REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université de Médéa Dr. YAHIA FARES

Faculté des sciences de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière : Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option: Construction et Matériaux de construction

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT (SS+RDC+6) A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

Réalisé par :

-SID Mohamed

- BOUZIDANI Ahmed

Dirigé par :

Mr. YOUSFI Mahfoud

Promotion: juin 2015

REMERCIEMENTS

Avant tous je remercie le dieu le plus puissant qui nous a donné la force, la volonté pour terminer ce travail.

Nous représentons nos sincères remerciements à notre encadreur Mr: Yousfi Mahfoud qu'il nous aidé et bien dirigé pour orienter et réaliser ce travail, ainsi nous tenons à remercier tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont dirigés et conseillés durant notre formation. Nous exprimons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger de ce travail.

En fin on remercier tous les personnes ayant contribué de près ou de loin à cette réalisation.

Ahmed et Mohamed

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

- *A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.*
- *A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*
- *A mes frères et mes sœurs.*
- *A toutes les petites.*
- *A toute ma famille SID.*
- *A tous mes amis de génie civil promotion 2015.*
- *A mon binôme Ahmed Bouzidani.*
- *A Tous ceux que j'aime et je respecte.*

S. Mohamed

Dédicace

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

- *A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.*
- *A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutien, et son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*
- *A mes frères et mes sœurs.*
- *A toutes les petites Salsabil ;Maroua ;Abdeljalil ; Soheib ; ISHAK ;Fares*
- *A toute ma famille BOUZIDANI.*
- *A tous mes amis de génie civil promotion 2015.*
- *A mon binôme Sid Mohamed.*
- *A Tous ceux que j'aime et je respecte.*

B.Ahmed

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction générale..... 01

I.1 Présentation de l'ouvrage ……..…02

I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....02

I.2.1Dimensions en plan du bâtiment.....05

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment.....05

I.3. Système de contreventement.....05

I.4. Plancher 04

I.5.Maçonnerie 06

I.6. revêtements 06

I.7. L'acrotère 06

I.8. Les escaliers 06

I.9.L'infrastructure 06

I.10Caractéristiques mécaniques des matériaux.....07

I.10.1.le béton..... ……..…...07

I.11.Acier.....07

Chapitre II : Prédimentionnement

II.1. Introduction.....12

II.2. Pré dimensionnement des planchers.....12

II.2.1 Plancher à corps creux.....12

II.2.2 Les dalles pleines..... 13

II.3.Evaluation des charges et surcharges 14

II.3.1.maçonnerie..... 14

II.3.1.plancher terrasse 15

II.3.1. a-charges permanentes 15

II.3.1. b-surcharges d'exploitation.....15

II.3.2. Plancher courant 16

II.3.3. Dalle pleine.....17

II.4. Pré dimensionnement des poutres..... 18

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99 version 2003.....19

II.5.Les Poteaux..... 20
II.5.1-Etapes de pré dimensionnement 20
II.5.2.détermination des charges et surcharges…….……..……..21
II.5.3.surcharges d'exploitation……..…….…….25
II.5.4. Calcul des efforts normaux ultime et résistants et vérification…….…….....….26
II.5.5. Calcul des efforts normal admissible…….....…….27
II.6. Pré dimensionnement des voiles…… 28

Chapitre III : Calcul les éléments secondaire

III.1. L'acrotère. 30
III.1. 1. Introduction.....30
III.1. 2. Principe de calcul.....30
III.1.3. Évaluation des charges et surcharges……..…30
III.1.4. Détermination des efforts 30
III.1.5. Calcul de ferraillage 31
III. 1.6. Vérification de l'effort tranchant.....35
III.2. Planchers à corps creux.....36
III.2.1. La dalle de compression ..... …….....36
III.2.2. Les poutrelles.....37
III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles.....37
III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....38
III.2.2.3. Calcul des étaiements 39
III.2.2.4. Méthode de calcul.....42
III.2.2.5 Evaluation des charges et surcharges.....46
III.2.3.1 : Calcul des sollicitations……46
III.2.3.2 : sollicitations de Calcul……..…..47
III.2.4 : Récapitulations.....50
III.2.5. Calcul du ferraillage.....50
III.2.6. Évaluation détaillée de la flèche.....53
III.2.7 : Détermination des moments à l'état limite ultime et service……..…57
III.2.8.Récapitulations……..…58
III.2. 9 : Calcul du ferraillage ……..….58

III.3. les escaliers.. 60
III.3.1. Introduction 60
III.3.2 Définition des éléments d'un escalier 60
III.3.3. Pré dimensionnement……...……...65
III.3.4. Evaluation des charges et surcharges……..……66
III.3.5. Détermination des efforts …….……66
III.3.6. Etude de la volée 2 ……..…...67
III.3.7 : calcul de ferraillage……...….68
III.3.7 .1 : Condition de non fragilité…….……69
III.3.7.2. les armatures de répartition …….……...69
III.3.7.3.Condition de l'espacement…….……..69
III.3.7.4.Vérification de l'effort tranchant……..……70
III.3.7.5.Vérification à l'E.L.S……70
III.3.7.6.Vérification de la flèche……71
III.3.8.Calcul de la poutre palière…….……...……73
III.3.9. CALCUL du console…….79
III.4 : calcul des dalles pleines……..…..82
III.4 .1.Définition…….82
III.4.2 : Méthode de calcul……..82
III.4.3.Principe de calcul……..…...83
III.4.4. Calcul des actions……83
III.4.5 .Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1)……..……..…84
III.4.6. Calcul du ferraillage…….……...86
III.4.7.Armatures de répartition……..……87
III.4.8. Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis…….……88
III. 4.9. Calcul des actions …….88
III. 4.10. Calcul du ferraillage…….91

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction 94
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure 96
IV.2.1. Centre de masse 96
IV.2.2. Centre de torsion 97
IV.2.3. Excentricité 99

IV. 3. Choix de la méthode de calcul……..……..……102
IV.3.1.Introduction…….……102
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale.....102
IV.4.Résultats de l'analyse dynamique 105
IV.4.1.Vérification de comportement.....105
IV. 4.2.Vérification de participation massique..... 107
IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..……108
IV. 4.4.Vérification de la stabilité au renversement.....111
IV. 4.4.1. Moment de renversement 115
IV. 4.4.2.Moment stabilisant 116
IV. 4.5.Vérification des déplacements …….....116
IV.4.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.....118
IV.4.7.Vérification de cisaillement …….. 119
IV. 4.8.Vérification de l'effort normal réduit 120

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction …….……122
V.2. Ferraillage des poutres …….....122
V.2.1.Introduction…….……122
V.2.2.Recommandation du RPA99……..…….123
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service……..…….125
V.2.4.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants …….……127
V.2.5. Vérification de la flèche des poutres 129
V.3. Ferraillage des poteaux 131
V.3.1. Introduction…….....131
V.3.2.Vérification des contraintes à l'E.L.S …….….133
V.3.3.Détermination des armatures transversales …….…….....135
V.4. Ferraillage des voiles ……:.....141
V.4.1.les voiles pleines……..…….141
V.4.2.les voiles avec files d'ouvertures…….…….141
V.4.2.1. Les trumeaux …….....141
V.4.2.2.les linteaux…….…….141
V.4.3.Méthode de calcul……..141
V.4.4. Recommandations réglementaires.....143

V.4.4.a. Armatures verticales 143
V.4.4.b. Armatures horizontales :.....144
V.4.4.c. Armatures transversales 145
V.4.5.Recommandation pour les voiles et les trumeaux……..145
V.5.Disposition des voiles ……..…..146
V.5.1. Calcul les armatures verticales……..……146
V.5.2. Calcul des armatures horizontales :…… 150
V.5.3. Armatures transversales :…….……152

Chapitre V: Calcul de l'infrastructure

VI.1 : Introduction……..…..154
VI.2.Fonction assurée par les fondations……..154
VI.3 : Classification des fondations…….……154
VI.4 : Calcul des fondations……..……....155
VI. 4.1 : Calcul des semelles isolées…….……155
VI.4.1.1.Dimension des semelles isolées……..….156
VI. 4.1.2:Vérification de chevauchement entre les semelles isolées…….158
VI. 4.1.3:Ferraillage de la semelle " S_1 "……159
VI. 4.1.4:Vérification des longueurs de scellement……...…….160
VI.4.2:Calcul des semelles filantes…….……...……...…..161
VI.4.2.1: dimensionnement de semelle filante sous poteaux ….…….162
VI.4.2.2: Ferraillage des semelles filantes …….: …….…… ……..163
VI.4.2.3: dimensionnement de semelle filante sous mur ……..…...164
VI.4.2.4 : Ferraillage des semelles filantes …….……..….166
VI.4.2.5: dimensionnement de semelle sous voiles……..…….……167
VI.4.3: Pré dimensionnement de poutre de libage……..…….……..….168
VI.4.4: Ferraillage de la poutre de libage …….....168
VI.4.5.Calcul des moments……..….169
VI.5 : Calcul des longrines……171
VI.5.1.pre-dimmensionnement……...……..171
VI.5.2:Charges sollicitant les longrines ……..171
VI.5.3:Les sollicitations de calcul……...…….172
VI.5.4: Ferraillage……...….....…172
VI.6. Etude du voile périphérique …….……..…….…… 174

VI.6.1:Evaluation des charges :……..……..……174
VI.6.2 : Ferraillage des voiles périphériques ……..175
VI.6.3: Détermination des armatures longitudinales l'ELU ……177
Conclusion générale

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances…….……8

Tableau II.1: Charge permanents des murs intérieur…….…….……14

Tableau II.2: Charge permanents des murs extérieur……..….. 14

Tableau II-3- charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……..15

Tableau II-4- charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..16

Tableau II-5- charges permanentes du dalle pleine Terrasse ……..…….…….17

Tableau II-6- charges permanentes du dalle pleine d'etage …….17

Tableau II-7- charges permanentes du Balcons étage……18

Tableau II.8: Pré-dimensionnement des poutres……..……...19

Tableau II.9: Charge permanents……...…….……25

Tableau II-10. Détermination des surcharges d'exploitation……..……26

Tableau II.11 : Calcul des efforts normaux ultime……..……..….26

Tableau II.12: vérification du choix de la section des poteaux……..….27

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges…….……..….30

Tableau III.2. Les efforts…….……...30

Tableau III. 3. Action de calcul des poutrelles apres coulage……46

Tableau III.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées……..…47

Tableau.III.5.diagrammes de moment et effort tranchant…….47

Tableau III.6 Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle une seule travées…….48

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.III.7.diagrammes de moment et effort tranchant…….49

Tableau. III.8. Récapitulations des efforts internes……..…….50

Tableau III-9 : calcul des armatures……..……..….51

Tableau III .10:Ferraillages longitudinaux des poutrelles……..51

Tableau III-11 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….…...52

Tableau III-12: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……...……..…53

Tableau III.13: Récapitulation des résultats de la flèche…….....54

Tableau III.14. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées……..55

Tableau.III.15.diagrammes de moment et effort tranchant……..56

Tableau III.16. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle une seule travée…..57

Tableau.III.17.diagrammes de moment et effort tranchant……..57

Tableau. III.18. Récapitulations des efforts internes…….……...58

Tableau III-19: calcul des armatures…….…..…..59

Tableau III .20 :Ferraillages longitudinaux des poutrelles…….……59

Tableau III-21 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement…….....60

Tableau III-22: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……..…..……61

Tableau III .23 **:**Récapitulation des résultats de la flèche…….……..63

Tableau III-24 : G du palier de repos de l'escalier…….……....66

Tableau III-25: G de la paillasse de l'escalier…….…….……...66

Tableau III-26: Combinaison des charges de l'escalier…….…….……67

Tableau III-27: les données……..…68

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.28: Calcul des sections d'acier de l'escalier……69

Tableau III.29**:** Les armatures de répartition…….……69

Tableau. III.30: Vérification de l'espacement……69

Tableau III.31: Vérification de la flèche de l'escalier……...…72

Tableau III.32: les données……75

Tableau III.33 :calcul du ferraillage de la poutre palière……...75

Tableau III.34 : Vérification à l'E.L.S……...78

Tableau III.35: Calcul des sections d'acier de la console……..…79

Tableau III.36: Vérification à l'E.L.S…….81

Tableau III.37 : résultats de calcul……83

Tableau III. 38. Les valeurs du travail externe……..……84

Tableau III.39. Les valeurs du travail interne……..…….……85

Tableau III.40. Les donnes…….……..….86

Tableau III.41. Calcul des sections de la dalle pleine……..……..86

Tableau III.42. Vérification à l'E.L.S……...…….….87

Tableau III.43. Vérification au cisaillement…….…..87

Tableau III.44. Vérification de la flèche du dalle pleine……88

Tableau III.45 : Les résultats de calcul de…….88

Tableau III.46:Les données nécessaires…….……..…91

Tableau III.47 : Calcul des sections du dalle pleine……...92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.48: Vérification à l'E.L.S……92

Tableau III.49: Vérification au cisaillement…….……93

Tableau III.50:Vérification de flèche ……93

Tableau IV-1 : Calcul du centre de Masse……97

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion……..98

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique……...……..99

Tableau IV-4 : Les valeurs des excentricités accidentelles……100

Tableau IV-5 : Calcul de excentricités accidentelle…….……..……101

Tableau IV-6 : Détermination du facteur de qualité Q……..104

Tableau IV-7 : Le comportement des trois premiers modes…….…….107

Tableau IV-8 : Participation massique……...…….107

Tableau IV-9 : Justification du coefficient de comportement R……..……..109

Tableau IV-10: calcule de la force sismique (M.S.E)……...…….110

Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques……111

Tableau IV-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X……...…….113

Tableau IV-13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……...…….114

Tableau IV-14 : calcul du moment de renversement……...115

Tableau IV-15 : calcul du moment stabilisant…….116

Tableau IV-16 : Vérification de stabilisation…….……..116

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X……..……..117

Tableau IV-18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y…….……..117

Tableau IV-19: Vérification l'effet P-Δ sens X…….……118

Tableau IV-20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y……118

Tableau IV-21 : Vérification de cisaillement des poutres……...…..…….…….119

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poteaux……...…….…….120

Tableau IV-23 : Vérification des efforts normaux réduit……120

Tableau V-1 : Les données de calcul……..…….……122

Tableau V-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales ……..……123

Tableau V-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires ……..……..….124

