5,00	250	6355,20	272,517	0.56	0,052	CV
8,06	306	5658,5	391,139	1.12	0,045	CV
11,12	306	5517,69	526,208	1.86	0,054	CV
14,18	306	5441,85	661,786	2.7	0,061	CV
17,24	306	5440,84	804,449	3.57	0,067	CV
20,30	306	5398,92	939,936	4.48	0,071	CV
23,36	306	5357,41	1073,304	5.43	0,075	CV
26,42	306	5365,82	1215,806	6.3	0,077	CV
29,48	306	5042,83	1274,961	7.14	0,078	CV
30,98	150	44,83	11,910	7.04	0,073	CV

On constate d'après les tableaux que les notre bloc est justifier vis à vis de l'effet P-Δ.

IV.6.7.Vérification de cisaillement des éléments : [1] ►► [Art.7.4.3.2] ◄◄:

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a- **les poutres : Selon CBA93 (Art A.5.1) :**

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau}$ =Min $[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Tableau IV.29. Vérification de cisaillement des poutres.

Elément	combinaison	fissuration	d (m)	Vu (kN)	τ max (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
PP (30*40)	G+Q+Edx	peu nuisible	3,75	271,35	2,41	4,34	C.V
PS (30*35)	G+Q+Edx	peu nuisible	3,25	47,46	0,48	4,34	C.V

b-les poteaux : Selon RPA99 version2003 (Art 7.4.3.2) :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd}$

$\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = \begin{cases} 0{,}075 \text{ si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 \text{ si } \lambda < 5 \end{cases}$ et $f_{c28} = 25Mpa$

Il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

Sens- X :

Tableau IV.30.Vérification de cisaillement des poteaux sens X.

Poteaux	T x (KN)	τ max (Mpa)	la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	89,95	0,79	G+Q+Edx	1,88	C.V
Pot (40*40)	76,17	0,50	G+Q+Edx	1,88	C.V
Pot (45*45)	44,90	0,23	G+Q+Edx	1,88	C.V
Pot (50*50)	44,36	0,18	G+Q+Edx	1,88	C.V

Sens-Y :

Tableau IV.31.Vérification de cisaillement des poteaux sens Y.

Poteaux	T x (KN)	τ max (Mpa)	Sous la combinaison	$\bar{\tau}$(Mpa)	Vérification $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$
Pot (35*35)	22,20	0,19	$G+Q+Ed_Y$	1,88	C.V
Pot (40*40)	23,96	0,15	$G+Q+Ed_Y$	1,88	C.V
Pot (45*45)	16,91	0,08	$G+Q+Ed_x$	1,88	C.V
Pot (50*50)	0,76	0,02	$G+Q+Ed_x$	1,88	C.V

IV.6.4.7.Vérification des sollicitations normales : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

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

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

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

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau. IV.32. vérification des sollicitations normales.

Section (m)	N_d (KN)	υ	Combinaison	Vérification $\boldsymbol{\upsilon \leq 0,3}$
Pot (50*50)X	2342,74	0,40	G+Q+Edx	**C.N.V**
Pot (50*50)Y	2342,74	0,40	G+Q+Edy	**C.N.V**

Les poteaux rectangulaires (50* 50) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normal donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux de RDC (55x55).

Tableau. IV.33. vérification des sollicitations normales.

Section (m)	N_d (KN)	υ	Combinaison	Vérification $\boldsymbol{\upsilon \leq 0,3}$
Pot (55*55)X	2040,74	0,29	G+Q+Edx	**C.V**
Pot (55*55)Y	2040,74	0,29	G+Q+Edy	**C.V**

Conclusion générale :

A travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception Adoptée reflète le comportement typique la structure.

V.1. Introduction :

Ce chapitre a pour l'objectif principal de déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent. Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

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

- ❖ les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - E.L.S : G + Q
- ❖ les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - 0,8 G ± E
  - G + Q ± E

Avec :

- ✓ G : charges permanentes.
- ✓ Q : charges d'exploitations.
- ✓ E : charges sismiques.

V.2.Etude thermique :

Dans ce chapitre on doit traiter d'effet de température du bloc A(longueur dépassant les 25m) Le règlement C.B.A 93 exige pour éléments de construction comprise entre joints distants au minimum de :

- 30m dans les wilayas côtières à l'exception D'ORON, AIN TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante :
- 25m dans les autres wilayas du tell, des hauts plateaux et de l'atlas saharien.
- 20m dans le moyen sud et l'extrême sud.

A défaut de justification plus précise on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

-En Algérie du nord (climat tempéré) : 35°c et -15°c

-pour le proche et le moyen sud : 45°c et -20°c.

-pour l'extrême sud : +50°c et -30^{o}c.

Vu que les dimensions en plan de notre structure dépassant les 25m et comme Alger se trouve dans la zone les climat tempéré, a cet effet on procède aux calculs de l'effet de variation température, ou Lx= 37,78m.

Les combinaisons données par les règles du C.B.A93sont:

- ELU : 1,35G+1,5Q+0,8T

Avec :

- T : température.

V.2.1.Méthode de calcul :

Afin de quantifier les efforts induits par la température dans les différents éléments de la structure en égard des dimensions en plan, qui est: L_X = 37,78m.

Un calcul à la température a été fait sur la base de :

- le changement graduel de la température variant entre 35°c et -15°c (C.B.A) donc la température de référence est égale 45°c.
- le changement de nuance du matériau (E i28 =32164.195 Mpa CBA 93 Art [A.2.1.2.1])

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP 2000, en introduisant le changement de la température comme charge d'accompagnement. L'application de ce chargement sur les poutres de façade et de la terrasse (voir les figures ci-dessous), on suppose que tous les éléments structuraux ont une température de référence de l'ordre de -20°C.

V.3.Ferraillage des poutres :

Toute les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables, à par les de façade principale et terrasse sont ferraillées en flexion composé.

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

Tableau V.1. Les paramètres de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
σ_{bc} = 14.2 MPa	FeE 400,	σ_{bc} = 18,48 MPa	FeE 400
f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 348 MPa	f_{c28} = 25 MPa	σ_s = 400 MPa
γ_b = 1.5	γs = 1,15.	γ_b = 1,5	γs = 1

V.3.1. Recommandation du RPA99 :

V.3.1.1. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ en Zone I.
- ✓ $\mathbf{A}_{\text{Travée}}$ et appui $\geq \mathbf{A}_{min}$ CBA et $\mathbf{A}_{min}$ RPA.
- ✓ $\mathbf{A}_{\text{travée}}$ et appui $\leq \mathbf{A}_{max}$ RPA.

V.3.1.2. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b

b : largeur de la poutre.

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

➢ St ≤ h/2 en Zone courante.

➢ St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

❖ **Poutres principale :**

➢ **PP (30x40) :**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	Niveau	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A calculé (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA	(A choisie cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	79,82	G+Q+EDx	6,59	0	1,20	2HA16+4HA14= 10,18
		Travée	39,04	1,35G+1,5Q	3,10	0		3HA12=3,39
	Etage	Appuis	94,36	G+Q+EDx	7,92	0		2HA16+4HA14= 10,18
		Travée	40,81	1,35G+1,5Q	3,24	0		3HA12=3,39
Rive	Terrasse	Appuis	72,40	G+Q+EDx	5,94	0	1,20	2HA16+4HA14= 10,18
		Travée	28,07	1,35G+1,5Q	2,21	0		3HA12=3,39
	Etage	Appuis	90,29	G+Q+EDx	7,54	0		2HA16+4HA14= 10,18
		Travée	38,51	1,35G+1,5Q	3,05	0		3HA14=4,62

- **PP (35x45) :**

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales.

	Niveau	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A calculé (cm^2)	A' (cm^2)	**A_{min} (cm^2)** CBA	A choisi (cm^2)
Rive	parking	Appuis	146,30	G+Q+EDx	10,87	0	1,57	3HA16+6HA14 =15,27
		Travée	69,55	1,35G+1,5Q	4,90	0		3HA14+3HA12 =8,01
Intermédiaire	parking	Appuis	162,69	G+Q+EDx	12,24	0	1,57	4HA16+4HA12 =12,54
		Travée	96,97	1,35G+1,5Q	6,96	0		2HA14+4HA12 =7,60

❖ **Poutres secondaire :**
PS (30x35) :

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres secondaire.

	Niveau	Position	Mu (KN.m)	combinaison	A calculé (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA	A choisie (cm^2)
Rive	Terrasse	Appuis	14,37	G+Q+Edx.	1,29	0	1,05	3HA12=3,39
	Etage	Appuis	27,56	G+Q+Edx.	2,52	0		3HA12=3,39
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	35,64	G+Q+Edx.	3,29	0	1,05	3HA12=3,39
	Etage	Appuis	48,64	G+Q+Edx.	4,57	0		3HA14=4,62

Remarque :

Le ferraillage des poutres secondaire qui soumise à l'effet de température se fait en flexion composé.

Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires qui soumit à l'effet température.

	Niveau	position	M u (KN.m)	N (kN)	combinaison	A cal (cm^2)	A' cal (cm^2)	A choisie (cm^2)	A' choisie (cm^2)
Rive	Terrasse	Appuis	25,89	-539,28	1,35G+1,5Q+ 0,8T	10,20	5,30	4HA16+2HA12 = 10,30	3HA12+2HA14 = 6,47
		Travée	16,04	-539,28	0,35G+1,5Q+ 0,8T	9,30	6,20	2HA16+4HA14 = 10,80	3HA14+2HA12 = 6,88
	Etage	Appuis	28,41	-539,28	0,35G+1,5Q+ 0,8T	10,50	5,00	3HA16+3HA14 = 10,65	3HA12+2HA14 = 6,47
		Travée	12,91	-539,28	0,35G+1,5Q+ 0,8T	9,00	6,50	2HA16+4HA14 = 10,80	3HA14+2HA12 =6,88
Intermédiaire	Terrasse	Appuis	33,82	-539,28	0,35G+1,5Q+ 0,8T	11,00	4,50	4HA16+2HA14 = 11,12	3HA14 = 4,62
		Travée	17,50	-539,28	0,35G+1,5Q+ 0,8T	9,40	6,10	2HA16+4HA14 = 10,80	3HA14+2HA12 = 6,88

V.3.2.Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U, une vérification indispensable à L'ELS de ces armatures**.**

Il faut vérifier que la contrainte calculée à l'E.L.S est inférieure ou égale à la contrainte admissible de l'acier et du béton, on a :

- Fissuration préjudiciable pour les Portiques de rive
- Fissuration peu nuisible pour les Portiques intermédiaire

Avec:

$\overline{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton ; $\overline{\sigma}_S$: contrainte admissible de l'acier

✓ Pour une fissuration peu nuisible, on doit vérifier seulement :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ Avec : $\sigma_b = \frac{M_{ser}.y}{I}$, $\overline{\sigma_b}$=0.6f$_{c28}$ =15MPa

y: est déterminé à partir de l'équation:

by^2/ 2+15A'$_s$ (y-c') -15 A$_s$ (d-y) =0.

I=b.y^3/3+15A'$_s$ (y-c')^2+15 A$_s$ (d-y)^2.

✓ Pour une fissuration préjudiciable**,** on doit vérifier :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Avec : $\sigma_s = M_{ser}.15\frac{(d-y)}{I}$, $\overline{\sigma_s} \leq \min[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}] = 202MPa$

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau. V .6. Vérification des poutres principales à l'ELS.

	Zone	Fissuration	M_{ser} (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Plancher terrasse							
Rive	Appui	préjudiciable	54,31	7,39	CV	161,32	CV
	Travée	préjudiciable	21,05	4,22	CV	181,22	CV
Int	Appui	Peu nuisible	59,92	8,15	CV	-	CV
	Travée	Peu nuisible	29,28	5,87	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	Appui	préjudiciable	67,73	9,21	CV	204,93	CV
	Travée	préjudiciable	28,88	5,15	CV	184,86	CV
Int	Appui	Peu nuisible	70,78	10,18	CV	-	CV
	Travée	Peu nuisible	30,61	6,14	CV	-	CV

Tableau. V.7. Vérification des poutres principales à l'ELS.

	Zone	Fissuration	M_{ser} (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
parking							
Rive	Appui	préjudiciable	109,75	9,85	CV	196,79	CV
	Travée	préjudiciable	52,17	5,63	CV	172,14	CV
Int	Appui	Peu nuisible	122,04	11,33	CV	-	-
	Travée	Peu nuisible	72,74	008,	CV	-	-

Tableau. V.8. Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

	Zone	Fissuration	Mser (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Plancher terrasse							
Rive	Appui	préjudiciable	8,53	2,16	CV	85,24	CV
Int	Appui	préjudiciable	16,88	4,27	CV	168,67	CV
Plancher courant							
Rive	Appui	Peu nuisible	17,40	4,40	CV	-	-
Int	Appui	Peu nuisible	25,64	5,98	CV		

Tableau V.9.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire qui soumit à l'effet température.