Tableau V-4 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires…….....….125

Tableau V-5 : Vérification de ferraillage des poutre principale…….....….126

Tableau V-6 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements…..….126

Tableau V-7 : calcul de t …….....…..127

Tableau V-8 : Vérification du contrainte de cisaillement des poutres principales……...…...127

Tableau V-9 : Vérification du contrainte de cisaillement des poutres secondaires…….....128

Tableau V-10 : Ferraillage des poteaux……..…....131

Tableau V-11 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux…… ……..…...…133

Tableau V-12 : vérification de la contrainte a L'ELS…… ……..…...133

LISTE DES TABLEAUX

Tab.V.13. les armatures transversales et leurs espacements…….……...137

Tab.V.14. les armatures transversales et leurs espacements…… ….…..138

Tableau V.15.Les armatures verticales des voiles……...146

Tableau V-16 : vérification des armatures a ELS des voiles…… ……148

Tableau V-17 : calcul des armatures horizontales……150

Tableau V-18 : diamètre des armatures transversales…….……152

Tableau VI.1 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X……...…… ..159

Tableau VI.2 vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……159

Tableau VI-3: armatures de semelle…….……160

Tableau VI.4 Longueur de scellement…….161

TableauVI.5 données dela semelle filante SF1……162

Tableau VI.6 Calcul des armatures principales……... …….. ……..163

Tableau VI.7 le ferraillage finale de filante SF1 sous poteaux……..… ….164

Tableau VI.8 Longueur de scellement…….……. ..164

TableauVI.9 données dela semelle filante sous voile SF2……..…165

TableauVI.10 : Dimensionfinaledu semelle filante sous voile SF2……165

Tableau VI.11 Calcul des armatures principales…….....…166

Tableau VI.12 le ferraillage finale de filante SF1 sous poteaux……..…...…166

TableauVI.13 données de la semelle……..…… ……...….167

Tableau VI-14: Vérification de contrainte à L'ELS…… ..…..…167

Tableau VI-15: Dimension finale…….. …….167

Tableau VI.16 Calcul des armatures principales……...……. ……167

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.17 le ferraillage finale de filante SF3et SF4 sous poteaux…… …..168

TableauVI.18 poutre de libage……..… …..168

Tableau VI.19 Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…… …....168

Tableau VI.20 Détermination des moments de la poutre de libage…… ...….169

Tableau VI.21 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…… ….....169

Tableau VI.22 Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS….169

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…….……170

TableauVI.24 : de coefficient α……...….172

Tableaux VI.25. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU……...…177

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton…… …….09

Fig. I.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier…….....10

Fig.II.1. Mur doubles et simple cloison……...…..14

Fig.II.2. charge permanent du planchers terrasse…….…….....15

Fig.II.3. charge permanent du planchers courant …….……....16

Fig. II-4: Composants d'une poutre…….…… ….18

Fig.II-5. :section réduite du poteau…….……...….21

Fig .II-6 : Représentation du poteau le plus sollicite …… ….22

Fig. II-7: Coupe de voile en élévation…… ……28

Fig. II-8: Coupes de voiles en plan……. .28

Fig. III-1:L'acrotère ……..30

Fig. III-3: Section de béton armé à l'ELS……...…33

Fig. III-4: Ferraillage de l'acrotère…….35

Fig. III-5: disposition constructive des armatures de la table de compression…..…… ….…37

Fig. III-6-dimensionnements des poutrelles…….38

Fig. III-7 Poutrelle avant coulage……...38

Fig. III-8: choix de disposition des charges…….…39

Fig. III.9 Travée avec un seul étai au milieu…….…..…39

Fig. III.10. Travée avec deux étais …….…….…… … …40

Fig. III.11. Travée avec trois étais……..…….… ……..41

Fig. III.12. Travée avec quatre étais……..…….…… ….41

Fig. III.13. Schéma statique de la poutrelle …….…… ..42

Fig. III.17: Poutrelles à quatre travées……. ….....43

Fig. III.18: Poutrelles à une travée…….. …..43

Fig. III-19 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages ……. …50

Fig. III-20 : ferraillage des poutrelles d'étage commerce…… ….....55

Fig. III-22 : ferraillage des poutrelles d'étage courant…….……..… …63

Fig. III-23 : éléments d'un escalier…… …..….64

Fig. III-24 :: schéma statique d'escalier ……..... 67

LISTE DES FIGURES

Fig. III-25:: schématisation des charges (ELU)…… …....67

Fig. III-26: Vue de la volée 1 et schématisation des charges (ELS)…… .68

Fig. III-27 : Schémas de la poutre palière……..…… ….73

Fig. III-28: Schémas de la poutre palière …… …75

Fig. III.29.Schéma statique du console ……..…… ….79

Fig. III-30 :.la flèche d'une console sous une charge répartie……. … …81

Fig. III-31 : Dalle pleine rectangulaire encastrées sur 3 cotes……84

Fig. III.32. Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 1…….…..84

Fig. III.33. Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 2……..….89

Fig. III.34. Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 2 …….. ……89

Fig. IV-1 : Vue de la structure en 3D……..…..……..….94

Fig. IV-2 : Disposition des voiles (sous-sol)…….……...95

Fig. IV-3: Disposition des voiles (étage courant)……..…… 95

Fig. IV-4 : Inerties des voiles et des poteaux……..…..…...98

Fig. IV-5 : le plancher rigide……..…….....102

Fig. IV-6 : Spectre de réponse……....……104

Fig. IV-7 :1er mode translation suivant Y…….……..105

Fig. IV-8 : 2eme mode translation suivant X…….....110

Fig. IV-9 : Rotation autour de l'axe Z……....110

Fig. IV-10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement…….…..112

Fig. IV-11 : Distribution des forces sismiques…….……...113

Fig. IV-12 : Concentration des forces sismique sous étages suivant X……...…...114

Fig. IV-13 : Concentration des forces sismique sous étages suivant Y…… ….115

Figure V-1 : Disposition des armatures pour les poutres…….....125

Figure V-2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau terrasse…129

Figure V-3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages ……....130

Figure V-4 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et des étages.....130

Figure V-5: Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages et de terrasse……..…...130

LISTE DES FIGURES

Figure V-6: Ferraillage des poteaux (55×55)……...…….139

Figure V-7 : Ferraillage des poteaux (50×50)……...140

Figure V-8 : Ferraillage des poteaux (45×45)…….……..140

Figure V-9: Ferraillage des poteaux (40×40)…….…….……..140

Figure V-10 : Diagramme des contraintes (SPC)……..……...…….142

Figure V-11 : Diagramme des contraintes (SET)……..……...……...142

Figure V-12 : Diagramme des contraintes (SEC)…….……..….143

Figure V-13 : disposition des armatures verticales dans les voiles……...……...145

Figure V-14. la disposition des voile …… …….…....146

Figure V-15 : disposition des armatures transversales (épingles)……..…152

Figure V.16. Disposition des armatures dans les voiles $V_{X1;}V_{X2}$ .....……...….153

Figure V.17. Disposition des armatures dans les voiles V_{Y1}……....……..….153

Figure V.19. Disposition des armatures dans le voilesV_{Y2} …… …….……..153

Figure VI.1 Schéma des Semelles isolées sous poteaux……...…….…… ….155

Figure VI.2 Représentation initiale des semelles……..……...……..…..156

Figure VI.3 Les bulles de pression…….……..158

Figure VI.4 schéma semelle filantes sous poteau……160

Figure VI.5 Représentation des semelles filante…….….162

Figure VI.6 schéma semelle filantes sous voile …….……164

Figure VI.7 disposition du ferraillage de la poutre de libage…….…..……170

Figure VI .8 disposition du ferraillage de la poutre de libage avec semelle filante…….....171

Figure VI.9 Ferraillage des longrines……..…….……174

Figure VI. 10: Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc ……...…… …….174

NOTATION

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

Amax, 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.

T: Effort tranchant.

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.

Lf: 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.

$\sum$: sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة، استخدام السكني والتجاري (SS + DRC +6) تم بناؤها في البليدة(مفتاح)، وتصنف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية متوسطة.

يتم ضمان مقاومة هيكل للأحمال الأفقية والعمودية نظام العارضات والاعمدة المسلحة +الجدران المسلحة.

قياس الابعاد ونتائج كل عناصر المقاومة وفقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر(CBA93، وإصدار RPA99 2003.)

تمت الدراسة الزلزالية وفقا للطريقة الرقمية التي تعتمد اساسا على طريقة العناصر المنتهية من خلال برنامج "SAP2000 النسخة 17".

أخيرا، درسنا البنية التحتية وهذا بحساب الاساسات .

Résumé

Ce projet est une étude d'un bâtiment, à usage habitation et commercial (RDC+6+Sous-sol) qu'étais implanté à BLIDA(MEFTAH), cette région est classée dans la zone de moyenne sismicité IIb.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventementmixte.

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

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 17 ».

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

Abstract

This project is a study of a building to residential use and commercial (DRC +6 + Basement) what was implanted in BLIDA (MEFTAH), this area is classified as zone IIb medium seismicity.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is provided by a system gantry braced by sails.

The measurements and design of reinforcement of all resistance elements have been established accordance with Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003).

The seismic survey was conducted following the numerical method based on the method of finite elements through the "SAP2000 Version 17" software.

Finally, we studied the infrastructure calculating foundations.

Chapitre I

Présentation De l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la période de formation de master à travers l'étude des ouvrages en béton armé.

L'ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment (SS+R+6), il est implanté dans MEFTEH willaya de BLIDA, classé par le règlement parasismiques Algérien RPA99 version 2003) comme une région de moyenne sismicité (zone IIb).

Ce projet de fin d'étude est organisé comme suit :

le 1er chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

l'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) qui est une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le troisième chapitre est l'étude des éléments secondaires.

dans le quatrième chapitre nous intéressons a la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'a la vérification des déplacements.

pour que la structure résiste aux différentes sollicitations nous calculerons le ferraillage de ses élémentsrésistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera l'objectif du cinquième chapitre.

le sixième chapitre consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le

dimensionnement et le ferraillage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage

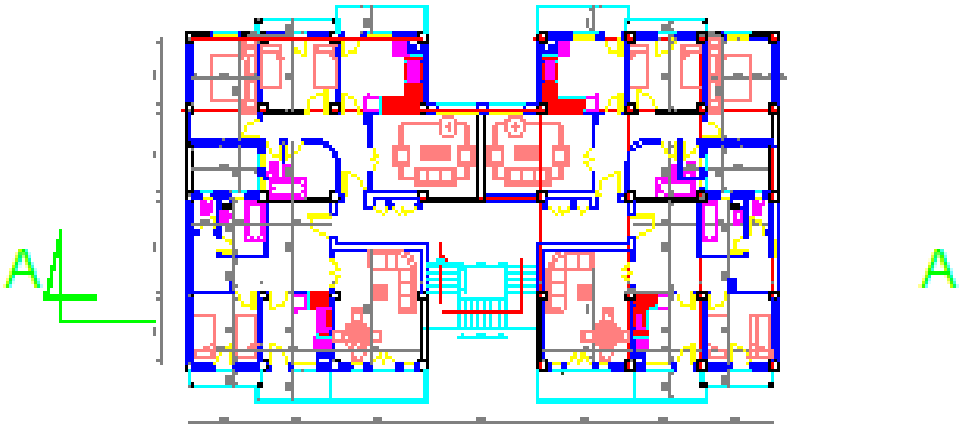
reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage).

Nous terminons à la fin ce travail par une conclusion qui résumel'essentiel de notre travail.

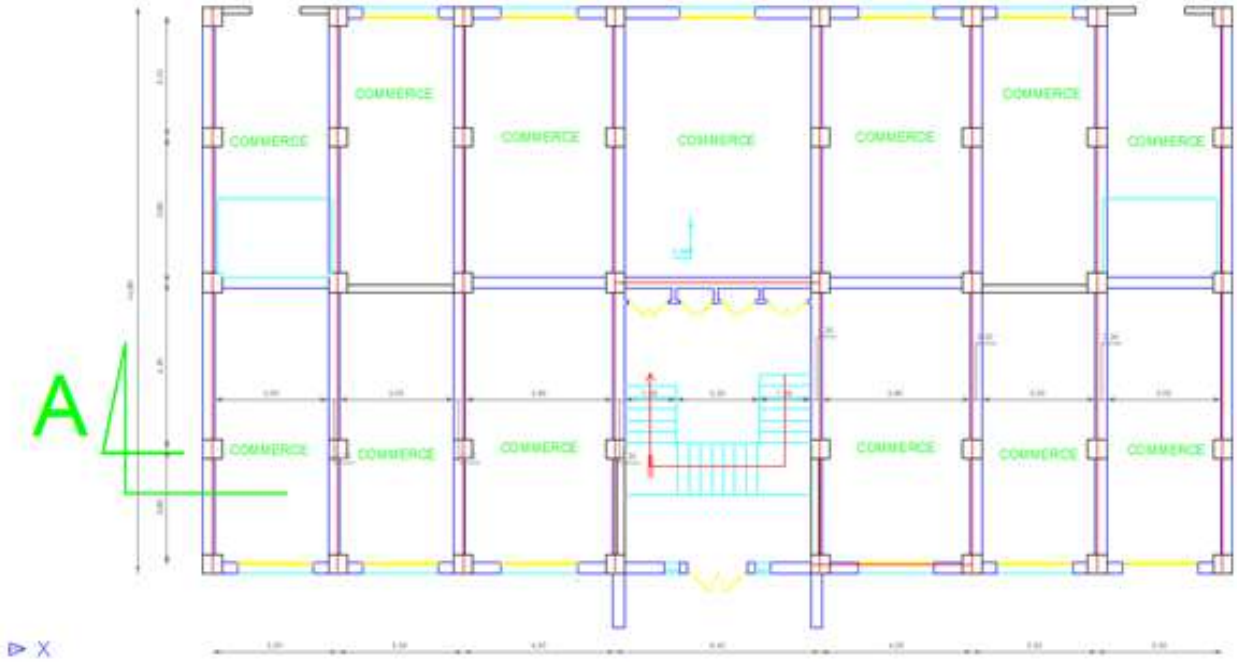
I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment comportant (Sous Sol + Rez-de chaussée + 6Etages) à usage d'habitation et commercial et le SS parking. L'ouvrage étudié sera implanté à MEFTAH willaya de BLIDA, classé selon les règles parasismiquesalgériennes (RPA99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIb), notreétude sera conforme aux exigences des règles CBA 93 et aux règles parasismiques RPA99version2003.