	Zone	Fissuration	M_{ser} (KNm)	σb (MPa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σs (MPa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Plancher terrasse							
Rive	Appui	préjudiciable	18,90	0	CV	102,05	CV
	Travée	préjudiciable	11,69	0	CV	59,55	CV
Int	Appui	Peu nuisible	24,70	0	CV	-	CV
	Travée	Peu nuisible	12,70	0	CV	-	CV
Plancher courant							
Rive	Appui	préjudiciable	20,73	0	CV	111,93	CV
	Travée	préjudiciable	15,04	0	CV	76,62	CV

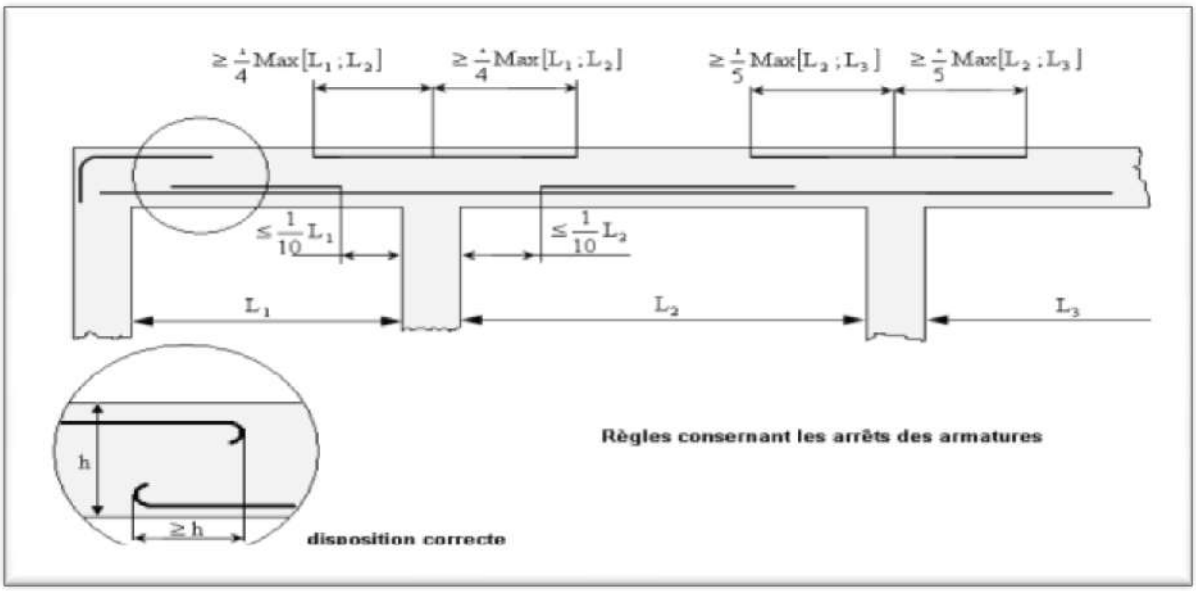


Figure. V.1. Disposition des armatures pour les poutres.

V.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement:

La contrainte de cisaillement du béton est vérifiée par la formule donnée par le CBA93 [A5.1.2.1] :

$$\tau_u^{max} \le \overline{\tau_u} \ , \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d}$$

T_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU

b_0 : la largeur de la section de béton

d : la hauteur utile de la section du béton

La contrainte admissible donnée par le C.B.A93 est:

Armatures droit (α=90°)

- fissurations préjudiciables $\overline{\tau}_u$ = Min [0.15 f_{cj}/ γ_b , 4 Mpa]

$\overline{\tau_u}$ = 2,5MPa **:** situation durable.

$\overline{\tau_u}$ =3,26MPa : situation accidentelle.

Pour les fissurations peu nuisibles $\overline{\tau_u} = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

$\bar{\tau}_u$ =3,30MPa : situation durable.

$\bar{\tau}_u$ = 4,34MPa : situation accidentelle.

Les résultats des vérifications des poutres principales et secondaires aux cisaillements sont présentés au tableau suivant :

Tableau V.10. Contraintes de cisaillement dans les poutres porteuses (parking+ RDC).

Poutres porteuses (30x40)			Plancher terrasse							
		T (KN)	τu (Mpa)	Fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	At	St (cm)	At ≥At_{RPA}	At≥At_{CBA}
Riv	Appui	97,65	0,87	Préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
int	Appui	164,91	1,48	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
Riv	appui	105,02	0,94	Préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
int	appui	169,82	1,52	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Poutres porteuses (35x45)			Plancher courant							
		T (KN)	τu (Mpa)	Fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	At	St (cm)	At ≥At_{RPA}	At≥At_{CBA}
Riv	Appui	24,15	1,14	Préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
int	Appui	35,52	0,25	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV

Tableau V.11. Contraintes de cisaillement dans les poutres non porteuses.

Poutres non porteuses (30x35)		Plancher terrasse								
		T (KN)	τu (Mpa)	fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	At	St (cm)	At ≥At_{RPA}	At≥At_{CBA}
Rive	appui	16,96	0,17	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
Inte	appui	19,87	0,21	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
Rive	appui	35,63	0,37	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
Inte	appui	23,22	0,24	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV

Tableau V.12. Contrainte de cisaillement des poutres secondaires qui soumit à l'effet de température.

Poutres non porteuses (30x35)		Plancher terrasse								
		T (KN)	τu (Mpa)	fissuration	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	ϕ	At	St (cm)	At ≥At_{RPA}	At≥At_{CBA}
Rive	appui	24,90	0,25	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV
Inte	appui	16,27	0,16	Peu nuisible	CV	8	4T8	10	CV	CV
Plancher courant										
Rive	appui	33,46	0,34	préjudiciable	CV	8	4T8	10	CV	CV

V.3.4. Vérification de la flèche :

Selon le CBA 93 annexe D on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$

- $\rho \geq \frac{A}{b.d}$

a) **Poutres porteuses : (bxh) = (30x40).**

Tableau V.13. Vérification de la flèche des poutres porteuses.

1ère condition			2ème condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho \geq \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \geq \frac{4.2}{Fe}$
0,069	0,062	C.V	0,069	0,065	C.V	0,003	0,0105	C.V

b) **Poutres porteuses : (bxh) = (35x45).**

Tableau V.14. Vérification de la flèche des poutres porteuses (parking+ RDC).

1ère condition			2ème condition			3ème condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho \geq \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \geq \frac{4.2}{Fe}$
0,069	0,062	C.V	0,069	0,065	C.V	0,004	0,0105	C.V

c)Poutres non porteuses: (bxh) = (30x35).

Tableau V.15. Vérification de la flèche des poutres non porteuses.

1ère condition			2ème condition			3éme condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	$\rho \geq \frac{A}{b.d}$	$\frac{4.2}{Fe}$	$\rho \geq \frac{4.2}{Fe}$
0,065	0,062	C.V	0,065	0,061	C.V	0,004	0,0105	C.V

On remarque que les trois conditions sont vérifiées dans les deux directions porteuses (poutre principale) et non porteuse (poutre secondaire), alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

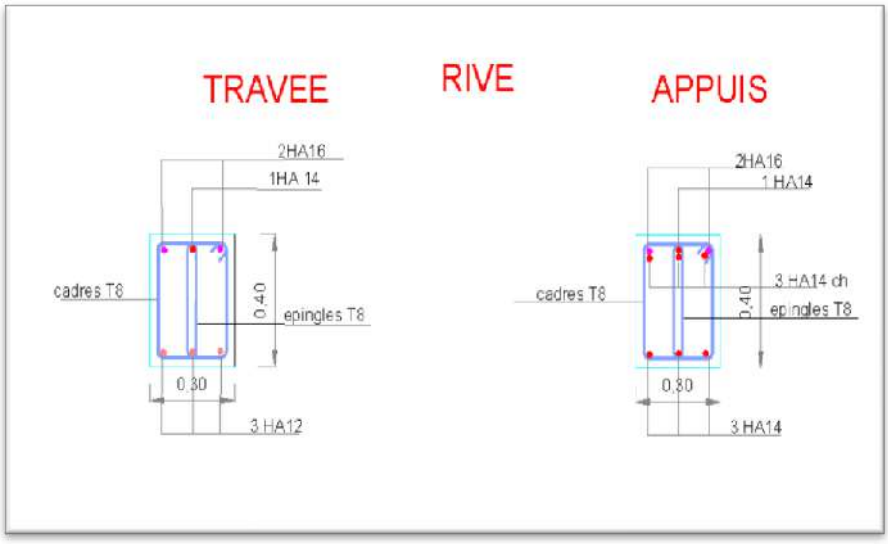


Figure.V.2. Les coupe de ferraillage de la poutre principale de rive (Étage courant).

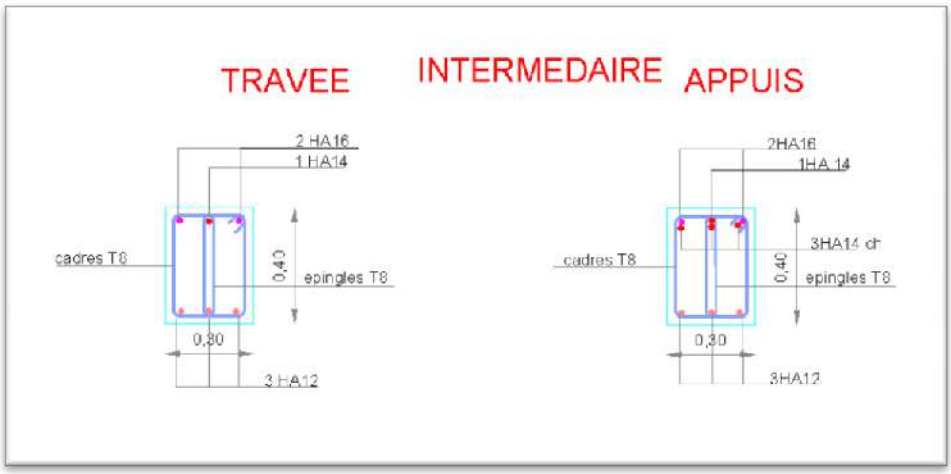


Figure.V.3. Les coupes de ferraillage de la poutre principale intermédiaire (Étage courant).

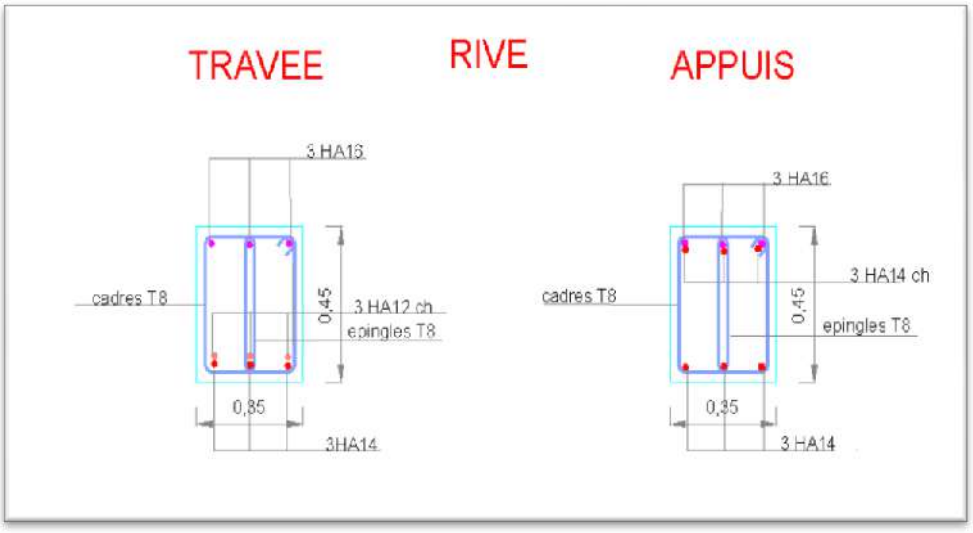


Figure.V.4. Les coupes de ferraillage de la poutre principale de rive (RDC et Parking).

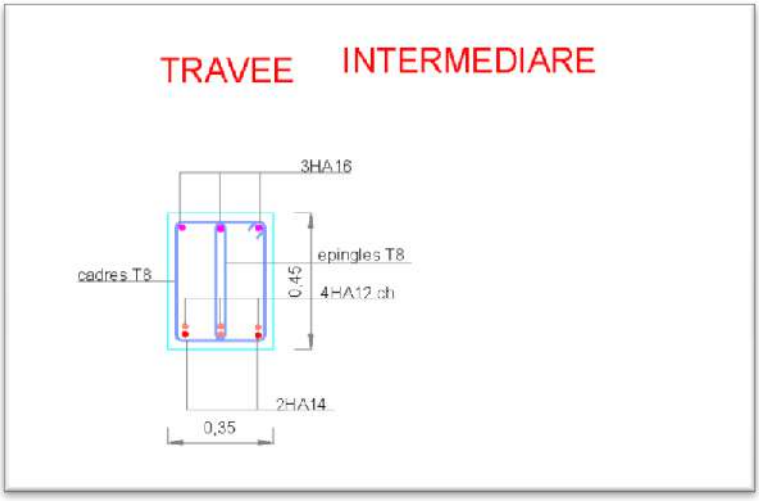


Figure.V.5. La coupe de ferraillage de la poutre principale intermédiaire (RDC et parking).

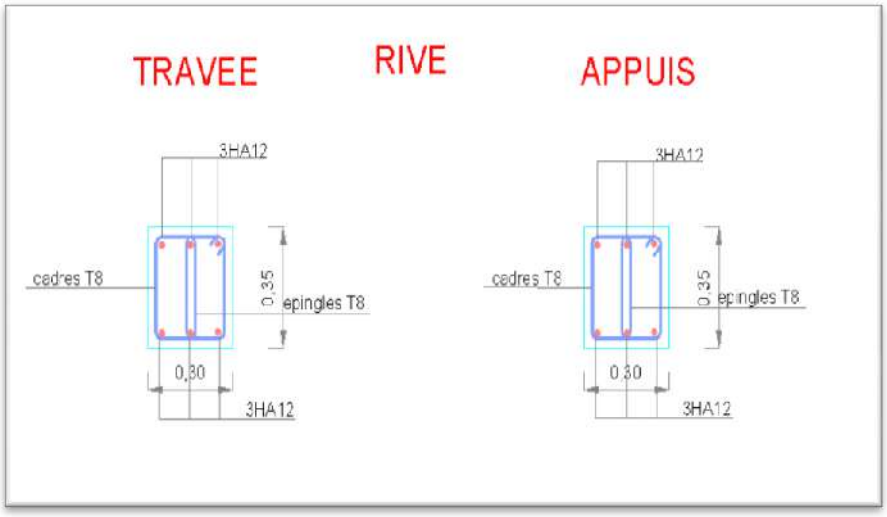


Figure.V.6. Les coupes de ferraillage de la poutre secondaire de rive et intermédiaire.

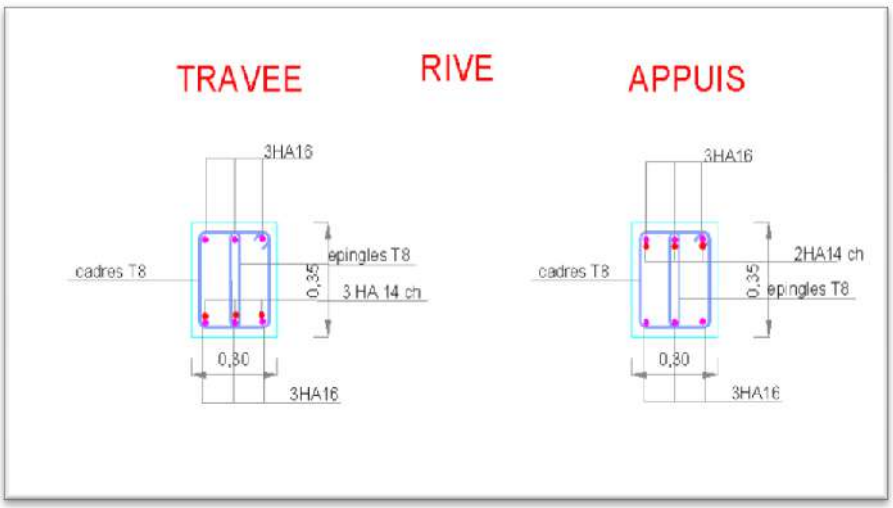


Figure.V.7. Les coupes de ferraillage de la poutre secondaire suomi a la température.

V.4.Ferraillage des poteaux:

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, qui se distingue par la présence de deux sollicitations : un effort normal de compression et un moment de flexion.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'une des trois sections suivantes:

- Section entièrement tendue.
- Section partiellement tendue.
- Section entièrement comprimée.

V.4.1. Recommandation des règlements : *Selon le RPA99 [Art 7.4.2.1]:*

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone III est limité par :
  - 0.9 % ≤ A / b.h ≤ 4 % (en zone courante).
  - 0.9 % ≤ A / b.h ≤ 6 % (en zone nodale).
- Leur diamètre minimal et de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en zone **III**.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III

Selon le CBA 93 :

$$\begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour 1m de longueur du parement.} \\ A = \min \quad 0.1\ \% \le A / b.h \le 5\ \%. \end{cases}$$

V.4.2.Calcul des aciers longitudinaux à l'ELU :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

V.4.2.1. Etat limite de résistance :

Pour la détermination des armatures longitudinales on va tenir compte des trois cas défavorable suivants :

- $N_{max} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas I).**
- $N_{min} \longrightarrow M_{corr.}$ **(Cas II).**
- $M_{max} \longrightarrow N_{corr.}$ **(Cas III).**

Les armatures sont obtenues sous l'effet de deux situations : durable et accidentelle.

V.4.2.2.Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, conformément à l'article (A.4.3.5) du CBA93.

On adopte une excentricité totale de calcul telle que :

$e = e_1 + e_2$

$$e_1 = \left(\frac{M}{N}\right) + e_a, \quad avec: \ e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right).$$

$$e_1 = \frac{3L_f{}^2(2+\alpha\varphi)}{(10^4 h)}, \text{ avec: } 0.7 \le \alpha \le 1 \text{ et } \varphi = 2$$

- e_1 : excentricité du 1er ordre, due à la résultante des contraintes normales.
- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections initiales.
- e_2 : excentricité due aux efforts de second ordre lies à la déformation de la structure.
- L_f : longueur de flambement du poteau.
- L : longueur libre du poteau.
- h: hauteur totale de la section dans la direction du flambement.
- φ : rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée.
- α : rapport du moment des charges permanentes au moment total.

Les efforts dans les poteaux les plus sollicités et les sections d'acier adoptées pour les divers types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Sections des armatures longitudinales des poteaux

	Cas	Mu (kN.m)	N (kN)	Combinaison	section	Ax (cm²)	Amin RPA (cm^2)	A (cm²)
55*55 intermédiaire	N_{max}-M_{cor}	62,16	1218,84	1,35G+1,5Q	SPC	4,40	27,22	4HA20+8HA16 =28,65
	M_{max}-N_{cor}	243,93	852,56	G+Q+E_{dy}	SPC	2,79		
	N_{min}-M_{cor}	43,56	95,36	0,8.G+E_{dx}	SPC	2,09		
55*55 Rive	N_{max}-M_{cor}	47,28	1250,07	1,35G+1,5Q	SPC	4,40	27,22	4HA20+8HA16 =28,65
	M_{max}-N_{cor}	124,01	2328,43	G+Q+E_{dx}	SPC	4,40		
	N_{min}-M_{cor}	25,27	70,54	0,8.G+E_{dy}	SPC	0,35		
50*50 intermédiaire	N_{max}-M_{cor}	85,46	1251,88	1,35G+1,5Q	SPC	4,00	22,50	12HA16=24,13
	M_{max}-N_{cor}	226,44	920,29	G+Q+E_{dy}	SPC	8,58		
	N_{min}-M_{cor}	39,00	42,43	0,8.G+E_{dY}	SPC	1,79		
50*50 Rive	N_{max}-M_{cor}	66,501	1918,39	1,35G+1,5Q	SPC	4,40	22,50	12HA16=24,13
	M_{max}-N_{cor}	143,66	653,72	G+Q+E_{dY}	SPC	0,17		
	N_{min}-M_{cor}	30,09	108,69	0,8.G+E_{dx}	SPC	0,24		
45*45 intermédiaire	N_{max}-M_{cor}	58,11	1796	1,35G+1,5Q	SPC	3,60	18,22	12HA14=18,46
	M_{max}-N_{cor}	122,13	440,58	G+Q+E_{dx}	SPC	12,64		
	N_{min}-M_{cor}	36,81	115,44	0,8.G+E_{dx}	SPC	0,86		

45*45 Rive	N_{max}-M_{cor}	67,18	1691,99	1,35G+1,5Q	SPC	3,60	18,22	12HA14=18,46
	M_{max}-N_{cor}	273,41	234,09	G+Q+E_{dx}	SPC	19,82		
	N_{min}-M_{cor}	70,58	420,06	0,8g+Edx	SPC	3,60		
40*40 intermédiaire	N_{max}-M_{cor}	42,96	1202,37	1,35G+1,5Q	SPC	3,20	14,20	4HA14+8HA12 =15,20
	M_{max}-N_{cor}	158,88	259,67	G+Q+E_{dx}	SPC	11,32		
	N_{min}-M_{cor}	18,25	46,52	0,8G+E_{dy}	SPC	0,73		
40*40 Rive	N_{max}-M_{cor}	45,11	1007,11	1,35G+1,5Q	SPC	3,20	14,20	4HA14+8HA12 =15,20
	M_{max}-N_{cor}	101,90	235,03	G+Q+E_{dx}	SPC	5,56		
	N_{min}-M_{cor}	26,50	78,14	0,8.G+E_{dx}	SPC	0,93		
35*35 intermédiaire	N_{max}-M_{cor}	32,47	613,45	1,35G+1,5Q	SPC	2,80	11 ,05	12 HA12= 13,56
	M_{max}-N_{cor}	115,91	251,02	G+Q+E_{dx}	SPC	9,59		
	N_{min}-M_{cor}	25,20	60,48	0,8G+E_{dy}	SPC	2,14		
35*35 Rive	N_{max}-M_{cor}	36,94	429,67	1,35G+1,5Q	SPC	2,80	11 ,05	12 HA12= 13,56
	M_{max}-N_{cor}	62,73	138,66	G+Q+E_{dy}	SPC	4,21		
	N_{min}-M_{cor}	24,82	10,93	0,8G+E_{dx}	SPC	2,31		

V.4.3. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

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

La détermination des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables

(M_{ser} ; N_{ser}) sera calculée selon le règlement (BAEL91) concernant la flexion composée.

Les fissurations sont :

- Peu nuisibles dans les poteaux intermédiaires
- Préjudiciables dans les poteaux de rive.

Ainsi les contraintes dans l'acier et dans le béton sont limitées par :

- **Béton :** $\overline{\sigma}_b = 0.6\, f_{c28}$ $\longrightarrow$ $\overline{\sigma}_b = 15\,\text{MPa}$.

- **Acier:** $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \longrightarrow \bar{\sigma}_s = 202\,\text{MPa}$.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS.

Section	M ser (kN.m)	N ser (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
55*55 intermédiaire	45,79	485,50	28,65	peu	2,10	30,20	CV	CV
55*55 Rive	12,47	441,56	28,65	préj	1,40	20,70	CV	CV
50*50 intermédiaire	74,38	775,55	24,13	peu	4,50	64,40	CV	CV
50*50Rive	48,78	817,95	24,13	préj	3,90	56,60	CV	CV
45*45 intermédiaire	80,60	532,67	18,46	peu	5,40	75,50	CV	CV
45*45 Rive	56,95	599,71	18,46	préj	4,60	65,20	CV	CV
40*40 intermédiaire	68,16	311,43	15,20	peu	5,80	78,20	CV	CV
40*40 Rive	35,08	517,94	15,20	préj	4,50	63,90	CV	CV
35*35 intermédiaire	45,96	110,11	13,56	peu	5,00	62,60	CV	CV
35*35 Rive	28,10	78,48	13,56	préj	3,10	39,10	CV	CV

V.4.4. Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

V.4.4.1.Contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section, il est fonction des dimensions géométriques ainsi que de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Cette contrainte est donné par : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon les règles comme suit :

- **RPA 99 [Art 7.4.3.2]:**

La contrainte admissible est : $\bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si} \quad \lambda \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si} \quad \lambda < 5 \end{cases}$$

$\lambda = L_f / i$: élancement géométrique.

$L_f = 0.7\ L_0$: longueur de flambement.

L_0 : longueur libre de poteau.

$i = (I / A)^{1/2}$: rayon de giration.

I : moment d'inertie du poteau.

A : section du poteau.

➢ **CBA 93 [A.5.1.2.1] :**

- Si la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b};\ 5\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 4.32\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

- Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\text{MPa}\right] \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 3.26\,\text{MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Les contraintes de cisaillement dans les poteaux les plus sollicitées pour chaque niveau sont résumées dans le tableau.