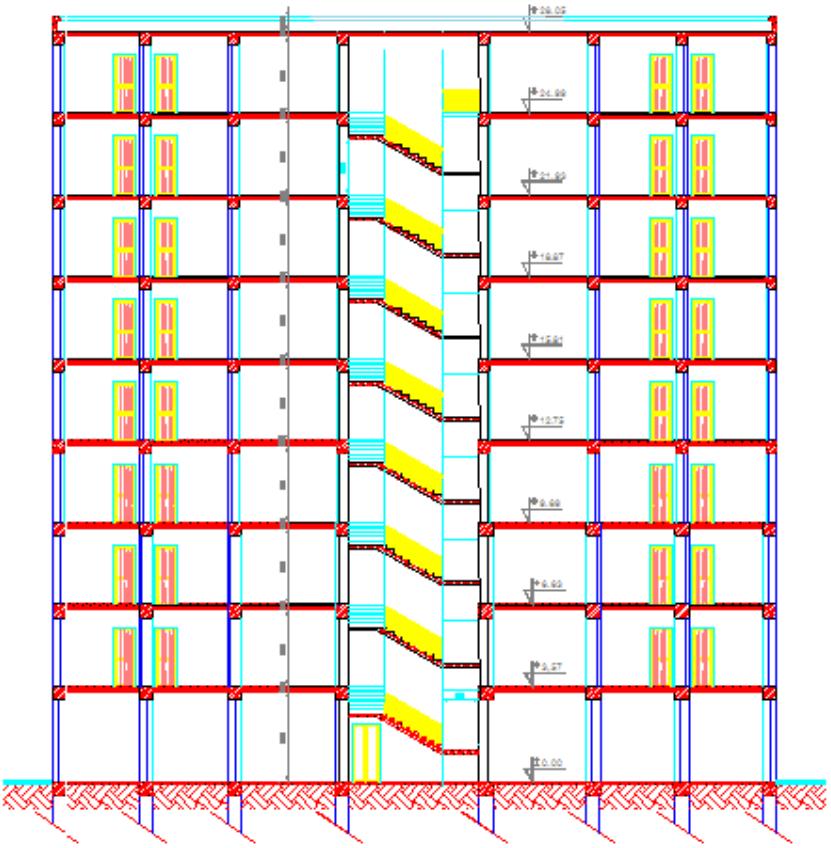
I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

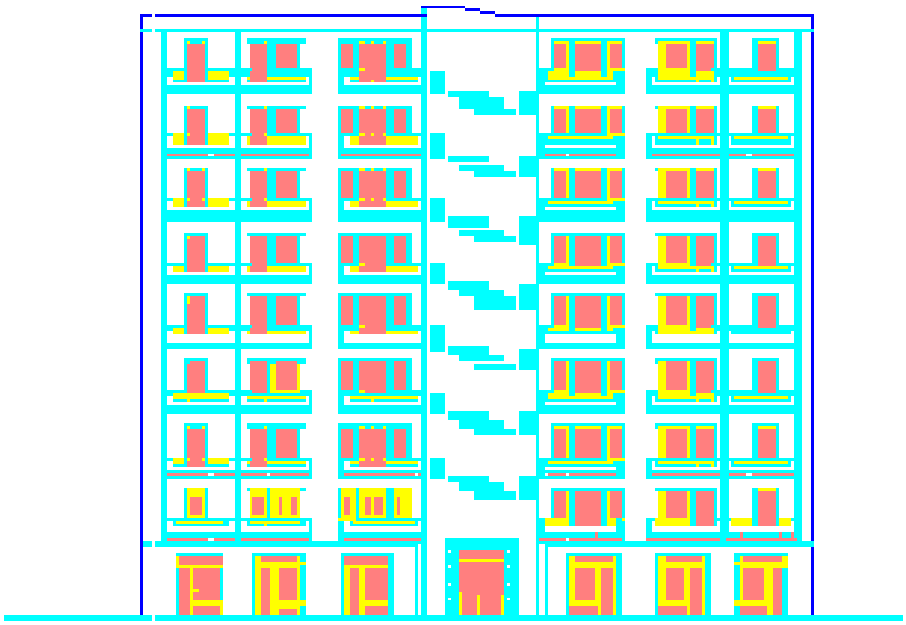


Plan des étages courants


A
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
COMMERCE
X

PLAN DE RDC





FACADE PRINCIPALE

I.2.1. Dimensions en plan du bâtiment :

Longueur totale de bâtiment : **26.6m**

Largeur totale du bâtiment : **14.3m**

I.2.2. Dimensions en élévation du bâtiment :

- Hauteur du sous-sol : **3.57 m**
- Hauteur du rez-de-chaussée : **3.57 m**
- Hauteur de l'étage : **3,06 m;**
- Hauteur totale du bâtiment : **25.5+0, 6m**

I.3. Système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse quatre niveaux (14 mètres) et est situé en zone *IIb*. Le contreventement par portique est donc écarté **[2]** ►► [art 3.4] ◄◄ et le choix va se porterun contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

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

I.4. Les plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativementfaible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux chargesverticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôled'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte un type de plancher c'est le plancher à corps creux avec quelquespanneaux en dalle pleine

I.5.La maçonnerie :

La maçonnerie sera exécutée en briques creuses.

- les murs extérieurs conçus en double cloison de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- les murs intérieurs en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

I.6. Les revêtements :

Les revêtements de la structure sont constitués par :

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

I.7. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

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 le ruissellement sur la façade externe).

I.8. Les escaliers :

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un seul type d'escaliers :escaliers droit à trois volées.

I.9.L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure sol, qui forme un ensemble rigide assure l'encastrementde la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol ;σ_{sol}=2.5 [4]

I.10.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformesaux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.10.1.Le béton :

Le ciment utilisé est le CPJ / CEM II 42,5 (ciment portland avec ajouts classe 42,5) pour undosage de 350 kg /m³de ciment, on utilise à titre indicatif 175 L d'eau, 400L de sable et 800L degravillons donnant une résistance **fc28= 25MPA.**

a) . Résistance du béton :

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

a.1.Résistance caractéristique à la compression :

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à lacompression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindresdroits de révolution de 200cm² de section (Ø= 16cm) et ayant une hauteur double de leurdiamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à lacompression est donnée par les formules suivantes :

$$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.83J} * f_{c28} \qquad \text{pour ; } f_{c28\leq 40Mpa}$$

$$f_{cj}=\frac{j}{1.4+0.95J} * f_{c28} \qquad \text{Pour ; } f_{c28>40Mpa}$$

a.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par "*f*tj " est déterminée par troisessais :

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

La résistance à la traction du béton (***f***tj) est déduite de celle à la compression par le larelation : $ftj = 0{,}6 + 0{,}06fcj$Avec : ***f***cj et ***f***tj en MPA

I.11.L'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa formegéométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barrecirculaire d'une longueur

très considérable par rapport à son diamètre. Sasurface 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.1 : Les types d'aciers utilisés et leurs nuances

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**Fe (MPa)**
Barre à haute Adhérence	**Armatures longitudinales**	**FeE 400**	**HA≥8**	**400**
Treillis soudé	**Table de compression**	**TLE 520**	**0≤Ø≤6**	**520**

B. 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 quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

$Es = 2.10^5 MPa$ ……**[1].Art.A.2.2.1.**

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limited'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:Etat limite de service (E.L.S) basé sur

1- Equilibre statique du béton 1- La compression du béton

2-L'ouverture des fissures 2-L'ouverture des fissures

3-La stabilité de forme 3-La déformation

E.L.U de résistance :

1. Contrainte du béton en compression :

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

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

γb: coefficient de sécurité, tel que

γb =1,5 Pour une combinaison fondamentale ;

γb =1,15Pour une combinaison accidentelle.

Θ=1 Lorsque la durée probable d'application des charges estsupérieure à 24 heures ;

Θ =0,9 Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

Θ =0,85 Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure ;

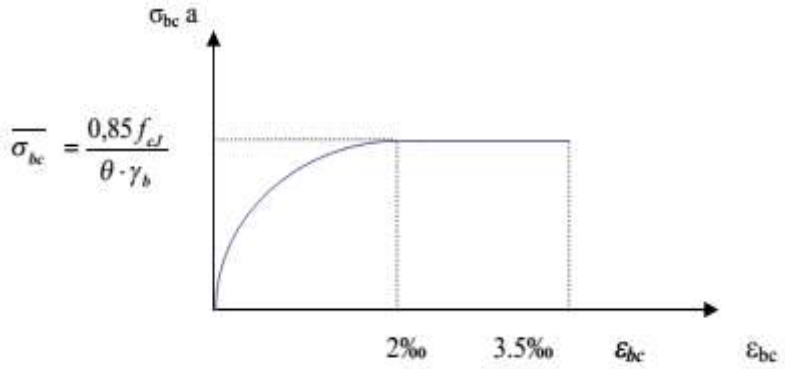


Fig. I.1 : Diagramme contrainte déformation du béton[1]

2. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par

Fissuration peu nuisible *:*

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 5\ \text{MPa}\right)$$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cJ}}{\gamma_b},\ 4\ \text{MPa}\right)$$

3. Contrainte limite de l'acier:

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

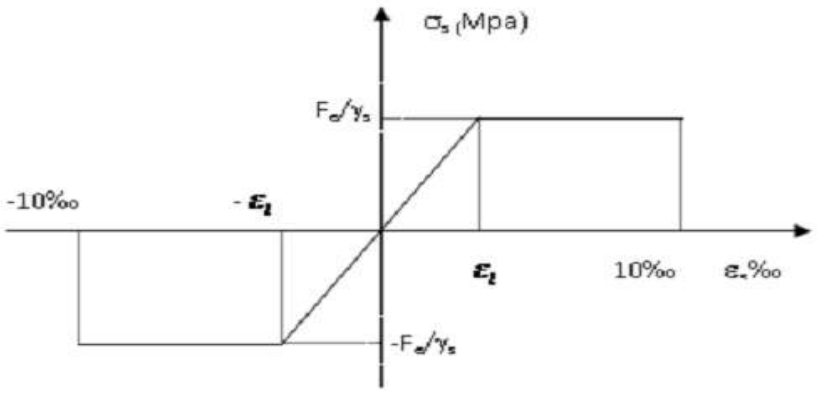


Fig. I.2. Diagramme contraintes –déformations de l'acier [1]

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

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

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

ɣs : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\varepsilon_s = \text{sFe}/\gamma_s . E_s$$

ε_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier $\varepsilon_s = \Delta L / L$

ε_L : Allongement ou raccourcissement limite

A l'E.L.S :

a. E.L.S de compression de béton :

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

A l'état limite de service,σb doit être inférieure à $\bar{\sigma} b$

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

Contrainte limite de l'acier :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[2f_e/3;110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \text{ [MPa]}$$

Fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[f_e/2;90\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \quad \text{[MPa]}$$

Avec :

η: Coefficient de fissuration tel que :

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

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

f_{c28}=25 MPa

f_{t28}=2.1MPa

E_{i28}=32164.2 MPa

E_{v28} =10819 MPa

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

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

FeE400, fe=400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE235, fe=235 MPa : Pour les armatures transversales

Chapitre II

Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différentséléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés aprèsvérifications dans la phase de calcul.

II .2. Prédimensionnement des planchers :

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérises parune 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.

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

- L/20 ≥ ht ≥ L/25

Avec :

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

Pour le cas de notre structure, nous avons **: L = 4,35m.**

- 435/20 ≥ ht ≥ 435/25 ⇒ 21.75 cm ≥ ht ≥ 17.4cm.

On choisit **: ht = 20 cm** on adoptera donc un plancher à corps creux du type **(16+4)**

telle que : $h_t = d + e$

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc $\mathbf{h_t = (16 + 4)\ cm}$.

II .2.2. Les dalles pleines :

Le Prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance :**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

(Lx/50) ≤ep≤ (L x /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

(Lx / 35) ≤ep≤ (Lx / 30)

où : ep : épaisseur de la dalle. L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- **Sécurité contre l'incendie :**

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

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

- **condition d'isolation acoustique :**ep≥ 15 cm.