V.4.4.2.Calcul des aciers transversaux :

Leur rôle est d'empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois, le nombre de cadres et d'étriers est plus important dans les zones nodales et de recouvrement que dans les zones courantes,

La section d'armatures transversales « A_t » est donnée par :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{h_t . f_e} \qquad \text{[Art 7.4.2.2 RPA 99]}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section du poteau.

*f*e : contrainte limite élastique de l'acier (235Mpa).

ρ_a : coefficient correcteur en fonction de l'élancement géométrique.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda \geq 5. \\ 3.75 & \text{Si } \lambda < 5. \end{cases}$$

S_t : espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \begin{cases} \text{Min}\,(10\varphi l\ ;\ 15\text{cm}) & \text{(en zone nodale).} \\ 15\varphi & \text{(en zone courante).} \end{cases}$$

Avec : φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t.b_t} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda \leq 3 \\ \text{interpoler entre les deux valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda < 5 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\varphi_l$ au minimum.

- Les armatures utilisées sont de type rond lisse, de nuance FeE235.

Récapitulation des résultats :

Tableau V.18.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux.

Section	élément	Combinaison	V (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (Mpa)	$[\tau u]$ CBA	$\tau u \leq [\tau u]$
55*55	1320	G+Q+Edx	100,64	0,387	9,30	0,075	1,875	4,32	CV
50*50	1322	G+Q+Edx	68,19	0,306	10,20	0,075	1,875	4,32	CV
45*45	1324	G+Q+Edx	121,20	0,704	14,40	0,075	1,875	4,32	CV
40*40	1326	G+Q+Edy	38,72	0,286	16,20	0,075	1,875	4,32	CV
35*35	1660	G+Q+Edx	46,52	0,454	18,50	0,075	1,875	4,32	CV

Tableau .19. Les armatures transversales et leurs espacements.

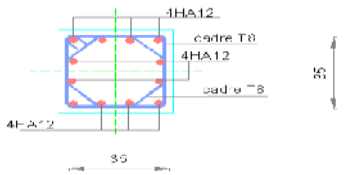
section	V (kN)	A t (mm²)	λ_g	ρ	Zone	St adopté	Choix
55*55	100,64	257,35	3,18	3,75	courante	15	4 Φ 10
					nodale	10	4 Φ 10
50*50	68,19	191,78	4,28	3,75	courante	15	4 Φ 10
					nodale	10	4 Φ 10
45*45	121,20	378,75	4,76	3,75	courante	15	4 Φ 10
					nodale	10	4 Φ 10
40*40	38,72	90,75	5,35	2,50	courante	15	4 Φ 8
					nodale	10	4 Φ 8
35*35	46,52	124,60	6,12	2,50	courante	15	4 Φ 8
					nodale	10	4 Φ 8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale ***[Art 7.4.2.2]***

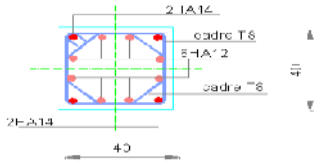
Tableau.V.20. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Section	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 3(\%)$
55*55	courante	0,380	CV
	nodale	0,572	CV
50*50	courante	0,418	CV
	nodale	0,628	CV
45*45	courante	0,465	CV
	nodale	0,697	CV
40*40	courante	0,335	CV
	nodale	0,502	CV
35*35	courante	0,382	CV
	nodale	0,574	CV

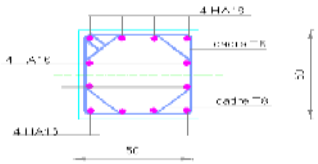
35x35



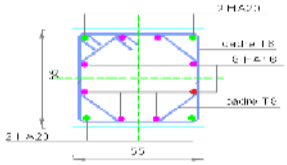
40x40



50x50



55x55



45x45

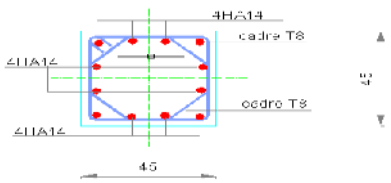


Figure.V.8. Les coupe de ferraillage des poteaux.

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à

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

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

- ✓ Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant ; on devra disposer du ferraillage suivant : Les aciers verticaux

Les aciers longitudinaux

Les aciers transversaux.

V.4.2. Les voiles pleins :

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

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.3.1. Les trumeaux :

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

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

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V.4.3.2. Les linteaux :

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

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion " A_l".
- ✓ Des aciers transversaux " A_t".
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V.4.4. Méthode de calcul :

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

Pour les voiles, nous utilisons le calcul en flexion simple et composé

V.4.4.1. Recommandations des règlements :

A.Armatures verticales :

Selon le CBA 93:

- $A_{ver} \leq 0.4 cm^2$ pour un mètre de parement
- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003** *(Art 7.7.4)*

$A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

$A_v = 0.15\% B$ dans la section globale du voile.

$A_v = 0.10\% B$ dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver} : diamètre vertical.

B.Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq}$ **Min** $\boldsymbol{\left[\frac{h}{35}, \frac{a}{10}, \varphi_v\right]}$

Espacement des armatures horizontales:

- $S_h \leq$ min [0.9d ; 40cm]
- $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa
- $S_h \leq \frac{\boldsymbol{A_h \times 0.9 \frac{f_e}{\gamma}}}{\boldsymbol{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}}$

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1.4V_{u\ calculé}$ $\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

✓ $\boldsymbol{\tau_b}$**:** Contrainte de cisaillement.

✓ $\bar{\boldsymbol{\tau}}$: Contrainte de cisaillement admissible.

✓ A_h : section d'armatures horizontales.

✓ d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003:**

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

C.Armatures transversales :

Ce sont des armatures haut adhérence de Fe E400 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.4.4.2. Recommandations pour les voiles et les trumeaux :(RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$Sv = \begin{cases} Sv\ (zone\ courante) \\ \frac{Sv}{2}\ (zone\ d'extrimitè)\ \frac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

V.4.5.Ferraillage des voiles pleins :

V.4.5.1.Armatures verticales :

A. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

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

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

voile	ètage	S(cm^2)	N(KN)	M(KN.m)	situation	A calculè (cm^2)	St (cm)	A_{choisi} (cm^2)
V1	s-sol 1et2	20x544	5833,00	2088,11	G+Q+Edx	22,6	20	2 (26HA 12) = 29,41
	RDC et1^{er}	20x549	4741,59	1014,48		22,8		
	2eme et3^{eme}	20x554	3365,07	272,76		23,0		
	4eme et 5eme	20x559	2068,65	299,88		23,2		
	6eme et 7eme	20x564	886,6	190,43		23,4		
V2	s-sol 1 et 2	20x415	2361,39	734,88	G+Q+Edx	17,4	20	2 (20HA 12) = 22,62
	RDC et 1er	20x420	2112,42	790,42		17,6		
	2eme et 3eme	20x425	1703,43	420,64		17,8		
	4eme et 5eme	20x430	1117,01	170,68		18 ,00		
	6eme et 7eme	20x435	591,15	116,68		18,2		
V3	s-sol 1et 2	20x198	2888,34	162,13	G+Q+Edy	8,7	20	2 (10 HA12) = 10,31
	RDC et 1er	20x203	2404,92	230,85		8,9		
	2eme et 3eme	20x208	1572,43	146,62		9,1		
	4eme et 5eme	20x213	887,28	74,44		9,3		
	6eme et 7eme	20x218	405,43	16,59		9,5		
V4	s-sol 1et 2	20x398	3551,01	604,92	G+Q+Edx	16,7	20	2 (16 HA12) = 18,10
	RDC et 1er	20x403	2760,96	839,07		16,9		
	2eme et 3eme	20x408	1905,45	870,25		17,1		
	4eme et 5eme	20x413	1083,41	722,74		17,3		
	6eme et 7eme	20x418	591,28	541,90		17,5		
V5	s-sol 1et 2	20x380	3509,84	519,08	G+Q+Edy	16	15	2 (22 HA10) = 17,28
	RDC et 1er	20x385	2861,08	341,57		16,2		
	2eme et 3eme	20x390	2101,74	204,20		16,4		
	4eme et 5eme	20x395	1344,86	28,61		16,6		
	6eme et 7eme	20x400	629,39	52,84		16,8		
V6	s-sol 1 et 2	20x314	3748,19	366,03	G+Q+Edx	13,4	15	2(20 HA10) = 15,71
	RDC et 1er	20x319	2919,03	509,12		13,6		
	2eme et 3eme	20x324	2034,35	397,75		13,8		
	4eme et 5eme	20x329	1306,78	198,23		14,00		
	6eme et 7eme	20x334	684,7	8,86		14,2		

Tableau.V.22. Vérification des armateurs verticaux selon la condition RPA et CBA.

voile	ètage	S (cm^2)	A_{choisi} (cm2)	$A_{Min}RPA$ (cm^2)	$A_{Min}CBA$ (cm^2)	$A_{choisi} > A_{Min}RPA$ et $A_{Min}CBA$
V1	s-sol 1et2	20x544	2 (26HA 12) = 29,41	16,32	5,44	cv
	RDC et1er	20x549		16,47	5,49	
	2eme et3eme	20x554		16,62	5,59	
	4eme et 5eme	20x559		16,77	5,59	
	6eme et 7eme	20x564		16,92	5,46	
V2	s-sol 1 et 2	20x415	2 (20HA 12) = 22,62	12,45	4,15	cv
	RDC et 1er	20x420		12,6	4,2	
	2eme et 3eme	20x425		12,75	4,25	
	4eme et 5eme	20x430		12,9	4,3	
	6eme et 7eme	20x435		13,05	4,35	
V3	s-sol 1et 2	20x198	2 (10 HA 12) = 10,31	5,94	1,98	cv
	RDC et 1er	20x203		6,09	2,03	
	2eme et 3eme	20x208		6,24	2,08	
	4eme et 5eme	20x213		6,39	2,13	
	6eme et 7eme	20x218		6,54	2,18	
V4	s-sol 1et 2	20x398	2 (16 HA 12) = 18,10	11,40	3,98	cv
	RDC et 1er	20x403		12,09	4,03	
	2eme et 3eme	20x408		12,24	4,08	
	4eme et 5eme	20x413		12,3	4,13	
	6eme et 7eme	20x418		12,54	4,18	
V5	s-sol 1et 2	20x380	2 (22 HA 10) = 17,28	11,4	3,8	cv
	RDC et 1er	20x385		11,55	3,85	
	2eme et 3eme	20x390		11,7	3,9	
	4eme et 5eme	20x395		11,85	3,95	
	6eme et 7eme	20x400		12	4,00	
V6	s-sol 1 et 2	20x314	2(20 HA 10) = 15,71	9,42	3,14	cv
	RDC et 1er	20x319		9,57	3,19	
	2eme et 3eme	20x324		9,72	3,24	
	4eme et 5eme	20x329		9,87	3,29	
	6eme et 7eme	20x334		10,02	3,34	

B. Vérification des armatures à ELS :

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

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

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

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

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

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

Tableau .V.23. Vérification des armatures a ELS des voiles pleins.

voile	S (cm^2)	A_{choisi} (cm2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$б_S$ (MPa)	$б_b$ (MPa)	$б_s^-$ (MPa)	$б_b^-$ (MPa)
V1	20x544	29,41	2316,83	198 ,85	32,00	2,1	15	201,63
V2	20x415	22,62	1915,22	182,11	27,2	1,8	15	201,63
V3	20x198	10,31	902,01	15,41	33,1	2,2	15	201,63
V4	20x398	18,10	1687,85	48,56	31,6	2,1	15	201,63
V5	20x380	17,28	2232,32	66,38	42,9	2,9	15	201,63
V6	20x314	15,71	1950,57	47,45	45,1	3	15	201,63

V.4.5.2. Calcul des armateurs horizontaux :

Tableau .V.24. Calcul des armateurs horizontaux des voiles pleins.

voile	ètage	e (cm)	h (m)	V (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$S_{tadoptée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
V1	s-sol	20	2,15	246,15	0,57	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	405,89	0,74			
	2ème et 3ème		2,71	402,35	0,74			
	4ème et 5ème		2,71	361,68	0,66			
	6ème et 7ème		2,71	294,43	0,54			
V2	s-sol	20	2,15	114,88	0,26	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	155,92	0,28			
	2ème et 3ème		2,71	134,63	0,24			
	4ème et 5ème		2,71	89,35	0,16			
	6ème et 7ème		2,71	67,92	0,12			
V3	s-sol	20	2,15	53 ,43	0,12	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	21,89	0,04			
	2ème et 3ème		2,71	26,26	0,04			
	4ème et 5ème		2,71	11,87	0,02			
	6ème et 7ème		2,71	20,54	0,03			
V4	s-sol	20	2,15	154,21	0,35	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	316,26	0,58			
	2ème et 3ème		2,71	293,27	0,54			
	4ème et 5ème		2,71	208,03	0,38			
	6ème et 7ème		2,71	75,16	0,13			
V5	s-sol	20	2,15	178,63	0,41	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	107	0,19			
	2ème et 3ème		2,71	55,38	0,102			
	4ème et 5ème		2,71	16,63	0,03			
	6ème et 7ème		2,71	67,12	0,12			
V6	s-sol	20	2,15	184,8	0,42	5	15	18HA 10 = 14,14
	RDC et 1er		2,71	432,01	0,79			
	2ème et 3ème		2,71	409,79	0,75			
	4ème et 5ème		2,71	349,49	0,64			
	6ème et 7ème		2,71	272,9	0,50			

V.4.5.3. Armatures transversales :

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

Tableau .V.25 Diamètre des armateurs transversaux.

armatures longitudinales $\emptyset_v$	EpinglesΦ_t
HA 8 à HA 16	HA 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

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

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m^2 au moins.

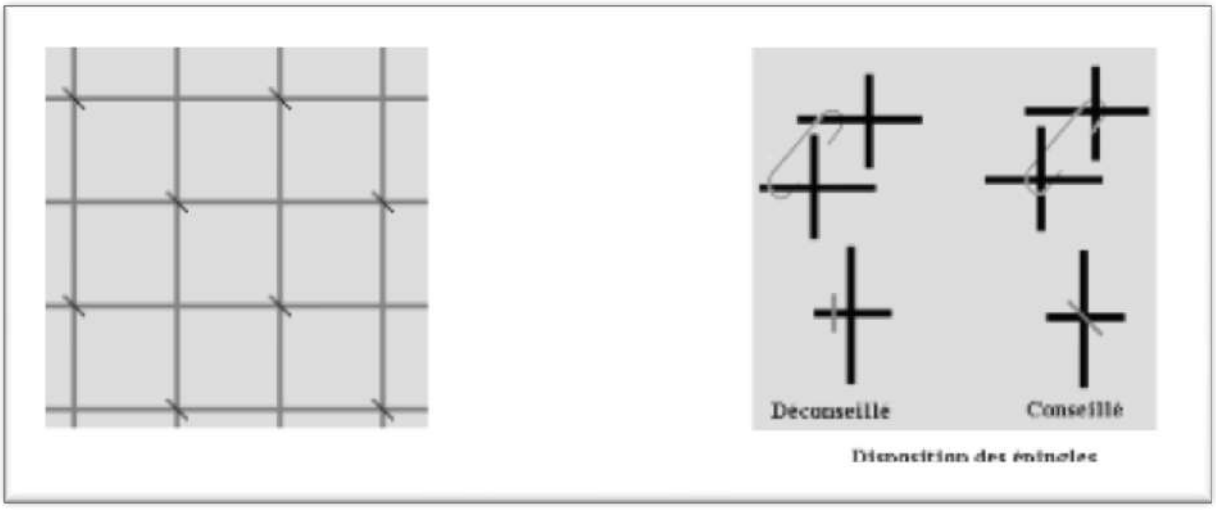


Figure. V.9. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm.

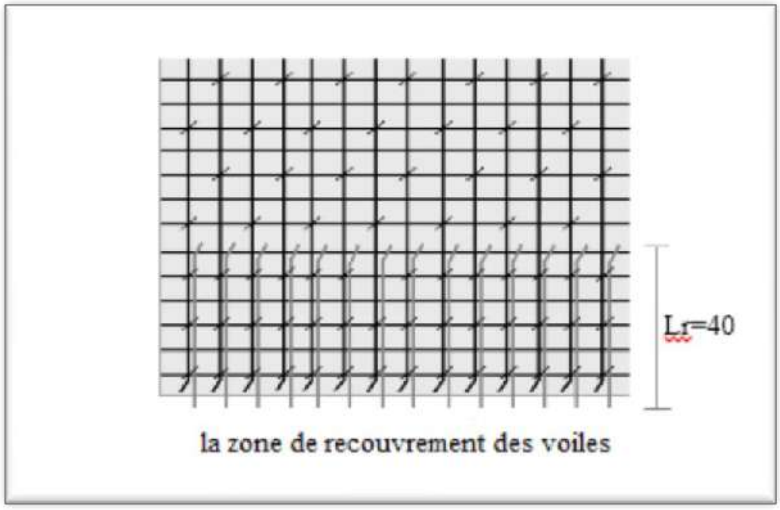


Figure. V.10 . La zone de recouvrement des voiles.

V.4.6. .Les Voiles avec ouverture:

V.4.6.1. les trumeaux

Calcul armatures verticales des trumeaux

- Sens longitudinale X : Voile 1(L=5,01m)

Tableau V.26. Ferraillage verticale les trumeaux du voile .

voile	Etage	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	combinaison	A calculè (cm^2)	St (cm)	A_{choisi} (cm^2)
V8	s-sol	20x192	5351,67	667,56	G+Q+Edy	9,60	15	14HA10=11
	RDC et 1er	20x192	1489,71	172,72		8,50	15	
	2eme et 3eme	20x192	1189,61	22,97		8,50	15	
	4eme et 5eme	20x192	759,54	38,70		8,50	15	
	6eme et 7eme	20x192	355,60	40,09		8,50	15	
V9	s-sol	20x185	2829,26	605,16	G+Q+Edy	8,20	15	12HA10=9,42
	RDC et 1er	20x185	764,65	104,38		8,20	15	
	2eme et 3eme	20x185	647,66	81,44		8,20	15	
	4eme et 5eme	20x185	470,77	53,94		8,20	15	
	6eme et 7eme	20x185	267,48	14,80		8,20	15	
V10	s-sol	20x161	3744,81	765,68	G+Q+Edx	7,20	15	10HA10=7,85
	RDC et 1er	20x161	1374,85	164,91		7,20	15	
	2eme et 3eme	20x161	974,00	151,25		7,20	15	
	4eme et 5eme	20x161	582,87	124,29		7,20	15	
	6eme et 7eme	20x161	233,87	89,81		7,20	15	

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau .V.27 . Vérification des armateurs verticaux a l'ELS.

voile	S (cm2)	A_{choisi} (cm2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN .m)	$б_S$ (MPa)	$б_b$ (MPa)	$б_s^-$ (MPa)	$б_b^-$ (MPa)
V8	20x192	11	2341,88	0,65	84,30	5,60	201,63	15
V9	20x185	9,42	2378,01	0,1	89,60	6,00	201,63	15
V10	20x161	7,85	1356,410	0,49	58,90	3,90	201,63	15

❖ **Calcule armatures horizontales des trumeaux :**

Tableau .V.28 . Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.

voile	ètage	e (cm)	h (cm)	V (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$S_{tadoptée}$ (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
V8	s-sol	20	2,15	336,15	0,86	5	15	12HA 10 = 9,42
	RDC et 1er		2,71	254,26	0,52			
	2ème et 3ème		2,71	194,12	0,39			
	4ème et 5ème		2,71	167,83	0,34			
	6ème et 7ème		2,71	148,75	0,30			
V9	s-sol	20	2,15	115,82	0,29	5	15	12HA 10 = 9,42
	RDC et 1er		2,71	59,55	0,12			
	2ème et 3ème		2,71	78,29	0,16			
	4ème et 5ème		2,71	75,15	0,15			
	6ème et 7ème		2,71	66,47	0,13			
V10	s-sol	20	2,15	130,80	0,33	5	15	12HA 10 = 9,42
	RDC et 1er		2,71	105,60	0,21			
	2ème et 3ème		2,71	127,49	0,26			
	4ème et 5ème		2,71	106,56	0,21			
	6ème et 7ème		2,71	82,35	0,16			

Tableau .V.29 . Vérification des armateurs verticaux a l'ELS.

voile	S (cm2)	A_{choisi} (cm2)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN .m)	$б_S$ (MPa)	$б_b$ (MPa)	$б_s^-$ (MPa)	$б_b^-$ (MPa)
V8	20x192	11	2341,88	0,65	84,30	5,60	201,63	15
V9	20x185	9,42	2378,01	0,1	89,60	6,00	201,63	15
V10	20x161	7,85	1356,410	0,49	58,90	3,90	201,63	15

V.4.6.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

- **Recommandations réglementaires :**

Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99 Version2003 ***(Art 7.7.2):***

La contrainte limites de cisaillement : $\tau_b \leq \bar{\tau}$

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V=1,4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

- ✓ Ferraillage : on devra disposer :
- Des aciers longitudinaux de flexion : A_l
- Des aciers transversaux : A_t
- Des aciers en partie courante : A_c

1. **Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06f_{c28}$) :**selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.3.1)* **:**
   - **Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$A_l \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : Z=h-2d'

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$\lambda = 1/h$ { $\lambda > 1$ (linteau longe) ; $\lambda < 1$ (linteau court)

a. linteau long λ>1 :

On à: $S_t \leq A_t \, fe \, \frac{Z}{T}$

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.
Z = h – 2 d'

b. linteau court λ< 1 :

On doit avoir : $S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On les calculs comme suit:

$M_c = A_l \, . f_e \, . Z$ avec : Z = h – 2 d'

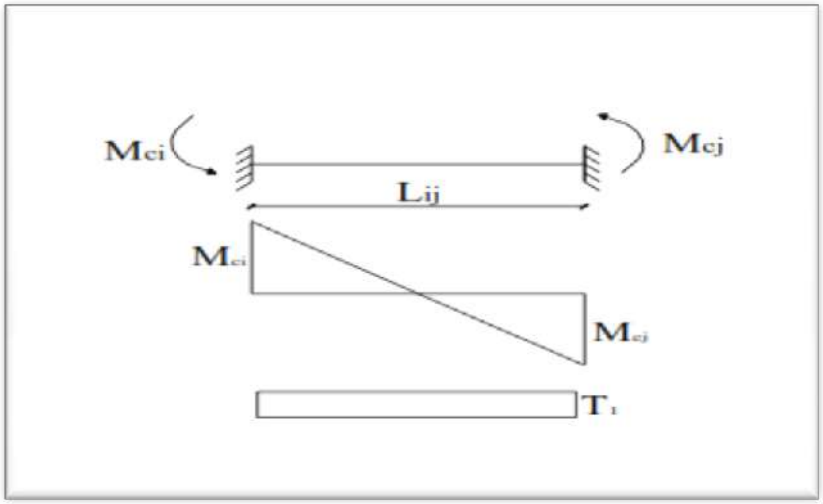


Figure V. 11. Effort tranchant et moment dans le linteau.

2. **Deuxième cas (τ_b> 0.06f_{c28}) :** selon le RPA 99 Version2003 *(Art 7.7.3.2)* **:**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$A_D = \frac{V}{2sin\alpha.f_e}$ avec: tg $\alpha = \frac{h-2d}{L}$

V = Vu (sans majoration)

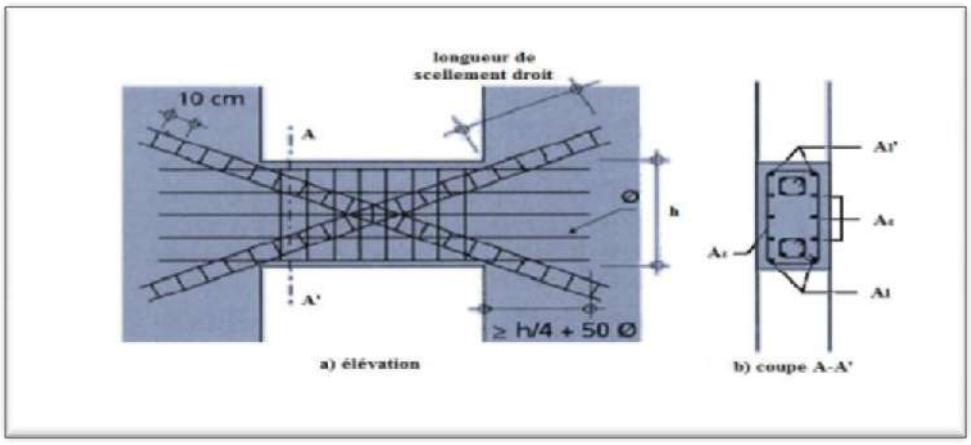


Figure.V.12. Les armatures du linteau selon le RPA 99.