  - Critère de résistance $510/50 \le ep \le 510/40 \Rightarrow 10.2 \le ep \le 12.75$
  - La sécurité contre l'incendie : ep = 11cm
  - Condition d'isolationacoustique : ep = 15 cm

➢ **Conclusion :**

Pour la dalle plaine on adoptera : $\mathbf{e_p = 15cm}$

Condition de la flèche :

Si L ≤ 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{500}$. Si L > 5m $\Rightarrow f \le \frac{L}{1000} + 0{,}05$

II.3- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:[3]

II.3.1. Maçonnerie:

- **Mursintérieurs (simple) :[**3][VI.Annexes.A]
- **Charge permanente** :[3][VI.Annexes.B]

Tableau II.1: Charge permanents des murs intérieur

N	Composants	Epaisseur(m)	Poidsvolumiques (KN/m^3)	Poidssurfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
2	Briquecreuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en plâtre	0.01	10	0.20
			Total	**1.20**

Tableau II.2: Charge permanents des murs extérieur

N	Composants	Epaisseur(m)	Poidsvolumiques (KN/m^3)	Poidssurfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
2	Briquecreuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Briquecreuse	0.10	9	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**2.26**

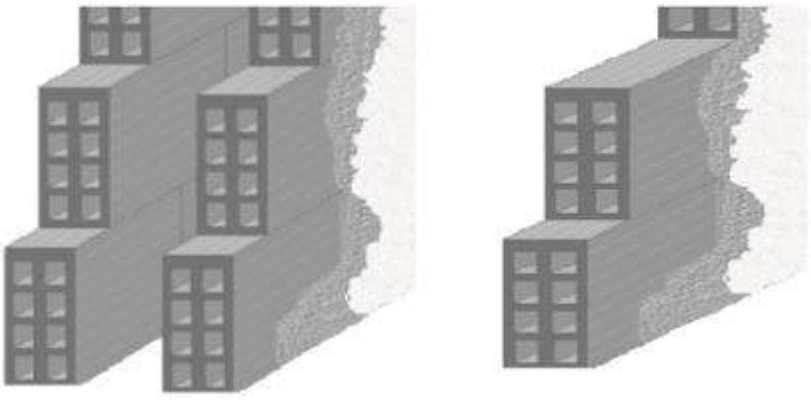


Figure .II.1: Mur doubles et simple cloison

II.3.1-plancher terrasse

II.3.1.a-charges permanentes

Tableau II .3 :charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)

N⁰	composants	Epaisseur(m)	Poidsvolumique(kN/m³)	Poidssurfacique (kN/m²)
1	Gravierroulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéitémulticouche	0,02	6	0,12
3	Papierkraft	-	-	0,05
4	Forme de pente	0,10	22	2,20
5	Film polyane	-	-	0,05
6	Liége (isolant)	0,04	4	0,16
7	Pare vapeur	0,01	6	0,06
8	Plancher (16+4)	16+4	-	2,80
9	Enduitplâtre	0,01	10	0,10
Charge permanente G				6,50

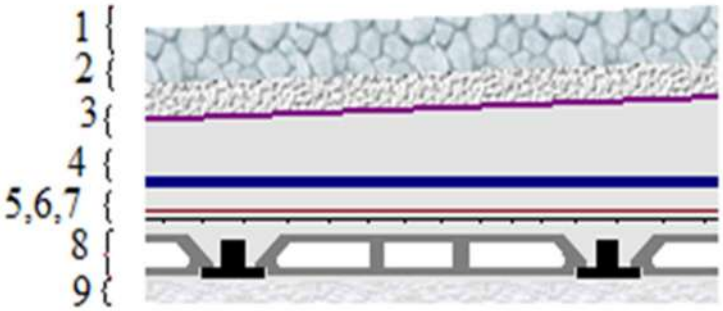


Figure.II.2:charge permanent du planchers terrasse

II.3.1.b-surcharges d'exploitation[3][7.2.1]

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1kN/m²**

II.3.2- Plancher courant

II.3.2.a-Charges permanentes

Tableau II .4 :charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poidsvolumique (kN/m^3)	Poidsvolumique (kN/m^3)
1	**Carrelage**	0,02	22,00	0,44
2	**Mortier de pose**	0,02	20,00	0,40
3	**Lit de sable**	0,30	18,00	0,54
4	**Plancher (16+4)**	16+4	-	2,80
5	**Enduit en plâtre**	0,01	10,00	0,10
6	**Cloisonlégère**	0,10	-	1,20
Charge Permanente G				**5.48**

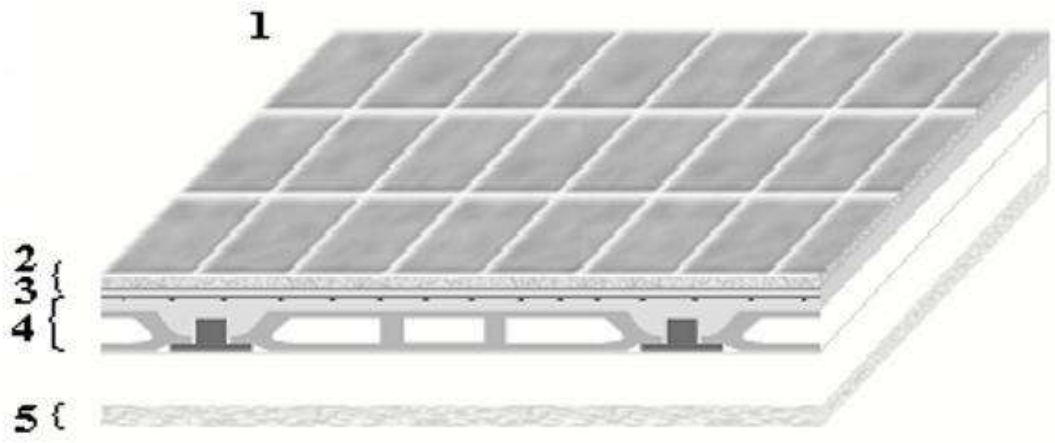


Figure.II.3:charge permanent du planchers courant

II.2.2.b-surcharges d'exploitation [3][7.2.1]

Le plancher courant à usage d'habitation Q=1.5KN/m²

Le R.D.C à usage commercial Q = 4kN/m²

II.3.3. Dalle pleine

II .3.3.a. Terrasse :

Tableau II .5 :charges permanentes dudalle pleine Terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumique (kN/m³)	Poidsvolumique (kN/m³)
1	Gravillonroulé	0,05	20	1.00
2	Etanchéitémulticouche	0,02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0,10	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolantthermique)	0,04	4	0.16
7	Pare vapeur	0,01	6	0.06
8	Dallepleine	0,15	25	3.75
9	Enduit de ciment	0,2	18	0.36
Charge Permanente G				**7.75**

Tableau II .6 : charge permanentes du dalle pleine d'étage

N	Composants	Épaisseur (m)	Poidsvolumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,04	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dallepleine	0,15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
7	Cloisonlégère	0,10	-	1,20
		G		**6.69**

II .3.3.b. Balcons étage :

Tableau II.7.charges permanentes du Balcons étage

N	composants	Epaisseur(m)	Poidsvolumique (kN/m^3)	Poids surfacique(KN/m2)
1	**Carrelage**	0,02	22	0,44
2	**Mortier de pose**	0,04	20	0,4
3	**Lit de sable**	0,03	18	0,54
4	**Etanchéité**	0.02	6	0.12
4	**Dallepleine**	0,15	25	3.75
6	**Enduit de ciment**	0,02	18	0,36
G				**5.61**

II.4. Pré dimensionnement 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 descharges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sontdimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par lesrègles (CBA 93).

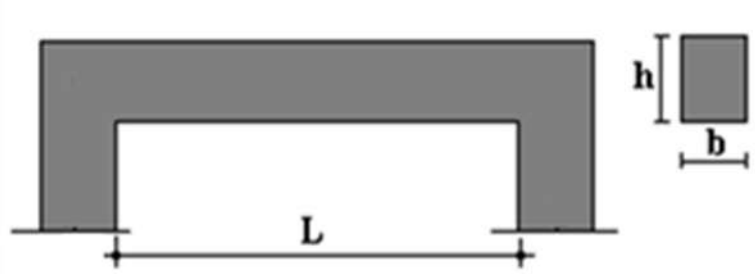


Figure. II-4: Composants d'une poutre

♦ b: largeur de la base de la poutre.
♦ h: hauteur totale de la poutre.
♦ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le Pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est comme suit :

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

II.4.1-Vérification vis-à-vis du RPA99:

Pour la zone IIb(zone de moyen sismicité);les règles parasismiques Algériennes (RPA 99+modificatifs et compléments au RPA99),les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:**RPA99VERSION 2003 (Art 7.5.1)**

b≥ 20cm

h≥ 30cm **[2]**

h/b≤4,0

Tableau II.8: Pré-dimensionnement des poutres

	Poutre principale	Poutresecondaire
Condition de résistance	L_{max}= 5.10 m 34≤ h ≤ 51 On prend**h=40** 12≤ b ≤ 28 On prend**b= 30**	L_{max} = 4.05 m 27 ≤h≤40.5cm On prend**h=35** 10.5 cm ≤ b ≤ 24.5 On prend**b= 30**
Vérificationselon RPA	- b = 30 cm ≥ 20 cm - h = 40 cm ≥ 30 cm - h/b = 40/30 =1.33 < 4	- b = 30 cm ≥ 20 cm - h = 35 cm ≥ 30 cm - h/b = 35/30 =1.16 < 4
Condition de rigidité (h /L≥ 1/16)	h/L ≥ 1/16 → 40/510=0.0784≥ 0.0625	h/L ≥ 1/16 ⇒ 35/405= 0.0864 ≥ 0.0625
Conclusion	**h= 40 ; b= 30**	**h= 35 ; b= 30**

Conclusion:

Touts les conditions sont verifies on adopte les sections :

- Poutres principals: (b × h) = (30×40) cm

- Poutressecondaires: (b × h) = (30×35) cm

II.5-Les Poteaux *:*

Pour le pré dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera prédimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.5.1-Etapes de prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau.

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Verifier : $$N_{ultime} \le \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$ **[1] Art[B 8.4.1]**

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

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les

Valeurs suivantes : $$\begin{cases} \alpha = \dfrac{0,85}{1+0,2\left(\dfrac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \le 50 \\ \alpha = 0,6.\left(\dfrac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \le \lambda \le 70 \end{cases}$$ **[1]**

Avec: $\lambda = \frac{L_f}{i}$ **: C'est** l'élancement mécanique

$\mathbf{L_f = 0,7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement[1][B.8.3.3.1].

$\mathbf{i} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \qquad I = \frac{h.b^3}{12} \text{ (Poteau carré).}$$

Où :

i : Rayon de giration.

λ: L'élancement géométrique.

Lf: Longueur de flambement.

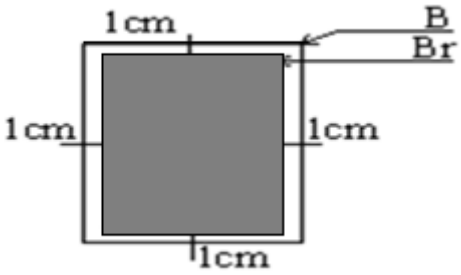


Figure.II-5:section réduite du poteau

II.5.2. Determination des charges et surcharges

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteauintermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier lesdimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte

- une section de $(45x45)cm^2$ pour le sous-sol et RDC
- une section de $(40x40)cm^2$ pour le 1^{er} et le 2^{eme} etage
- une section de $(35x35)cm^2$ pour le 3^{eme} et le 4^{eme} etage
- une section de $(30x30)cm^2$ pour le $5me^e\ et\ 6eme\ etage$

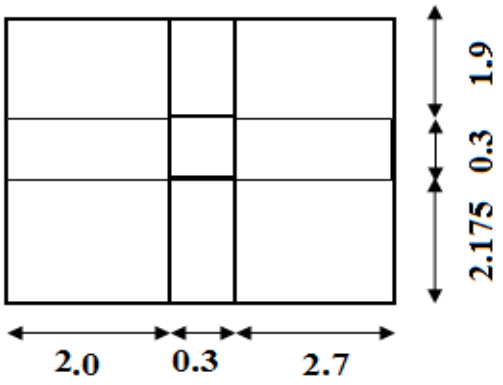


Figure II .6 : Representation du poteau le plus sollicite

II.5.2.a. Calcul des surfaces requises pour le poteau le plus sollicite.

Surface du plancher corpscreux revenant au poteau:

Sp= [2*(2.175+1.9)+1.9*2.7]

Sp= 13.28 m2

St=[(2+0.3)*(2.175+0.3+1.9)+(1.9*2.7)]

St= 15.19 m2

Surface du plancherdallepleine revenant au poteau :

Sp=2.7*2.175

Sp=5.87 m^2

II.5.2.b. Determination des charges permanentsagissantsurcepoteau et surcharge d'exploitation

6eme étage :

Gplancher=$G_{terrasse}$ * Sp = 6.5***13.28+7.75*5.87** = 131.812 KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.3*0.3*25*3.06=6.885 KN

G=163.487 KN **G_{total}=163.487 KN**

5eme étage

Gplancher=Getage * Sp = 5.48*13.28+6.69*5.87= 112.044 KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.3*0.3*25*3.06=6.885 KN

G=143.719 KN **G_{total}=307.206 KN**

4eme étage

Gplancher=Getage * Sp = 5.48*13.28+6.69*5.87= 112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.35*0.35*25*3.06=9.37 KN

G=146.204 KN **G_{total}=453.410 KN**

3eme étage

Gplancher=Getage * Sp =5.48*13.28+6.69*5.87 = 112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.35*0.35*25*3.06=9.37 KN

G=146.204 KN **G_{total}=599.614 KN**

2eme étage

Gplancher=Getage * Sp = 5.48*13.28+6.69*5.87 = 112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.40*0.40*25*3.06=12.24 KN

G=149.074 KN **G_{total}=748.688 KN**

1er étage

$G_{plancher}=G_{etage}$ * Sp = 5.48*13.28+6.69*5.87 = 112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.40*0.40*25*3.06=12.24 KN

G=149.074 KN **Gtotal=897.762 KN**

RDC

Gplancher=Getage * Sp =5.48*13.28+6.69*5.87 =112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

Gpoteau= 0.45*0.45*25*3.57=18.07 KN

G=154.904 KN **Gto2tal= 1052.666KN**

S-SOL

Gplancher=Getage * Sp =5.48*13.28+6.69*5.87 = 112.044KN

Gpp=0.40*0.3*25*4.7= 14.1 KN

Gps=0.35*0.3*25*4.075=10.69 KN

G_{poteau}= 0.45*0.45*25*3.57=18.07KN

G=154.904 KN **G_{total}=1207.570 KN**

Charge Permanente

Tableau II.9: Charge permanents

Niveau	H(m)	$G_{plancher}$(KN)	G_{pp}(KN)	G_{ps}(KN)	G_{pot} (KN)	G_{niv} (KN)	G_{cumule} (KN)
6eme étage	3.06	131.812	14.1	10.69	6.885	163.487	**163.487**
5eme étage	3.06	112.044	14.1	10.69	6.885	143.719	**307.206**
4eme étage	3.06	112.044	14.1	10.69	9.37	146.204	**453.410**
3eme étage	3.06	112.044	14.1	10.69	9.37	146.204	**599.614**
2eme étage	3.06	112.044	14.1	10.69	12.24	149.074	**748.688**
1er étage	3.06	112.044	14.1	10.69	12.24	149.074	**897.762**
RDC	3.57	112.044	14.1	10.69	18.07	154.904	**1052.666**
S-SOL	3.57	112.044	14.1	10.69	18.07	154.904	**1207.570**

II.5.3.- surcharge d'exploitation

II.5.3.a Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

II.5.3.a.1.Charges d'exploitation :

Pour determiner les surcharges exploitation, on adopte la loi de dégression suivantes

Les surcharges des planchers sont différentes:

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

n: Nombred'étage on démarre de haut en bas (le premier étageest ''0'').

Q0: La charge d'exploitationsur la terrasse.

Q1, Q2…Q_n: Les charges exploitations des planchersrespectifs.

On utilise le 3+n /2n à partir du cinquièmeétage.