❖ **Ferraillage minimal : selon le RPA 99 Version2003 (Art 7.7.3.3) :**

On a:

$A_l \geq 0,15\%b.h$

$A_c \geq 0,20\%\ b.h$

$\begin{cases} A_D = 0 & \text{si} \quad \tau_b \leq 0,06f_{c28} \\ A_D = 0,15\%b.h & \text{si} \quad \tau_b > 0,06f_{c28} \end{cases}$

$\begin{cases} A_t \geq 0,15\%b.s & \text{si} \quad \tau_b \leq 0,06f_{c28} \\ A_t \geq 0,25\%b.s & \text{si} \quad \tau_b > 0,06f_{c28} \end{cases}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau .V.30. Détermination de la sollicitation de calcul des linteaux .

voile	ètage	E (cm)	L(cm)	H(cm)	V(KN)	M(KN .m)	τ(Mpa)	**τ <0 ,006 F_{28}**
V8	s- sol	-	-	-	-	-	-	-
	RDC et 1er	20	130	97	178,20	0,18	1 ,43	Flexion simple
	2ème et 3ème	20	130	97	178,25	0,18	1 ,43	Flexion simple
	4èmeet 5ème	20	130	97	130,78	0,25	1,05	Flexion simple
	6ème et 7ème	20	130	97	70,20	0,31	0,56	Flexion simple
V9	s- sol	-	-	-	-	-	-	-
	RDC et 1er	20	130	97	57,41	0,19	0,46	Flexion simple
	2ème et 3ème	20	130	97	61,11	0,27	0,49	Flexion simple
	4ème et 5ème	20	130	97	50,11	0,22	0,40	Flexion simple
	6ème et 7ème	20	130	97	22,42	-0 ,13	0,18	Flexion simple
V1O	s- sol	-	-	-	-	-	-	-
	1er	20	161	140	145,74	126,11	0,81	Flexion simple
	1er et 2ème	20	161	186	235,34	149,94	0,98	Flexion simple
	2ème et 3ème	20	161	186	233,72	169,49	0,98	Flexion simple
	3ème et 4ème	20	161	186	210,74	148,43	0,88	Flexion simple
	4ème et 5ème	20	161	186	186,49	138,62	0,78	Flexion simple

	5ème et 6ème	20	161	186	159,03	116,85	0,67	Flexion simple
	6ème et 7ème	20	161	186	144,95	113,84	0,61	Flexion simple
	7ème	20	161	46	37,20	28,39	0,63	Flexion simple

Tableau .V.31.calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux.

voile	ètage	Ad (cm^2)	Al (cm^2)	At (cm^2)	Ap (cm^2)	St (cm)	Choix des sèctions			
							Ad (cm^2)	Al (cm^2)	At (cm^2)	Ap (cm^2)
V8	s-sol 1 et 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rdc et 1er	-	0,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	2ème et 3ème	-	0,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	4ème et 5ème	-	0,01	1 ,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	6ème et 7ème	-	0,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
V9	s-sol 1 et 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rdc et 1er	-	0 ,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	2ème et 3ème	-	0 ,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	4ème et 5ème	-	0 ,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	6ème et 7ème	-	0 ,01	1,58	3,88	15	-	2(2HA10) = 1,57	2(3HA10) = 2,36	2(3HA10) = 4,71
	s-sol 1 et 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1er	-	3,27	1,58	5,60	15	-	2(6HA10) = 4,71	2(3HA10) = 2,36	2(4HA10) = 6,28
								2(4HA10)	2(3HA10)	2(5HA10)

V10	1er et 2ème	-	2,9	1,58	7,44	15	-	= 3,14	= 2,36	= 7,86
	2ème et 3ème	-	3,28	1,58	7,44	15	-	2(5HA10) = 3,93	2(3HA10) = 2,36	2(5HA10) = 7,86
	3ème et 4ème	-	2,87	1,58	7,44	15	-	2(4HA10) =3,14	2(3HA10) = 2,36	2(5HA10) = 7,86
	4ème et5ème	-	2,68	1,58	7,44	15	-	2(4HA10) = 3,14	2(3HA10) = 2,36	2(5HA10) = 7,86
	5ème et 6ème	-	2,26	1,58	7,44	15	-	2(4HA10) = 3,14	2(3HA10) = 2,36	2(5HA10) = 7,86
	6ème et 7ème	-	2 ,20	1,58	7,44	15	-	2(4HA10) = 3,14	2(3HA10) = 2,36	2(5HA10) = 7,86
	7ème	-	2,42	1,58	1,84	15	-	2(4HA10 = 3,14	2(3HA10) = 2,36	2HAH10 = 3 ,14

VI.1.Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).
Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.
- Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du lieu et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. sol est constitué essentiellement d'une première des roches et argile sableuse, tous recouvrant par argile jaunatre, le rapport du sol donne les informations suivantes :
Il s'agit d'un sol :

- De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. **W%=19,55 %.**
- Peu plastique.
- Peu compressible et peu gonflant.
- De cohésion **c =1,30 bars** et angle de frottement φ **=34,88°**.
- Le PH est proche de la neutralité **(PH = 7,23).**
- Le pourcentage en sulfates **(32053,7973 mg/Kg)** indique que l'agressivité est nulle.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} **= 1,5 bars** avec un ancrage de **(0,9m)** sous le niveau du sous-sol **(- 5m).**

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage (Les charges transmises par la superstructure)
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Le type de fondation choisie pour notre structure est :

- semelles filantes sous voiles et poteaux.
- 2 radiers partiels.

VI.4.1.Dimensionnement et calcul des semelles :

A fin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage (la portance du sol) l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

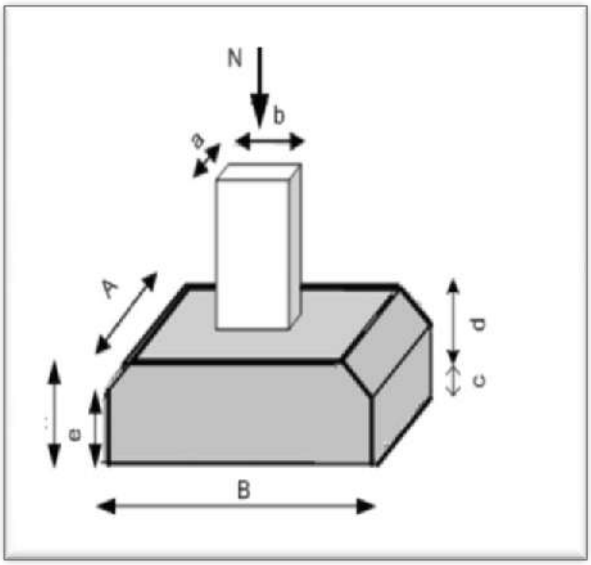


figure VI.1. Semelle isolé

VI.4.1.1. Les semelles isolées :

a). Dimensionnement :

On adopte une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de (A/ B) est égal au rapport de (a / b), donc : $\frac{\mathbf{a}}{\mathbf{b}} = \frac{\mathbf{A}}{\mathbf{B}}$

Nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $A = \sqrt{S}$ et σ_{sol} = 1,5 bar = 0,15 MPa

Données :

N : Effort normal.

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

a : Petit côté du Poteau.

b : Grand côté du Poteau.

c : l'enrobage de la semelle.

$$\begin{cases} d \geq \frac{(B-b)}{4} \\ \frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2} \\ h \geq \frac{(B-b)}{4} + c \end{cases}$$

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1.Récapitulatif pour le dimensionnement des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	a = b (m)	σ_{sol} (Mpa)	$B_{adoptè}$ (m)	$h_{adoptè}$ (m)	d (m)
S1	2015,26	0,55	0,15	3,8	90	85
S2	1827,51	0,55	0,15	3,5	80	75
S3	1146,59	0,55	0,15	3	70	65

b).Vérification de contrainte :

La contrainte obtenue sera calculée par la plus défavorables des combinaisons citées ci-dessous:

La contrainte admissible du sol égale : $\overline{\sigma_s} = 0{,}15MPa$

L'excentricité de la résultante des efforts est: $e_0 = \frac{M}{N}$, si :

$e_0 \leq$ B/6 ; $\sigma_M = \frac{N}{AB}(1 + \frac{3e}{B}) \leq \sigma_{sol}$ **:** Diagramme des contraintes Trapézoïdal.

$e_0 \geq$B/6 ; $\sigma_M = \frac{2N}{3A(0.5B-e)} \leq 1.33\ \sigma_{sol}$: Diagramme des contraintes Triangulaire.

Tableau VI.2 .Vérification des contraintes.

Semelle	**M_{ser} (KN.m)**	**N_{ser} (KN)**	**B (m)**	**e = $\frac{Mser}{Nser}$**	**$\frac{B}{6}$**	**diagramme**	**σ_{semel} (Mpa)**	**σ_{sol} (Mpa)**	**vérification**
S1	7,67	2015,26	3,8	0,0044	0,50	Trapézoidal	0,171	0,15	**CNV**
S2	25,85	1827,51	3,5	0,0199	0,44	Trapézoidal	0,168	0,15	**CNV**
S3	6,58	1146,59	3	0,0071	0,36	Trapézoidal	0,154	0,15	**CNV**

c).vérification du chevauchement des semelles :

On doit vèrifiè si : $\mathbf{L_{travèè}} > \frac{1,5}{2}$ **(A+A')**

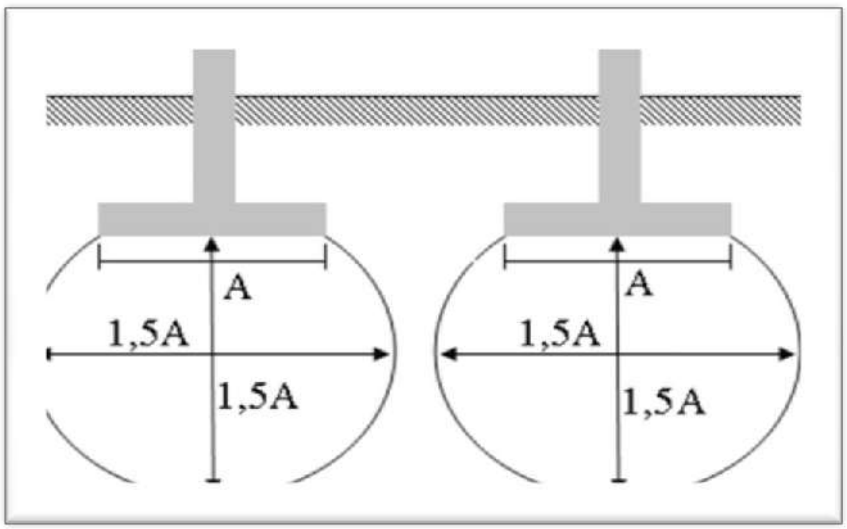


Figure.VI.2. Les bulles de pression.

Tableau.VI.3.vérification du chevauchement des semelles .

Semelle	1,5 A	$\frac{1,5}{2}$ (A+A')	$L_{travée}$	vérification
S1	5,7	8,30	4,66	CNV
S2	5,21			
S2	5,21	4,85	3,24	CNV
S3	4,5			

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que les contrainte des semelles isolés ne vérifient pas ce que nous conduit a agrandir la surface de la semelle et puisque 'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.4.1.2 .Semelles filantes :

On trouve ce type de semelle dans le cas de chevauchement des semelles isolées suivant une direction ou même suivant les deux directions. Ce chevauchement peut être causé soit par des charges importantes, soit par la nature du sol qui pourra provoquer un tassement différentiel ,

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on destingue: la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

a). Calcule du semelle filante :

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

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles ;
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton ;
- Bon enrobage des armatures ;
- Non poinçonnement.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteauxau niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison G+Q.

b).Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$\sigma sol = \frac{\sum N_i}{L.B}$$

Avec :

- **Ni** : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- **L** : la longueur totale de la semelle filante.
- **B** : la largeur du la semelle filante

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B.

Et la hauteur se calcule par la formule suivante :

$$d \geq \frac{B-b}{4}; \qquad \text{h}= d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

- **B** : coté de la semelle.
- **a** et **b** : cotés du poteau.
- **d** : hauteur de semelle moins l'enrobage.
- $\mathbf{e_0}$: L'excentricité.

Les moments sont faibles et négligeable, après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compt le poids du remblai et le poids propre des semelles

Semelles filantes sous voile :

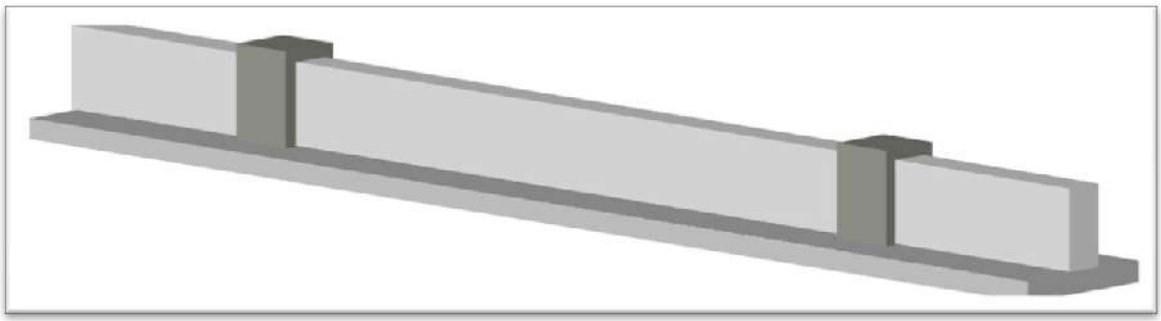


Figure .VI.3. Schémas d'une semelle filante sous voiles et poteaux.

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.4. Dimensionnement et vérification des semelles filantes sous voile .

	L (m)	L_0 (m)	N_{ser} (KN.m)	N_{ser}/ml (KN .ml)	$B_{calculè}$ (m)	B_{adopt} (m)	h_{calul} (m)	$h_{adoptè}$ (m)	d (m)	$Б_{sous\ semelle}$ (Mpa)	$Б_{sol}$ (Mpa)	Vérification
Sf1	4,53	1,5	1826,7	403,24	2,68	2,7	0,58	0,6	0,55	0,16	0,15	CNV
Sf2	9,77	1,5	2809,54	287,56	1,91	2	0,41	0,45	0,4	0,16	0,15	CNV
Sf3	14,73	1,5	4469,41	303,42	2,02	2	0,41	0,45	0,4	0,17	0,15	CNV
Sf4	16,07	1,5	5382,23	334,92	2,23	2,3	0,48	0,5	0,45	0,16	0,15	CNV
Sf5	29,67	1,5	89663,2	3022,012	2,01	2,3	0,48	0,5	0,45	1,33	0,15	CNV
Sf6	32,26	1,5	7144,05	221,45	1,47	1,5	0,28	0,3	0,25	0,16	0,15	CNV

Semelles filantes sous poteaux :

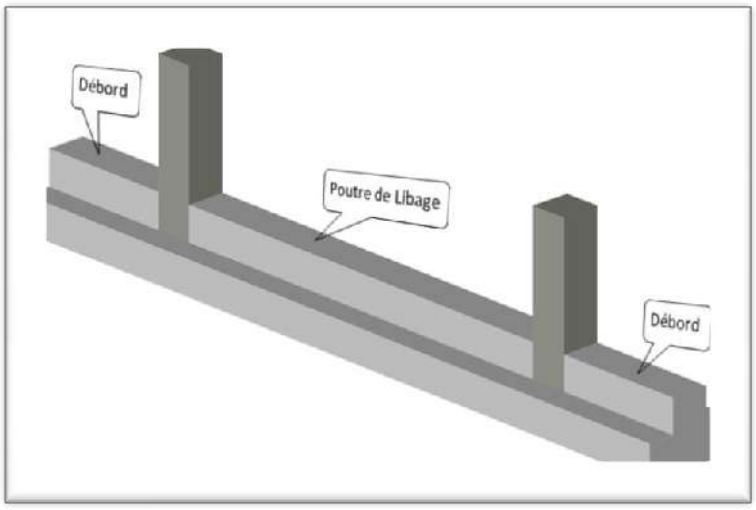


Figure .VI.4. schémas d'une semelle filante sous poteaux .

Tableau.VI.5. Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles filantes sous poteaux.

	L (m)	L_0 (m)	N_{ser} (KN.m)	N_{ser}/ml (KN .ml)	$B_{calculè}$ (m)	B_{adopt} (m)	h_{calul} (m)	$h_{adoptè}$ (m)	d (m)	$\sigma_{sous\ semelle}$ (Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	Vèrification
Sf 7	13,58	1,5	4641,2	341,76	2,27	2,3	0,48	0,5	0,45	0,13	0,15	CNV
Sf 8	14,53	1,5	3384,7	232,95	1,55	1,6	0,28	0,3	0,25	0,13	0,15	CNV
Sf 9	14,94	1,5	5262,15	352,2	2,34	2,4	0,51	0,5	0,45	0,12	0,15	CNV
Sf10	12,05	1,5	5329,3	422,26	2,81	2,9	0,63	0,65	0,6	0,14	0,15	CNV

c).Vérification de chevauchement :

. **Tableau .VI.6.** vèrèfication du chevauchement entre les semelles filantes.

Semelle	L (m)	(1,5/2) (A'+A)	vérification
Sf1_2	2,53	3,25	CNV
Sf2_3	4,31	3,00	CV
Sf6_7	4,53	3 ,00	CV
Sf6_8	4,53	2,25	CV
Sf7_9	5,24	3,75	CV
Sf8_10	5,24	3,30	CV
Sf 5_9	5,73	3,75	CV
Sf 5_10	5,73	4,12	CV

Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque que les contrainte des semelles filantes sous voile ne vérifient pas ,ce qui nous indique a adopté **des semelles croisées** et puisque 'il y a un chevauchement entre les semelles **Sf1** et **Sf2** , on adopte **un radier partiel.**

VI.4.1.3.Semelle filantes croisé :

a).Dimensionnement :

Semelles filantes croisé sous voile :

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.VI.7. Dimensionnement et vérification des contraintes des semelles croisé sous voile.

	L (m)	L_0 (m)	N_{ser} (KN.m)	N_{ser}/ml (KN .ml)	$B_{calculè}$ (m)	B_{adopt} (m)	h_{calul} (m)	$h_{adoptè}$ (m)	d (m)	$\sigma_{sous\ semelle}$ (Mpa)	σ_{sol} (Mpa)	Vérification
Sf1	32,26	1,5	7237,82	291,31	1,94	2	0,4	0,4	0,35	0,13	0,15	CV
Sf2	16,07	1,5	4533,96	353,15	2,35	2,4	0,5	0,5	0,45	0,13	0,15	CV
Sf4	29,73	1,5	5996,04	244,69	1,67	1,7	0,33	0,35	0,3	0,14	0,15	CV
Sf5	14,73	1,5	3767,52	250,06	1,66	2	0,41	0,45	0,4	0,14	0,15	CV
Sf9	16,07	1,5	5382,23	334,92	2,23	2,5	0,53	0,55	0,5	0,15	0,15	CV

Semelles filantes croisés sous poteaux :

Tableau.VI.8. Dimensionnement et vérification des contraintes sous poteaux.

	L (m)	L_0 (m)	N_{ser} (KN.m)	N_{ser}/ml (KN .ml)	$B_{calculè}$ (m)	B_{adopt} (m)	h_{calul} (m)	$h_{adoptè}$ (m)	d (m)	$б_{sous\ semelle}$ (Mpa)	$б_{sol}$ (Mpa)	Vèrification
Sf2’	14,94	1,5	3755,76	251,38	1,67	1,9	0,39	0,4	0,35	0,15	0,15	CV
Sf3’	13,58	1,5	2847,16	209,65	1,39	1,7	0,26	0,4	0,35	0,14	0,15	CV
Sf3	11	1,5	2196,85	199,7	1,33	1,7	0,34	0,4	0,35	0,14	0,15	CV
Sf6	15,5	1,5	2705,45	174,45	1,16	1,4	0,26	0,3	0,25	0,14	0,15	CV
Sf7	15,5	1,5	3315,53	213,9	1,42	1,6	0,31	0,35	0,30	0,15	0,15	CV
Sf8	15,5	1,5	2422	156,25	1,04	1,2	0,21	0,25	0,20	0,15	0,15	CV
Sf10’	5,73	1,5	1593,39	278,07	1,85	2,2	0,46	0,5	0,45	0,14	0,15	CV
Sf10	4,53	1,5	1359,28	300,06	2,00	2,3	0,49	0,5	0,45	0,15	0,15	CV
Sf11’	5,73	1,5	1798,76	313,91	2,09	2,4	0,51	0,5	0,45	0,15	0,15	CV
Sf11	4,53	1,5	1095,17	241,76	1,61	2	0,41	0,5	0,45	0,14	0,15	CV

c).Vérification de chevauchement :

Tableau .VI.9. Vérification de chevauchement entre les semelles croisées.

Semelle	**1_2**	**1_2’**	**2’_3’**	**2_3**	**4_3**	**4_3’**	**5_6**	**6_10**	**6_10’**	**10_11**	**10’_11’**	**7_11**	**7_11’**	**7_8**	**8_9**
$\frac{1,5}{2}(A+A')$	3,3	2,92	2,7	3,07	2,55	2,59	2,55	2,77	2,7	3,22	3,45	2,7	3	1,2	2,77
L (m)	5,73	5,73	5,24	5,24	4 ,53	4,53	4,94	3,77	3,77	5,37	5,37	4,46	4,46	4,66	3,24
vérification	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Conclusion :

D’aprés les résultats, on adopte ce choix de fondation (semelles filantes croisées et deux radiers partiels)

VI.5.Ferraillage des semelles :

Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé AxB par la méthode des bielles à l'ELU et l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats. Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) $A_{rép}$ Avec ces espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖Armatures principales :

$$A_b = \frac{N(B-b)}{8.db\ .s} \quad \text{et} \quad Esp = \frac{A-2e-\varphi}{(n-1)}$$

Avec:
n: étant le nombre de barres.

❖ Armatures de répartition :

$$\mathbf{A_{rèp}} = \frac{Ab\ (cm2).B(m)}{4} \quad \text{et} \quad \mathbf{Esp} = \frac{B-2e-\varphi}{(n-1)}$$

Avec

бs = Min [$\frac{1}{2}\ fe\ , 90\sqrt{\eta\ ftj}$] = 164,97MPa

(la fissuration est trè préjudiciable.)
Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

VI.5 .1.Semelles sous voile :

Tableau VI.10. Ferraillage des semelles filante sous voile .

Semelle	N_{ultime} (KN)	N_{ultm}/ml (KN .ml)	d (cm)	$A_b$calcul (cm^2)	A_b choisi (cm^2)	Esp (cm)	$A_{rèp}$caculè (cm^2)	$A_{rèp}$choisi (cm^2)	Esp (cm)
Sf1	3196,89	636,83	35	19,98	2(7HA14) =2(10,77)	15	5,38	6HA12 = 6,78	15
Sf2	3045,62	706,64	40	20,15	2(7HA14) =2(10,77)	15	6,46	6HA12 = 6,78	15
Sf4	3247,09	728,05	30	20,05	2(7HA14) =2(10,77)	15	4,57	6HA12 = 6,78	15
Sf5	2661,88	507,99	40	13,95	2(7HA14) =2(10,77)	15	5,38	6HA12 = 6,78	15
Sf9	3157,56	551,06	50	16,28	2(7HA14) =2(10,77)	15	6,73	6HA12 = 6,78	15

VI.5.Semelles sous poteaux :

Tableau VI.11. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux.

Semelle	N_{ultime} (KN)	N_{ser} (KN)	D (cm)	$A_b$calculè (cm^2)	A_b choisi (cm^2)	Esp (cm)	$A_{rèp}$calculè (cm^2)	$A_{rèp}$ choisi (KN)	Esp (cm)
Sf2’	1494,81	1092,63	35	9,57	6HA14 =9,23	15	4,38	6HA 12 = 6,78	15
Sf3’	1125,51	919,32	35	6,14	6HA14 =9,23	15	3,92	6HA 12 = 6,78	15
Sf3	1023,10	748,7	35	5,85	6HA14 =9,23	15	3,92	6HA 12 = 6,78	15
Sf6	1138,21	832,58	25	6,73	6HA14 =9,23	15	3,23	6HA 12 = 6,78	15
Sf7	1494,81	1092,63	30	7,23	6HA14 =9,23	15	3,69	6HA 12 = 6,78	15
Sf8	1249,53	913,75	20	5,61	6HA14 =9,23	15	2 ,76	6HA 12 = 6,78	15
Sf 10’	1138,21	832,58	45	7,25	6HA14 =9,23	15	5,07	6HA 12 = 6,78	15
Sf10	971,83	711,02	45	5,86	6HA14 =9,23	15	5,30	6HA 12 = 6,78	15
Sf11’	1303,15	953,05	45	7,40	6HA14 =9,23	15	5,53	6HA 12 = 6,78	15
Sf11	976,08	714,22	45	4,88	6HA14 =9,23	15	4,61	6HA 12 = 6,78	15

VI.6.La poutre de libage :

VI.6.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l’inégalité suivant vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.
Il faut vérifier l’inégalité suivant :

$L \leq \frac{}{2} L_e$ $\qquad L_e = \sqrt[4]{\frac{4 .E .I}{K .b}}$

Avec :
E : Module d'élasticité du béton **(E = 32164.19 MPa).**
L : La plus grande travée dans la fille **(L = 3.77 m).**
K : Coefficient de réduire du sol **(K = 4 kg/cm^3).**
I : Moment d'inertie de la semelle, **I = $\frac{b .hp\,3}{12}$ = 0,0334 m^4**

hp : la hauteur de la poutre de libage) $\quad \mathbf{h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5 .K.lmax\,4}{E}} = 0{,}71\ m}$

→ On adopte **h_p = 0,9 m**

Donc **L_e = 2,45 m**

L = 3,77 m ≤ L_e =3,84 m (CV)

Alors on a des poutres de libage de (55x90) cm, noyée dans la semelle.
Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/ml) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum Ni}{L}$$

Avec :
∑ Ni : la somme des efforts normaux.
L : La longueur totale de la poutre de libage.
En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/ml).
Onobtien les valeurs de q suivante :

$$\begin{cases} \text{QElu} = 421{,}2\ \text{KN/ml} \\ QEls = 312\ KN/ml \end{cases}$$

VI.6.2.Calcule des moments :

Appuis:

Elu: $M_a = -\frac{qu*(l'w\text{^}2 + l'e\text{^}2)}{0{,}85\,(1+)} = -\frac{421{,}2*(3{,}77^2 + 0{,}54*4{,}94^2)}{0{,}85\,(1+0{,}54)}$

M_a = - 589,44 KN.m

Els : $M_a = -\frac{qser*(l'w^2 + l'e^2)}{0,85\,(1+)} = -\frac{312*(3,77^2 + 0,54*4,94^2)}{0,85\,(1+0,54)}$

M_a = - 423,46 KN.m

En travées :

l' Elu : $M_t = M_0 - \frac{Me+Mw}{2} = 833,03 - \frac{589,44+249,91}{2}$ = -413 ,35 KN .m

l'Els: $M_t = M_0 - \frac{Me+Mw}{2}$ = 598,47- $\frac{423,46+179,54}{2}$ = -290,96 KN.m

VI.6.3.Calcul du ferraillage :

VI.6.3.1.Armature longitudinales:

La poutre de libage travail en flexion simple

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

TableauVI.12. Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage.