Q0=Qterrasse*St

Q0=1*15.19+1*5.87

Q0=21.06

Tableau II.10 : Détermination des surcharges d'exploitation

Niveau	Dégression	$Q_{cumulé}$ [Kn]
terrasse	Q_0	21.06
05eme	$Q_0 + Q_1$	52.65
04eme	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	81.08
03eme	$Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	106.35
02eme	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3+Q_4)$	128.46
01ere	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4+Q_5)$	147.42
RDC	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5+Q_6)$	163.21
sous sole	$Q_0 + 0.71 (Q_{1+} Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+Q_{ss})$	215.44

II.5.4. Calcul des efforts normaux ultime et résistants et vérification:

Notre bâtiment comporte des traves solidaires supportées par deux files des poteaux de rive et plusieurs files de poteaux intermédiaires; donc l'effort doit être majore de (10%) pour

PU=1.35G+1.5Q.[1]

NU=1.1PU.

TableauII.11:Calcul des efforts normauxultime

Niveau	G en KN	Q en KN	N_{ultime} en KN	1.1 N_{ultime} en KN
6	**163.487**	21.06	252.297	277.526
5	**307.206**	52.65	493.703	543.073
4	**453.410**	81.08	733.723	807.095
3	**599.614**	106.35	968.998	1065.898
2	**748.688**	128.46	1202.76	1323.036
1	**897.762**	147.42	1433.108	1576.419
RDC	**1052.666**	163.21	1665.914	1832.505
S-SOL	**1207.570**	215.44	1953.379	2148.717

II.5. 5.Calcul l'effort normal admissible N_U (adm)

On a:

$$N_U \text{ (adm)} = \alpha\left(\frac{Br * fc28}{0.9 * \gamma b} + A\frac{Fe}{\gamma s}\right)$$

Avec: Acier FeE400 ; Fe=400Mpa;γs=1.15

Béton ; fc28 = 25Mpa ; γb= 1.5

Tableau II.12: verification du choix de la section des poteaux

niv	i (m)	L_f (m)	λ	α	A (cm^2)	Br (cm)	N_U(adm) (KN)	N_U (KN)	Section cm^2	$N_U < N_{U(adm)}$
6	0.086	2.142	24.90	0.771	0.900	784	25427.356	252.297	30X30	CV
5	0.086	2.142	24.90	0.771	0.900	784	25427.356	493.703	30X30	CV
4	0.101	2.142	21.20	0.847	1.225	1089	38793.520	733.723	35X35	CV
3	0.101	2.142	21.20	0.847	1.225	1089	38793.520	968.998	35X35	CV
2	0.115	2.142	18.62	0.804	1.600	1444	48821.443	1202.76	40X40	CV
1	0.115	2.142	18.62	0.804	1.600	1444	48821.443	1433.108	40X40	CV
RDC	0.129	2.499	19.37	0.800	2.025	1849	62196.811	1665.914	45X45	CV
S-SOL	0.129	2.142	19.37	0.800	2.025	1849	62196.811	1953.379	45X45	CV

Min (b1; h1)=30≥30cm OK

Min (b1; h1)=30≥ he/20 OK

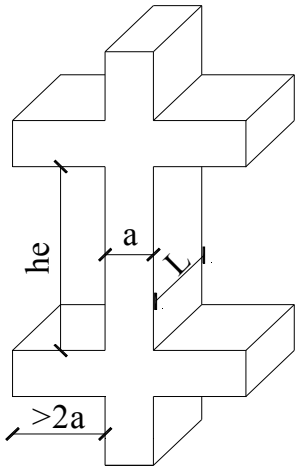
1/4< b1/h1 =1 < 4 OK

- Alors les trois conditions sont satisfaites.

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99version2003. Les dimensions ont respecté par les poutres:**RPA99 version 2003►► (Art 7.4.1)**

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigidesen béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellementsupporter une fraction des charges verticales.On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L = 4a. Dans le cascontraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.Leur épaisseur minimale est de 15 cm . De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités.



L ≥ 4a

Figure. II.7: Coupe de voile en élévation.

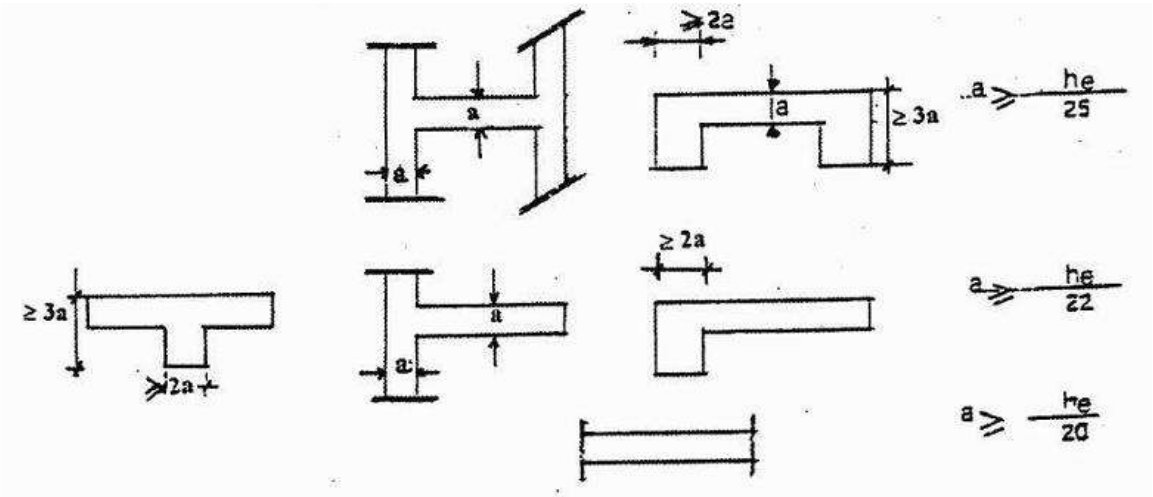


Figure. II.8: Coupes de voiles en plaPour notre structure:**RPA99 version 2003►► (Art 7.7.1)**

a≥MAX**(he / 22**,**15 cm).**

Où $h_e = 3,57 – 0,35 = 3.22$ m.

On obtient : $h_e/22 = 14.63$cm alors **a** ≥ max (14.63cm ;15cm)

Donc, on adopte:**a=15 cm**

Chapitre III

Calcul des éléments Secondaire

III.1. l'acrotère

III.1. 1. Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a lerôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient desfissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1. 2. Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancherterrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à unecharge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considéréecomme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

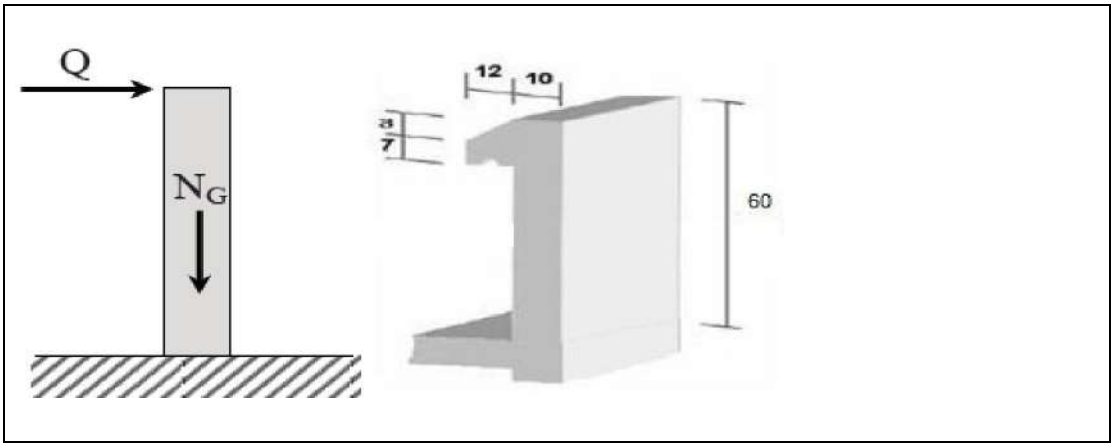


Figure. III .1:L'acrotère

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.1. Évaluation des charges et surcharges

Charge permanente [kN/ml]
Poids propre :[(0,6x0,1)+(0,12x0,07)+((0,12x0,03)/2)]x25=1,755
Charge d'exploitation [kN/ml]
Q = 1

III.1.4. Détermination des efforts

Tableau III.2. Les efforts

L'E.L.U	
L'effort normal :	Nu=1,35.G = 1,35*1, 755 = 2,369 KN
Moment d'encastrement :	Mu=1,5.Q.h = 1,5*1*0,6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant :	Tu=1,5.Q = 1,5*1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N ser= G = 1,775 KN
Moment d'encastrement :	M ser= Q*h =1*0,6 = 0,6 KN.m
L'effort tranchant :	Tser= Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10)cm² soumise à laflexion composée et en situation durable..

A) l'E.L.U:

Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 25 cm

III.1.5. a) E.L.U

Calcul de l'excentricité

À l'attention de : $e0=\frac{Mu}{Nu}=\frac{0,9}{2.369} \Rightarrow e0 = 38$ cm

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

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

Calcul du moment de flexion

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

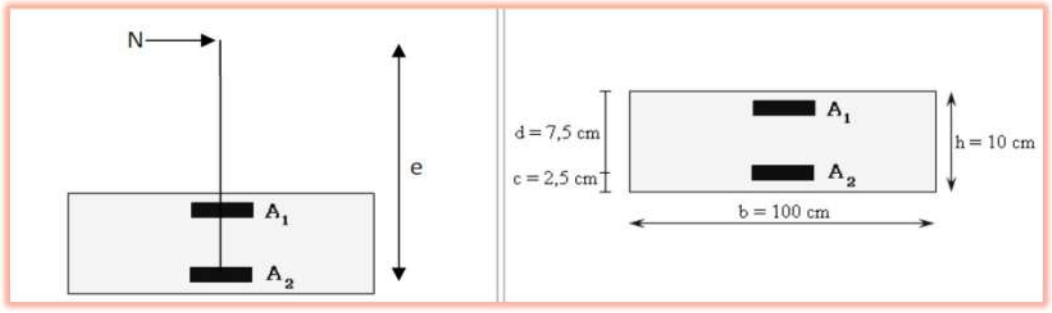


Figure. III .2: Section de B.A à l'ELU

e = e_0 + (h/2-c) ⇒ **e** = 0,405 m.
M_1 = N x **e**⇒ M_1 = M1 = 0,96 kN.m

❖ **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

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}370 \text{ cm}^2$$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0{,}302$ cm²

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

Donc: $\begin{cases} A = 0{,}302 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

❖ **Condition de non fragilité: [1][b.6.4]**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2 > A = 0{,}30 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1{,}00 \text{ cm}^2$

On adoptera : A_1 = 4 HA 8 = 2,01cm².

❖ **Armatures de répartition: [1]**

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0{,}50 \le A_r \le 1{,}005$; Donc, on prendra : A_r = 4 Ø6= 1,13 cm²

❖ **Espacement: [1]**

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \le S_{min} = \min[3h = 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

$$S_{tr} = 60/4 = 15 \text{ cm} \le S_{min\,r} = \min[4h = 40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}.$$

III- 1-5-b) Vérification à l'E.L.S: [1]

Données: N_{ser} = 1,755kN ; M_{ser}= 0,60kN.m.

❖ **Calcul de l'excentricité:**

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

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

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_o = 1030,15 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,073 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,926 cm.**

$I = \frac{b}{3}\,(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c)^2] \Rightarrow$ **I = 8513, 68cm^4.**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,677 cm.** Donc :

e_0= **34,19 cm.** $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,677 cm** $\Rightarrow$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)

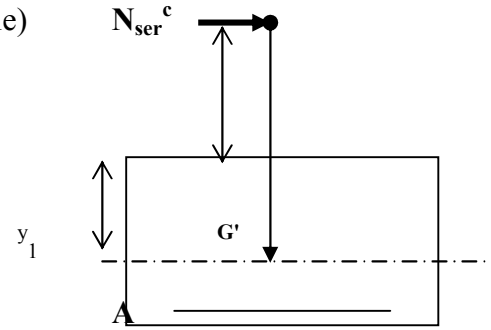


Figure. III-3: Section de béton armé à l'ELS

Où $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}\ c<0\ y2>0}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer **y_2** à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" tels que:

$p = -3\,c^2 + \frac{90A}{b}\,(d - c) \Rightarrow$ **p = -2489,80 cm²**

et $q = -2\,c^3 - \frac{90A}{b}\,(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 47307,84 cm².**

Où: **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**".

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

$\Delta=q^2+(4p^3/27) = -4{,}85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow$ $\begin{cases} \cos\emptyset = \frac{3q}{2p}\sqrt{-3/p} = -0.989 \Rightarrow \emptyset = 171{,}62° \\ a = 2\sqrt{-p/3} = 57{,}61 \end{cases}$

les racines de l'equation sont :

$y_2 = \begin{cases} a\cos(\emptyset/3) = 31{,}20 \text{ cm} \\ a\cos((\emptyset/3)+120) = -57{,}54 \text{ cm} \\ a\cos((\emptyset/3)+240) = 26{,}34 \text{ cm} \end{cases}$

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.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 31{,}20 \text{ cm} \\ y_1 = y_2 + c = 2{,}01 \text{ cm} \end{cases}$

$S_{xx'}=(b\,y_1^2/2)+ 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]$. $\Rightarrow$**S_{xx}=36,48 cm^3**

$k = \frac{N}{Sxx} = \frac{1755}{36481} = 0{,}0481$ N/mm³**.**

Donc : $\sigma_b = ky_1 = 0{,}0481\text{x}20{,}1 \Rightarrow$ **σ_b = 0,967MPa** $< \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28}$ = **15 MPa (cv).**

Et :

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 * 0.0481 * (75 - 20.1) = 39.61\ MPa$$

σ_s=39,61MPa$\leq \overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3}f_e = 333{,}33\text{MPa}\,;110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201{,}633\text{MPa}\right] = 201{,}633\text{ MPa}$ **(cv)**

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

III- 1-6- Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $T = V_u - \frac{M_u}{0{,}9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0{,}90}{0{,}9 \cdot 0{,}075} \Rightarrow T = -11{,}83$

T < 0 : Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire .

- **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton: [1]** [A.5.1.1]

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

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

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{fc28}{\gamma b}$; 4 Mpa] = 2,5Mpa(la fissuration est préjudiciable**)** [1][A.5.1.2.1.1]

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2{,}5 \text{ MPa}$

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

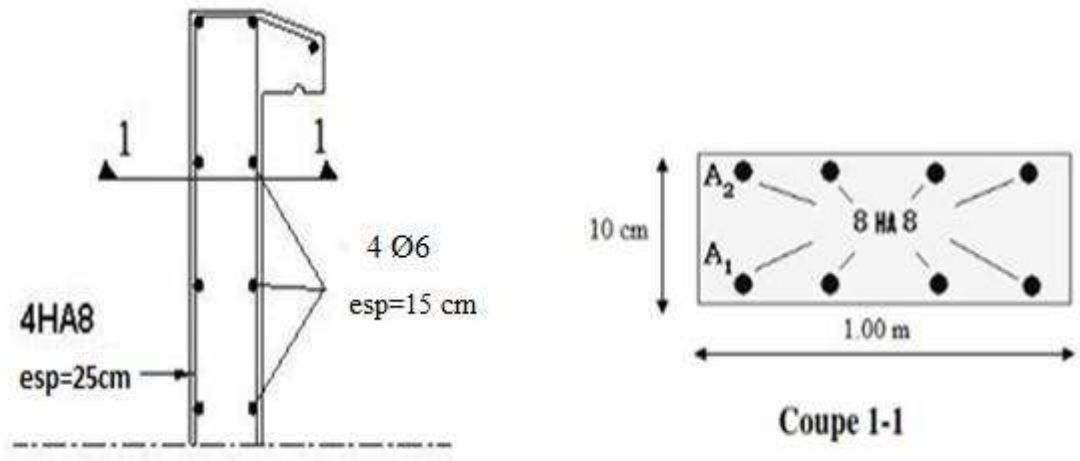


Figure. III-4: Ferraillage de l'acrotère

III.2. Planchers à corps creux

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiment aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.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)

III.2.1. La dalle de compression : [1] ►►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 en 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**) **cm²**

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

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

Avec :

L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 m.

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

$A_{//} > A_t/2$

donc : $A_t = \frac{4L}{f_e} = 0.5\ cm^2/ml$

$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

Alors: $A_t = 5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml$

Armatures de répartitions :

$A_{//} = \frac{At}{2} = 0.49\ cm^2$, soit : $5\phi5 = 0.98\ cm^2/ml \Rightarrow S_t = 20\ cm$

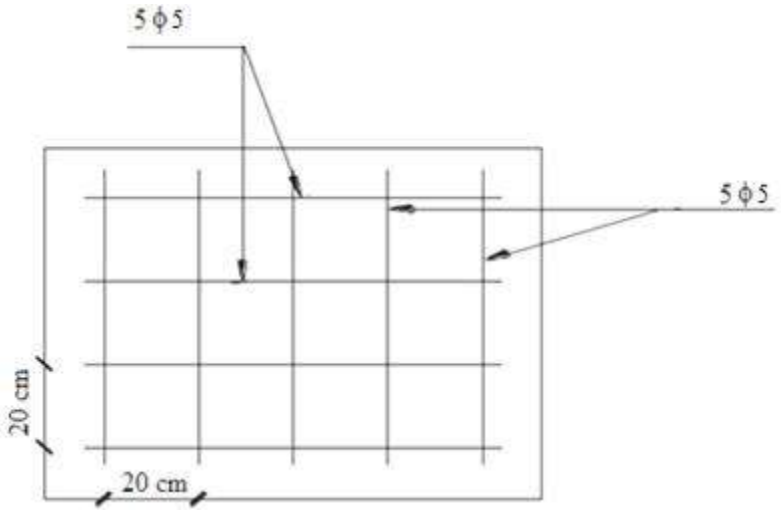


Figure. III.5: disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles

On à deux types de poutrelles, le premier type à quatre travées et l'autre a une travée, le calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

- Etape 1: avant coulage.
- Etape 2: après coulage.

III.2.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65\text{-}35 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

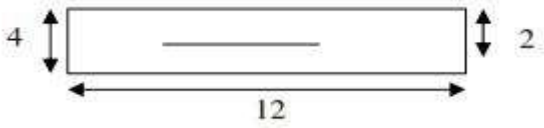


Figure. III.6 : dimensionnements des poutrelles

A. <u>Avant coulage :</u>

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

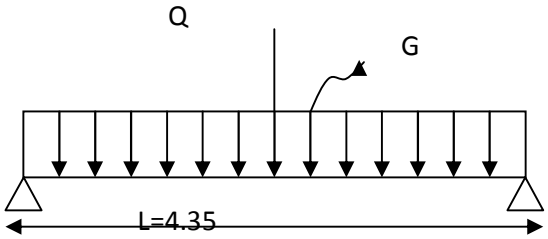


Figure. III .7 : Poutrelle avant coulage

III.2.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

A-Charge permanente:
- Poids du corps creux: G1= 0,65 x 1 = 0,65 KN/ml.
- Poids de la poutrelle: G2= 0,12 x 0,04 x 25 = 0,12 KN/ml.
  Donc: G = G1+ G2= 0,12 + 0,65 = 0,77

B-Surcharge d'exploitation :

L'intensité du poids de l'ouvrier, même le poids des matériaux et des coffrages estégale à la plus grande des deux valeurs:

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN (au milieu de la poutrelle) ; 0,5 KN/ml de portée]

Q = Max [1 KN ; 500 x 4,35] → Q = 2.175 KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

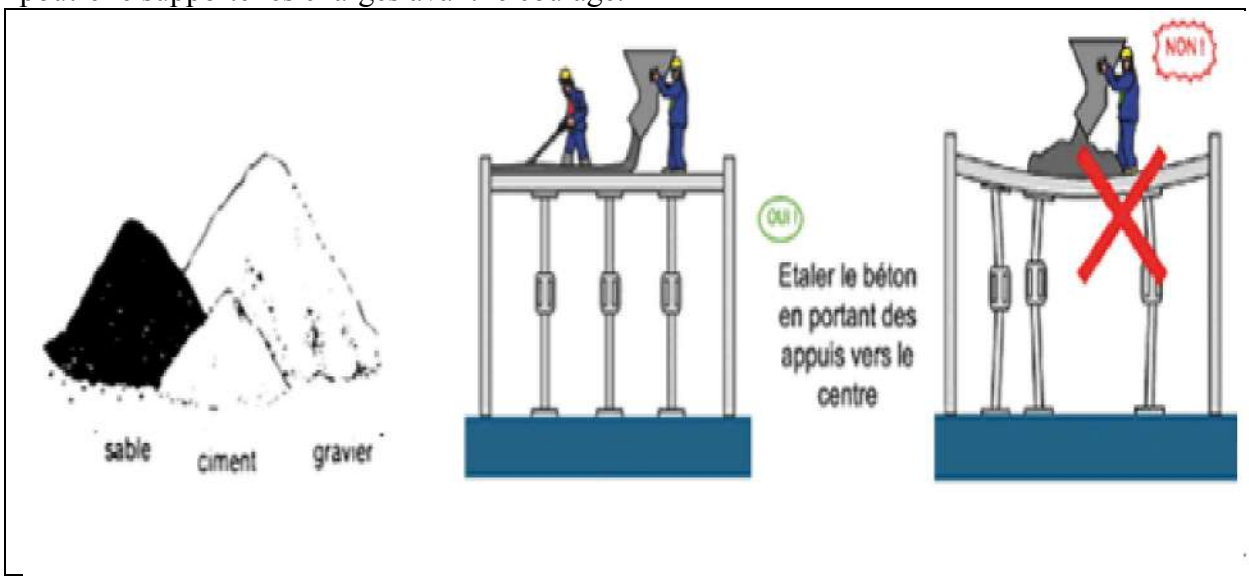
MG= G·L²/8 = 0,77×(4.35)²/8=1,821KN.m

MQ= Q·L/4 = 2.175×(4.35)/4=2.365KN.m
⇒ Mu = 6.005kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 8.810 \succ \mu_1 = 0,392$$

Cette valeur de μ=8.810 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 déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Mais, il est impossible pratiquement de placer des armatures de compression (section très faible). On prévoit un échafaudage ou des étaiements verticaux pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage.



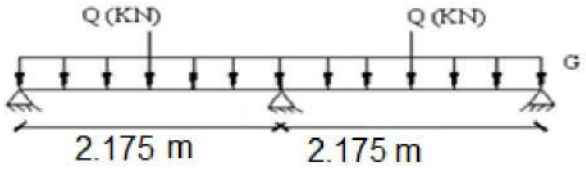


Figure. III.9 : Travée avec un seul étai au milieu

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x2.175] → Q = 1.08KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(2.175)²/8=0.455KN.m

MQ= Q·L/4 = 1.08×(2.175)/4=0.587KN.m

⇒ Mu = 1.494kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 2.191 \succ \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{ncv})$$

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour deus étais :**

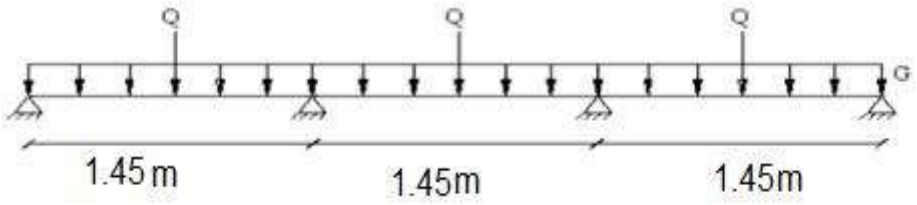


Figure. III.10 : Travée avec deux étais

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1.45] → Q = 0.725KN.

A l'E.L.U: on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(1,45)²/8=0,202 KN.m ⟹ Mu = 0,665kN.mMQ= Q·L/4 = 0.725× (1.45)4=0,262KN.m $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 0,975 \succ \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ (cnv)

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour trois étais :**

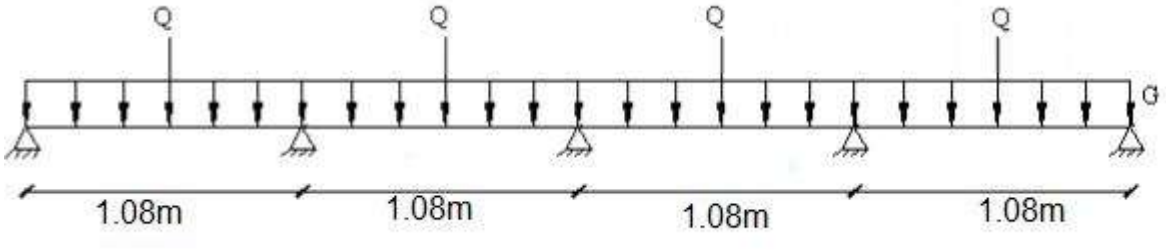


Figure. III.11 : Travée avec trois étais

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x1.08] → Q = 0.540KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(1.08)²/8=0.112KN.m

MQ= Q·L/4 = 0.540×(1.08)/4=0.145KN.m

⇒ Mu = 0.369kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow 0,542 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (\text{cnv})$$

On ajoute un autre étaiement.

- **Pour quatre étais :**

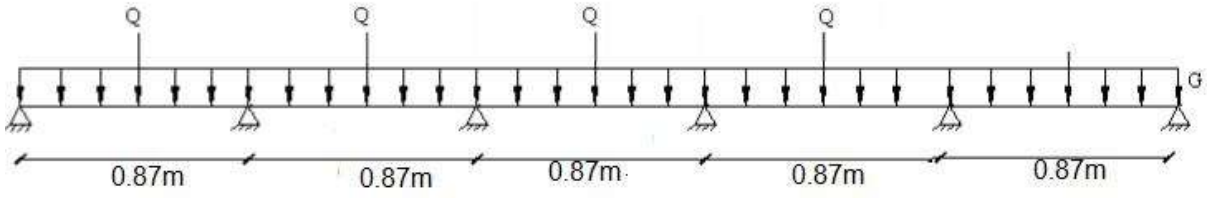


Figure. III.12 : Travée avec quatre étais

G = 0,77 KN /ml

Q = Max [1 KN ; 500 x0.87] → Q = 0.435KN.

A l'E.L.U, on a

Mu= 1,35 MG+ 1,5 MQ

MG= G·L²/8 = 0,77×(0.87)²/8=0.072KN.m

MQ= Q·L/4 = 0.435×(0.87)/4=0.094KN.m

⇒ Mu = 0.239kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \quad 0,350 \quad > \quad \mu_1 = 0,392 \quad \Rightarrow \text{(cv)}$$

Alors il faut prévoir des étaiements le long de la travée espacés de 0.87cm pour que la Poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

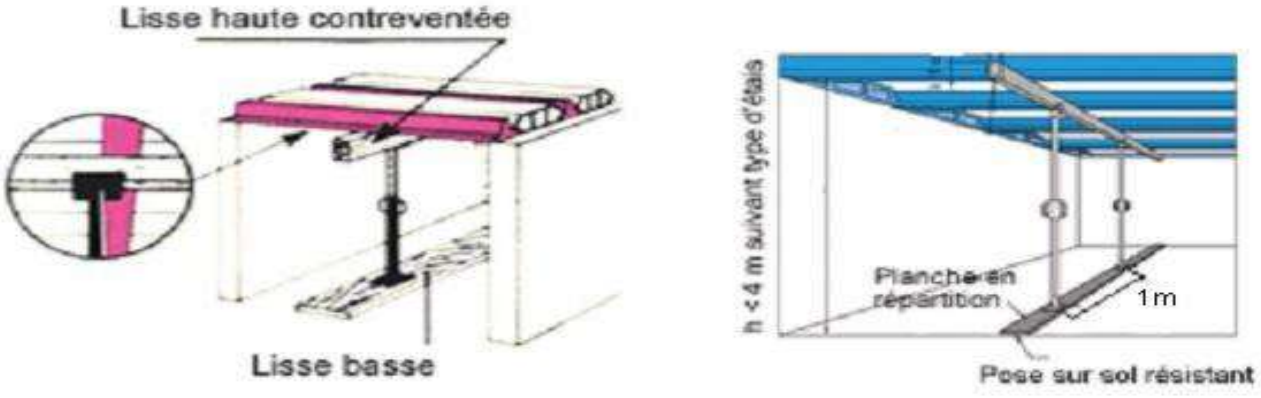


Figure. III .13: Schéma statique de la poutrelle

B. Après coulage

Dans cette étape, le calcul des poutrelles se fait après le coulage de la table decompression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.2.2.4. Méthode de calcul

Le calcul s'effectue par la méthode forfaitaire qui est applicable car les conditionsd'applications sont vérifiées.

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

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

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

- La fissuration est peu nuisible

- **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

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

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1{,}05\, M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \;\; Si \;\; la \;\; travée \;\; est \;\; de \;\; rive \\ \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0 \;\; Si \;\; la \;\; travée \;\; est \;\; \text{int} \; ermédiaire \end{cases}$$

* les moments d'encastrements des appuis sont illustrée dans les schémas suivants :

** Ma = 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.:

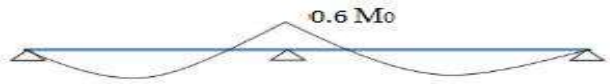


Figure. III-14: poutres à 2 travées.

** Ma = 0,5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.

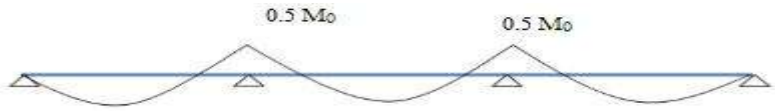


Figure. III-15: poutre à plus de 2travées.

** Ma = 0,4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Figure. III-16: poutre à plus de 3travées.

- **Remarque :**

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.

4) i la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les momentsd'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment

(Ma=0,2 Mo)

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

- ***Remarque :***

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

- **Exposé de la méthode :**

Méthode de Caquot : (pour les poutres)
Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

A/ portée fictive: Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \ \textit{pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0{,}8 \cdot L \ \textit{pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

B/ Coefficient de rigidité
On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\text{où } \frac{k_w}{k_e} = \gamma \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \text{ et } k_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$\text{Donc : } \quad \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

Cas particulier:
Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :
Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis:

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8{,}5 \ (l'_w + l'_e)}$$

Le moment en travée:
La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée(**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_o - \frac{M_e + M_w}{2}$$

Calcul des poutrelles après le coulage de la table de compression :

On a deux types de poutrelles à calculer :

- **Poutrelles à quatre travées :**

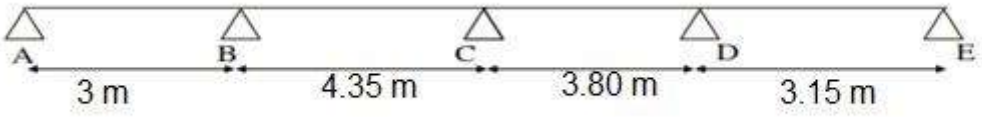


Figure. III.17: Poutrelles à quatre travées

- **Poutrelles à une travée :**

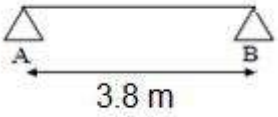


Figure. III.18:Poutrelles à une travée

III.2.2.5. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.3. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kn/m)	Q (kn/m)	qu (kn/m)	qser (kn/m)
Terrasse	6,50x0, 65=4,22	1x0, 65=0,65	6,67	4,87
Plancher Courant	5.48x 0,65=3,56	1.5x0, 65=0,975	6,26	4,62
Plancher RDC	5.48x0, 65=3.56	4x0, 65=2,6	8.82	6.16

III.3.1 : Calcul des sollicitations :

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 4\text{kN/m}^2 \leq \min\begin{cases} 2G = 10.96\ kN/m^2 \\ 5\quad kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

- l'inertie est constante pour toutes les travées.

- $0,8 < L_{AB} / L_{BC} = 0.68 < 0.8$ **(C.N.V)**

- La fissuration est peu nuisible **(C.V)**

La méthode n'est pas applicable car le rapport entre les travées n'est pas compris entre 0.8 et 1.25 on appliquera la méthode **Caquot**.

III.3.2. Sollicitations de calcul :

A- Planchers commercial

- **Poutrelles à 4 travées :**

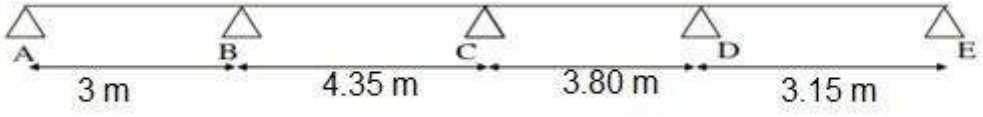
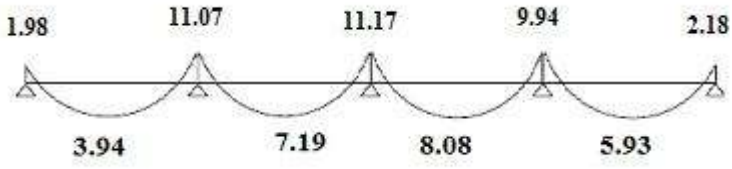
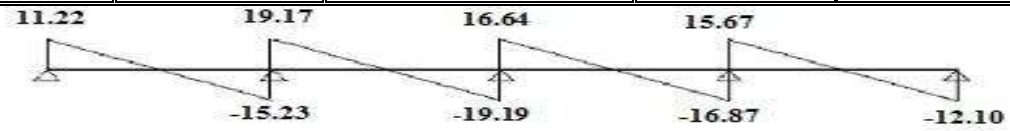
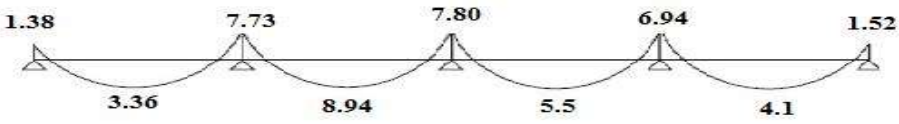


Tableau III.4. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U et l'ELS

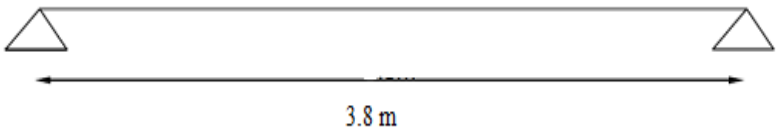
ETAT	Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	Ma (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
ELU	A-B	9.92	3.94	11.07	1.98	8.00	11.22	-15.23
	B-C	20.86	7.19		9.10	9.14	19.17	-19.19
	C-D	15.92	8.08	9.94	7.12	7.56	16.64	-16.87
	D-E	10.93	5.93		7.80	2.18	15.67	-12.10
ELS	A-B	6.93	3.36	7.73	1.38	5.74	7.78	-10.69
	B-C	15.57	8.94		6.45	6.48	13.39	-13.40
	C-D	11.11	5.50	6.94	5.82	5.40	11.81	-11.59
	D-E	7.64	4.1		5.56	1.52	10.98	-8.41

Tableau.III.5 : diagrammes de moment et effort tranchant.

ETAT	**Sollicitations**	**Valeur**				
ELU	Moment d'appuis	**1.98**	**11.07**	**11.17**	**9.94**	**2.18**
	Moment en		**3.94**	**7.19**	**8.08**	**5.93**

	travée					
	Diagramme de moment					
	Effort tranchant	**11.22**	**19.17**	**16.64**	**15.67**	
			-15.23	**-19.19**	**-16.87**	**-12.10**
	Diagramme d'effort tranchant					
ELS	Moment d'appuis	**1.38**	**7.73**	**7.80**	**6.94**	**1.52**
	Moment en travée		**3.36**	**8.94**	**5.5**	**4.1**
	Diagramme de moment					

- **Poutrelle à une seule travée :**

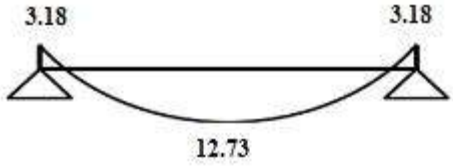
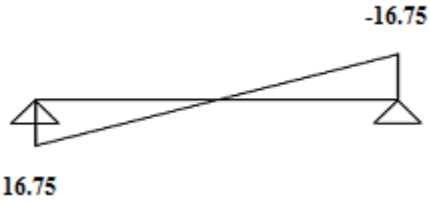
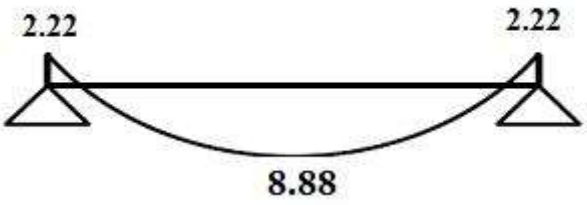


Détermination des moments à l'état limite ultime et service

Tableau III.6 : Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle une seule travées à l'E.L.U et l'ELS

ETAT	Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	Ma (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
E.L.U	A-B	15.92	12.73	3.18	3.18	3.18	16.75	-16.75
ELS	A-B	11.11	8.89	2.22	2.22	2.22	11.70	-11.70

Tableau.III.7 : diagrammes de moment et effort tranchant.

ETAT	Sollicitations	valeur		
ELU	Moment d'appuis kN.m	**3.18**		**3.18**
	Moment en travée kN.m		**12.73**	
	Diagramme de moment			
	Effort tranchant Kn	**16.75**		**-16.75**
	Diagramme d'effort tranchant			
ELS	Moment d'appuis kN.m	**2.22**		**2.22**
	Moment en travée kN.m		**8.88**	
	Diagramme de moment			

III.4.Récapitulations :

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau. III.8 : Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Maser(kN.m	Mtser (kN.m)
sollicitations	11.17	12.73	19.19	7.80	8.94
référence	Poutrelles à 4 travées	Poutrelle à une seule travée	Poutrelles à 4 travées	Poutrelles à 4 travées	Poutrelles à 4 travées

III.5.. Calcul du ferraillage :

A- Planchers commercial

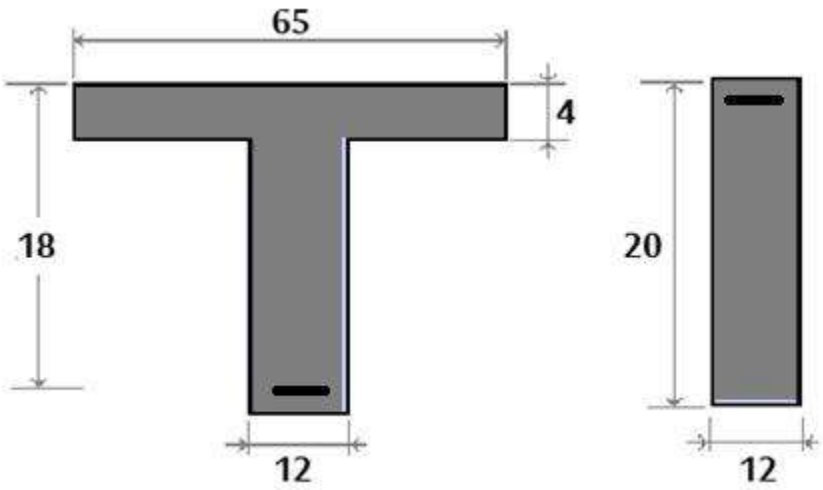


Figure. III .19 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III .9 : calcul des armatures

		En travée section T :	AUX appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kn.m)	12.73	11.17
	M_0 (kn.m)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =59,07 $M_0 > M_u \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*20)	(b*h)=12*20
	μ	0,042	0,202
	μ_l	0,392	
	$\mu < \mu_l$	CV	CV
	B	0,979	0,886
	A (cm²)	2.07	2.01
	Le choix	**3HA10=2.35 cm²**	**2HA12=2,26 cm²**
	B/1000	1,3	0,24
	A≥ B/1000	CV	CV
Vérification à ELS	M_{ser} (kN.m)	8.94	7.80
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3.90	**3.84**
	I_G (cm^4)	8293.29	**7023.63**
	K	0.001	**0.001**
	σb (Mpa)	4.20	**4.26**
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**CV**	**CV**

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

Tableau III .10: Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=**3HA10**	Aa=**2HA12**

Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t:**

$S_t \leq Min\begin{cases}0{,}9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16,2;40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{5{,}71;10;12\}(\text{mm})$

On adopte $\phi_t \leq 5{,}71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=28,27 mm²

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.

Tableau III.11 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ6	15cm

- **Vérification au cisaillement : [1]**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{19.19*10^3}{120*180}=0{,}88\,MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3{,}33$ Mpa[1][A.5.1.1]

- **Vérifications nécessaires :[1]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0{,}4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150}=1{,}24$ MPa≥0.4 MPa **(C.V)**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}}{0{,}9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t}=0{,}003>0{,}0008$ **(C.V)**

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

α=90° Pour les armatures transversales

A. Vérifications préliminaires de la flèche :[1][B.6.5.1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III .12: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	**$\rho \leq$ 3,6/fe**
h/ L = 0,20 / 4.35 = 0,045 **Mt/(15 Mo)=8.94/(15*15.57)=0,038**	**ρ=A/(bo*d)=2,35/(12*18)=0,010** **3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009**
Condition vérifiée	**Condition non vérifiée**

III.6 : Évaluation détaillée de la flèche :

M_{ser} = 8 .94kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12x18} = 0,0108$$

ρ = 1,08 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0,856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 246.90 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0,0108} = 45.32$$ (déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i=18.12 (déformation longue durée)

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0108 \cdot 246.90 + 2,1} \Rightarrow \mu = 0,71$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7{,}09\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 20003.26\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 663.21\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 1586.96\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2\text{MPa}$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819\text{MPa}$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}} = \frac{8.94\times 4.35^2}{10.(32164{,}2x663.21)} \Rightarrow f_i = 7.93\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}} = \frac{8.94\times 4.35^2}{10(10819x1586.96)} \Rightarrow f_v = 9.85\ \text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 9.85 - 7.93 = 1.92\text{mm}$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 8{,}7\text{mm}.$

Donc: $\Delta f_t = 1.92\ \text{mm} < f_{Limite} = 8{,}7\ \text{mm}$

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III.13: Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	P	ß1	σs(MPa)	μ	λi	λv
8.94	2,35	7,09	0,0108	0,856	246.90	0,71	45.32	18.12
I (cm⁴)	**I_{fi}(cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20003.26	663.21	1586.96	4,35	7.93	9.85	1.92	8,7	**C.V**