	Mu (KN .m)	D (cm)	A(cm2)	A'(cm2)	Choix
Travée	413,35	0,85	32	0	4HA16
Appui	589,44	0,85	51	2	4HA 16 + 4HA 14

VI.6.3.2.Vérification des contraintes a l' ELS :

Pour une fissuration très préjudiciable ,la vérification a été faite :

Tableau VI.13.vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS.

	A_{ELU} (cm2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	8,08	-290,96	14,25	CV	201,55	CV
Appui	14,20	-423,46	12,99	CV	201,63	CV

VI.6.3.3. Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage atteint la hauteur de **90cm** le CBA93 engrave une plus les armatures longitudinales des armatures de peau d'au mois **3cm²/m.l** posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.
Ap=3*0.9 = 2.7cm², donc on adopte 2HA14 =3,08cm².

VI.6.3.4.Armatures transversales :

Calcul de l'effort tranchant Tu :
$T_u = q_u.l/2 = (486.80 \times 3.77)/2 = 540.58$ kN.

$$_u = \frac{Vu}{b0*d} = \frac{540{,}85\ 10\text{^}3}{550\ .850} = 1{,}15 \text{ Mpa} \leq [\ _u\ ] = 2{,}5 \text{ Mpa}$$

$\mathbf{A_t}$ = 4HA 10

$\mathbf{S_t}$ =15cm

VI.7.Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

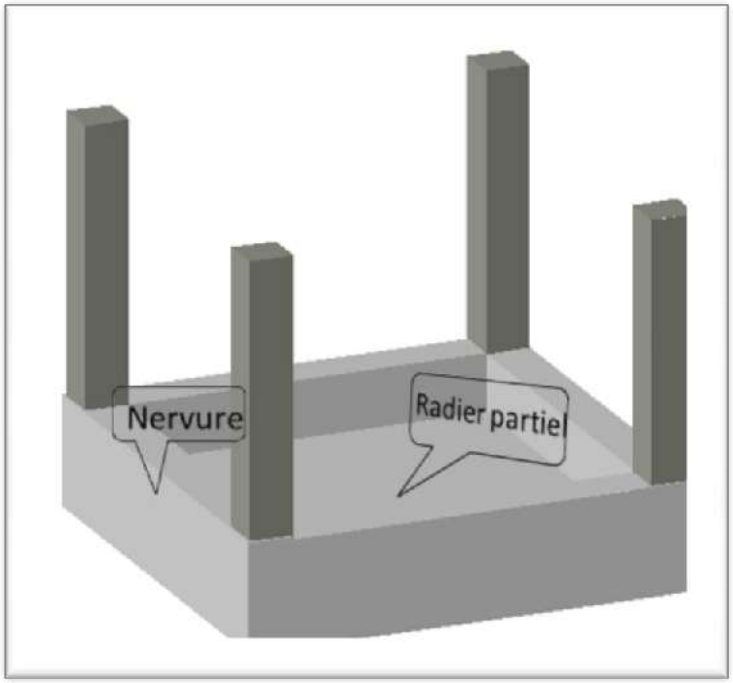


Figure .VI.5. Schémas d'un radier nervuré .

Dans notre cas nous avons deux radiers partiels .

VI.7.1.Dimensionnement du radier :

La hauteur **h** du radier sera déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\mathbf{h} \geq \frac{Lmax}{20}$$

Tableaux VI.13. Dimensionnement des radiers partiels.

Le Radier	L_{max} (m)	h(m)	$h_{adoptè}$ (m)
R1	3,98	19,9	0,2
R2	4,82	24,1	0,25

VI.7.2.Vérification du contrainte de radier :

La contrainte due radier est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$\sigma_{radier} = \frac{Nser}{Srad}$$

Tableau VI.14. vérification des contraintes due radiers partiels .

Radier	N_{ser} (KN)	S_{rad} (m^2)	σ_{rad} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	$\sigma_{rad} \leq \sigma_{sol}$
R1	3046,22	26,00	0 ,11	0,15	CV
R2	3478,75	22,60	0, 14	0,15	CV

Commentaire :

D' après les résultats ,on conclu que les surfaces des radiers partiels est suffisante .

VI.7.3.Ferraillage du radier :

Le radier se calcule comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.
La fissuration est considérée très préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est faible.
Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, pour cela on utilise la

méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires μ_x ,μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport ($\rho = \frac{lx}{ly}$)

Tableau VI.15.coefficient de poisson des radiers.

Le radier	Lx (m)	Ly (m)	P	ρ > 0,4	commentaire
R1	2,53	4,53	0,55	CV	Le paneau travail suivant les deux direction
R2	5,24	5,37	0,98	CV	Le paneau travail suivant les deux direction

VI.7.3.1.Calcul des Charges du radier :

à l'ELU : $q_{radier}(KN.m^2) = 1,35(Poids_{radier} + Poids_{remblai})$

à l'ELS : $q_{radier}(KN.m^2) = (Poids_{radier} + Poids_{remblai})$

Tableau VI.16. les charges du radiers partiel.

Radier	P_{radier} (KN)	$P_{remblai}$ (KN)	q à l' Elu ($KN.m^2$)	q à l' Els ($KN.m^2$)
R1	5	99,29	140,79	104,28
R2	6,25	264,48	365,48	270,73

VI.7.3.2.Calcul des moments :

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur.

$M_x = \mu_x.q_u .l_x^2$

$M_y = \mu_y.q_u .l_y^2$

Panneaux de rive :

En travée :

$M_{tx} = 0,85\ M_X$

$M_{ty} = 0,85\ M_y$

En appui :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,3\ M_x$

Panneaux intermidière :

En travée :

$M_{tx} = 0,75\ M_x$

M_{ty}= 0,75 M_y

En appui :

M_{ax} =M_{ay} = 0,5 M_x

les résultats sont présenté par le tableau suivant :

Tableau VI.17. Calcule des moments et des armatures pour les radiers partiels.

Radier	position	Sens	M (KN .m)	d (m)	A_X (cm^2)	A_y (cm^2)	$A_{xchoisi}$ (cm^2)	$A_{ychoisi}$ (cm^2)
R1	En travée	x	181,22	0,15	9,7	11,3	7HA14 = 10,77	6HA16 =12,06
		y	210,3					
	En appui	x	63,96					
		y						
R2	En travée	x	295,261	0,20	11 ,5	13	6HA16 =12,06	7HA16 =14,07
		y	173,62					
	En appui	x	196,68					
		y						

Espacement :

Sens x-x : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33) = 33 cm ….. (CV).

Sens y-y : St = 100/7 = 15cm < Min(3h ;33) = 33 cm ….. (CV).

VI.7.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.18.vérification à l'ELS .

Radier	**position**	**Sens**	**$A_{xchoisi}$ (cm^2)**	**$A_{ychoisi}$ (cm^2)**	**M_{ser} (KN)**	**$б_b$ (Mpa)**	**$б_b \leq [б_b]$**	**$б_s$ (Mpa)**	**$б_s \leq [б_s]$**
R1	En travée	X	10,77	12,06	144 ,05	6,6	CV	133,4	CV
		Y			121,19				
	En appui	x			50,84				
		y							
R2	En travée	x	12,06	14,07	253,26	11,6	CV	136,5	CV
		y			196,68				
	En appui	x			168,84				
		y							

VI.7.3.4.Vérification de la contrainte de cisaillement:

L'effort tranchant sera calculé par la formule suivante :

$\mathbf{T_x} = \frac{qu\,.lx\,.ly}{2ly+lx}$

$\mathbf{Ty} = \frac{qu\,.lx.ly}{3\,ly}$

Tableau VI.19. vérification des contraintes de cisaillement pour les radiers partiels.

Radier	T_X	T_Y	$= \frac{Tmax}{b0\,d}$	$[\ ] = \frac{0{,}07\ fc28}{b}$	$\leq [\ ]$
R1	106,15	93,36	0,265	1,16	CV
R2	333,065	171,5	0,436	1,16	CV

VI.7.4.Nervures :

VI.4.1.Dimensionnement :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule suivante :

$h \geq \sqrt[3]{\frac{0{,}5\ .K\ .lmax\ \hat{}\ 4}{E}}$

Avec :

L= 3,77 m : la longueur de la nervure.

K= 0 ,04 MPa : Coefficient de raideur du sol.

E= 32164,19 Mpa : le module d'élasticité du bèton .

Donc, On choisit h= 50 cm

Alors ona des nervures de (55 X50) cm^2.

VI.7.4.2.Evaluation des charges :

A l'ELU :

$q_u = \frac{N1u+N2u}{l} + 1{,}35pp + q_{u\ Sol}.b = 361{,}80$ KN/ml.

A l'ELS :

$q_{ser} = \frac{N1\ ser+N2\ ser}{l} + 1{,}35pp + q_{u\ Sol}.b = 274{,}70$ KN/ml.

VI.7.4.3.Calcule des moments :

Au appuis :

A l'ELU : $M_a = -\frac{qu.l^2}{12} = -\ 4{,}75$ KN.m

A l'ELS : $M_a = -\frac{qser.l^2}{12} = -\ 313{,}38$ KN.m

En travées :

A l'ELU : $M_t = -\frac{qu.l^2}{24} = 206{,}37$ KN.M

A l'ELS : $M_t = -\frac{qser.l^2}{24} = 156{,}69$ KN.m

VI.7.4.5.Calcule du ferraillage :

a).Armature longitudinales :

Les nervures travaillent en flexion simple .

Tableau VI.20. Calcul des armatures longitudinales de la nervure.

	M_u (KN.m)	μ	d(cm)	A(cm^2)	Choix
Travée	206,37	0,143	45	14,3	8 HA 12 = 16,08
Appui	412,75	0,287	45	31,2	8HA16 + 4HA14 = 31,29

b).Vérification des contraintes à l' ELS :

Pour une fissuration très préjudicaible ,la vérification a été faite :

TableauVI. 21. Vérifications des armatures longitudinales de la nervure.

	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (KN.m)	σ_b(Mpa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	σ_s(Mpa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Travée	16,08	156,69	0,7	CV	96,2	CV
Appui	31,29	313,38	0,8	CV	98,5	CV

c).Armature transversales :

Calcule de l' effort tranchant Tu :

Tu = qu .l / 2 = 361,80 X 3,7 = 669,33 KN .

Calcul de la contrainte de cisaillement u :

$$\mathbf{u} = \frac{Vu}{b0\,.d} = \frac{669330}{550\,.450} = 0{,}270 \text{ Mpa} \leq [\ ] = 2{,}5 \text{ Mpa}$$

At = 4HA8

St = 10cm (zone nodale).

St = 15 cm (zone courante).

Conclusion générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

BIBIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.

(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.

Manuels techniques :

- ✓ Béton armé aux états limites BAEL 91
- ✓ Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI
- ✓ Stabilité des voiles et des fondations. « ALBIGES et GOULET ».

Logiciels :

- AUTO CAD 2010
- SAP2000 version 2000 et version 17.1
- Robot expert 2010
- Socotec