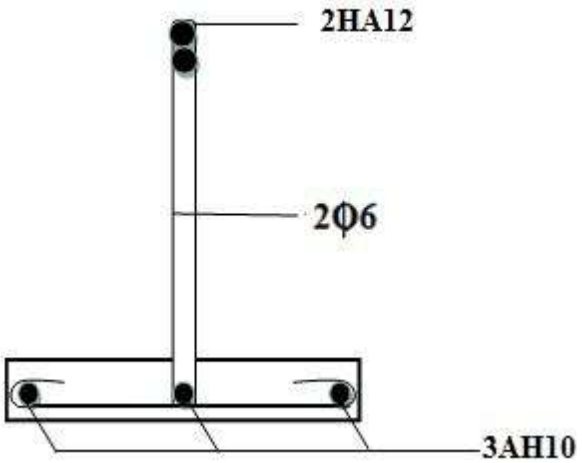


Figure. III.20 : ferraillage des poutrelles d'étage commerce

B-Planchers étage courant

Poutrelles à 4 travées :

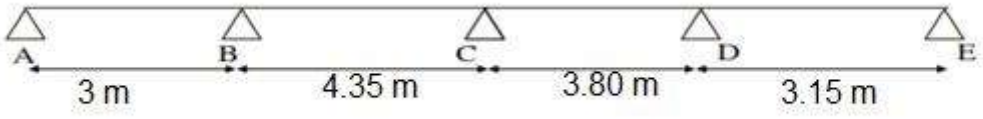
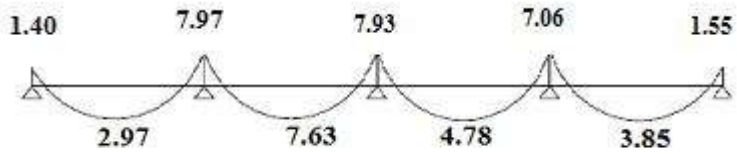
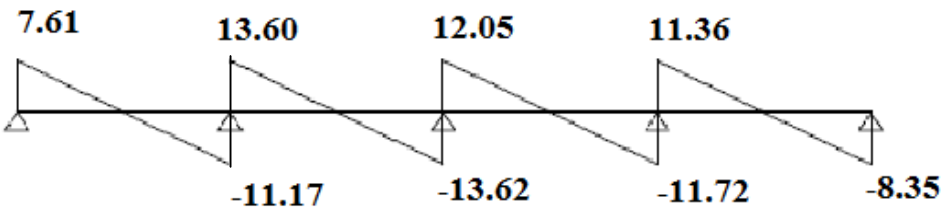
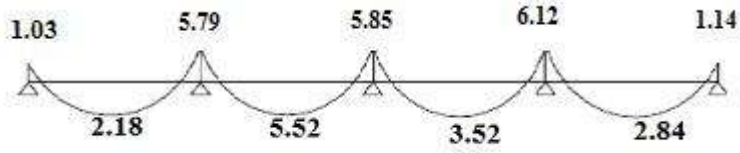


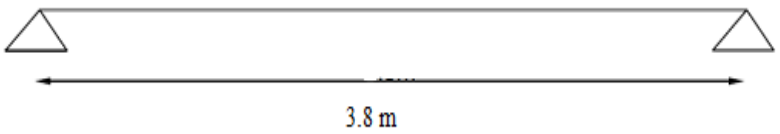
Tableau III.14: Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle 4 travées à l'E.L.U et l'ELS

ETAT	Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	Ma (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
ELU	A-B	7.04	2.97	7.85	1.40	6.74	7.61	-11.17
	B-C	14.80	7.63		7.14	7.19	13.60	-13.62
	C-D	11.29	4.78	7.06	6.82	6.19	12.05	-11.72
	D-E	7.76	3.85		6.28	1.55	11.36	-8.35
ELS	A-B	5.19	2.18	5.79	1.03	4.98	5.61	-8.24
	B-C	10.92	5.62		5.28	5.31	10.04	-10.05
	C-D	8.33	3.52	6.12	5.04	4.58	8.89	-8.65
	D-E	5.73	2.84		4.64	1.14	8.38	-6.16

Tableau.III.15 : diagrammes de moment et effort tranchant.

ETAT	Sollicitations	Valeur				
ELU	Moment d'appuis	1.40	7.85	**7.93**	**7.06**	**1.55**
	Moment en travée		2.97	7.63	4.78	3.85
	Diagramme de moment					
	Effort tranchant	**7.61**	**13.60**	**12.05**	**11.36**	
			-11.17	**-13.62**	**-11.72**	**-8.35**
	Diagramme d'effort tranchant					
ELS	Moment d'appuis	1.03	**5.79**	**5.85**	**6.12**	**1.14**
	Moment en travée		2.18	5.62	3.52	2.84
	Diagramme de moment					

- **Poutrelle à une seule travée :**

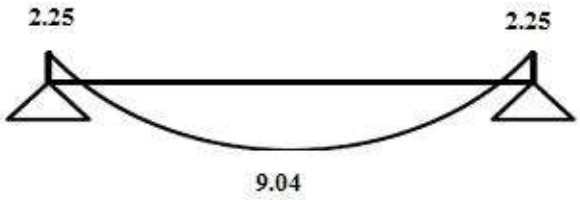
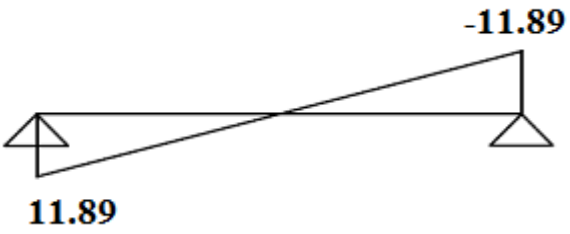
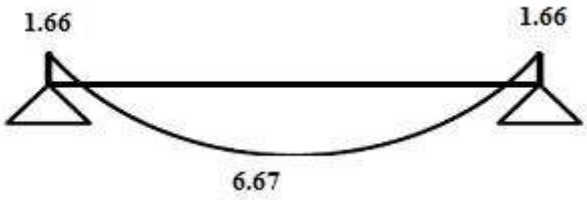


III-7 : Détermination des moments à l'état limite ultime et service

Tableau III.16: Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle une seule travées à l'E.L.U et l'ELS

ETAT	Travée	M_0 (kn.m)	M_t (kn.m)	Ma (kn.m)	M_w(kn.m)	M_e(kn.m)	T_ω (kn)	T_e(kn)
E.L.U	A-B	11.29	9.04	2.25	2.25	2.25	11.89	-11.89
ELS	A-B	8.33	6.67	1.66	1.66	1.66	8.77	-8.77

Tableau.III.17: diagrammes de moment et effort tranchant.

ETAT	**Sollicitations**	**Valeur**		
ELU	Moment d'appuis kN.m	**2.25**		**2.25**
	Moment en travée kN.m		**9.04**	
	Diagramme de moment			
	Effort tranchant kN	**11.89**		**-11.89**
	Diagramme d'effort tranchant			
ELS	Moment d'appuis kN.m	**1.66**		**1.66**
	Moment en travée kN.m		**6.67**	
	Diagramme de moment			

III.8.Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

Tableau. III.18:Récapitulations des efforts internes

	ELU			**ELS**	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Maser(kN.m	Mtser (kN.m)
sollicitations	**7.93**	**9.04**	**13.62**	**6.12**	5.62
Référence	Poutrelles à 4 travées	Poutrelle à une seule travée	Poutrelles à 4 travées	Poutrelles à 4 travées	Poutrelles à 4 travées

III.9 : Calcul du ferraillage :

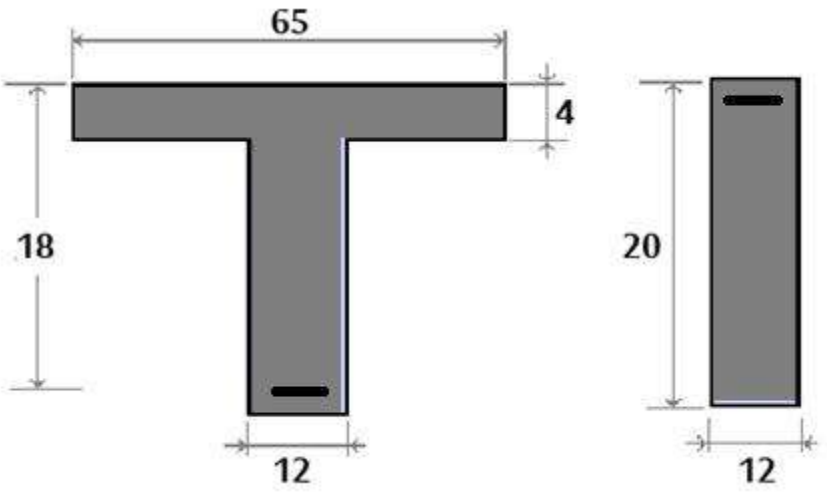


Figure. III.21 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable

Tableau III .19 : calcul des armatures

		En travée section T :	AUX appuis section rectangulaire
ELU	M_u (kn.m)	**9.04**	**7.93**
	M_0 (kn.m)	M0=b*h0*σbadm*(d-(h0/2)) =59,07 $M_0>M_u\Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table ⇒ section rectangulaire (b*h)=(65*20)	(b*h)=12*20
	μ	0,0 30	0,143
	μ_l	0,392	
	$\mu<\mu_l$	CV	CV
	B	0.985	0.922
	A (cm²)	1.46	1.37
	Le choix	**3HA10=2.36 cm²**	**2HA10=1.57 cm²**
	B/1000	1,3	0,24
	A≥ B/1000	CV	CV
Vérification à ELS	M_{ser} (kN.m)	5.62	**6.12**
	σb_{adm}(Mpa)	**15**	
	y_1 (cm)	3.91	**3.26**
	I_G (cm⁴)	7267	**5255.23**
	K	$7.73*10^{-4}$	$\mathbf{1.16}*10^{-3}$
	σb (Mpa)	3.02	**3.79**
	$\sigma b \leq \sigma b_{adm}$	**CV**	**CV**

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

Tableau III .20 : Ferraillages longitudinaux des poutrelles

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	At=**3HA10**	Aa=**2HA10**

Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

- **Espacement S_t:[1][A.5.1.2.2]**

$S_t \leq Min\begin{cases}0{,}9d \\ 40cm\end{cases}$ =(16,2;40 cm)

Donc: S_t=15 cm;

- **Diamètre des armatures transversales ϕ_t :RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b_0}{10}\right\}=\{5{,}71;10;12\}(\text{mm})$

On adopte $\phi_t \leq 5{,}71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi\phi_t^2}{4}$=28,27 mm²

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.

Tableau III.21 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ6	15cm

- **Vérification au cisaillement :[1]**[A.5.1.1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{\mathbf{13.62*10^3}}{120*180}=0{,}63\ MPa \leq \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0{,}2f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]$ = 3,33 Mpa

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0{,}4\,\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56\times 400}{120\times 150}=1{,}24\ \text{MPa} \geq 0.4\ \text{MPa}$ **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0{,}3Kf_{t28}}{0{,}9 \cdot f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0{,}003 > 0{,}000001$$ **(C.V)**:[**1][A.5.1.2.3]**

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

α=90° Pour les armatures transversales

- **Vérifications préliminaires de la flèche :[1][B.6.5.1]**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III .22 : vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3{,}6/fe$
h/ L = 0,20 / 4.35 = 0,045 Mt/(15 Mo)= 5.62/(15*10.92)=0,034	ρ=A/(bo*d)=2.36/(12*18)=0.010 3,6/ fe = 3,6 / 400 = 0,009
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

- **Évaluation détaillée de la flèche :**

M_{ser} = 5.62kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12x18} = 0,\ 0108$$

ρ = 1,08 % $\Rightarrow \beta_1$ = 0,856 (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 154.55 MPa$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0{,}0108} = 45.32$$ (déformation instantanée)

λ_v=2/5 λ_i=18.12 (déformation longue durée)

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \cdot 0{,}0108 \cdot 154.55 + 2{,}1} \Rightarrow \mu = 0{,}59$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0 . h^2}{2} + \frac{(b - b_0) . h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0 . h + (b - b_0) . h_0 + 15A} = 7{,}09\text{cm}$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 13637.39\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 540.79\ \text{cm}^4$$

$$I_{fv} = 1{,}1\frac{I}{1 + \lambda_v \mu} = 1283.15\text{cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164{,}2\text{MPa}$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819\text{MPa}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{5.62 \times 4.35^2}{10.(32164{,}2 * 540.79)} \Rightarrow f_i = 6.11\ \text{mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5.62 \times 4.35^2}{10(10819 x 1283.15)} \Rightarrow f_v = 7.66\ \text{mm}.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 7.66 - 6.11 = 1.55\text{mm}$

Il faut avoir : $\Delta f_t \leq f_{Limite} = \bar{f}$

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{435}{500} = 8{,}7\ \text{mm}.$

Donc: $\Delta f_t = 1.55\ \text{mm} < f_{Limite} = 8{,}7\ \text{mm}$

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

Tableau III .23 :Récapitulation des résultats de la flèche

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	$ß_1$	σ_s(MPa)	M	λ_i	λ_v
5.62	2,36	7,09	0,0108	0,856	154.55	0,59	45.32	18.12
I (cm^4)	**I_{fi}(cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf(mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f<f_{adm}$**
13637.39	540.79	1283.15	4,35	6.11	7.66	1.55	8,7	**C.V**

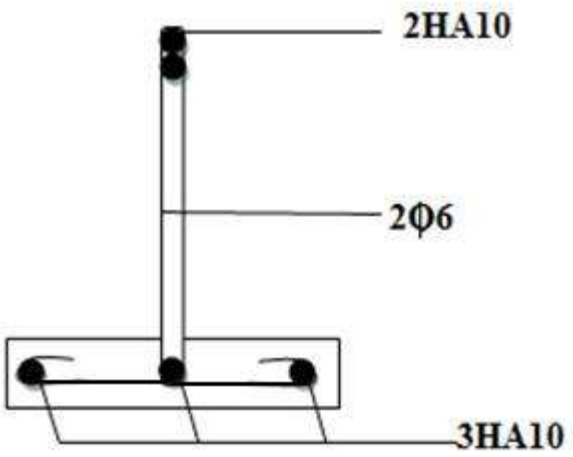


Figure. III.22 : ferraillage des poutrelles d'étage courant

III.3. les escaliers :

III.3.1. Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger

III.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse :** C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volée parallèles
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée :** C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

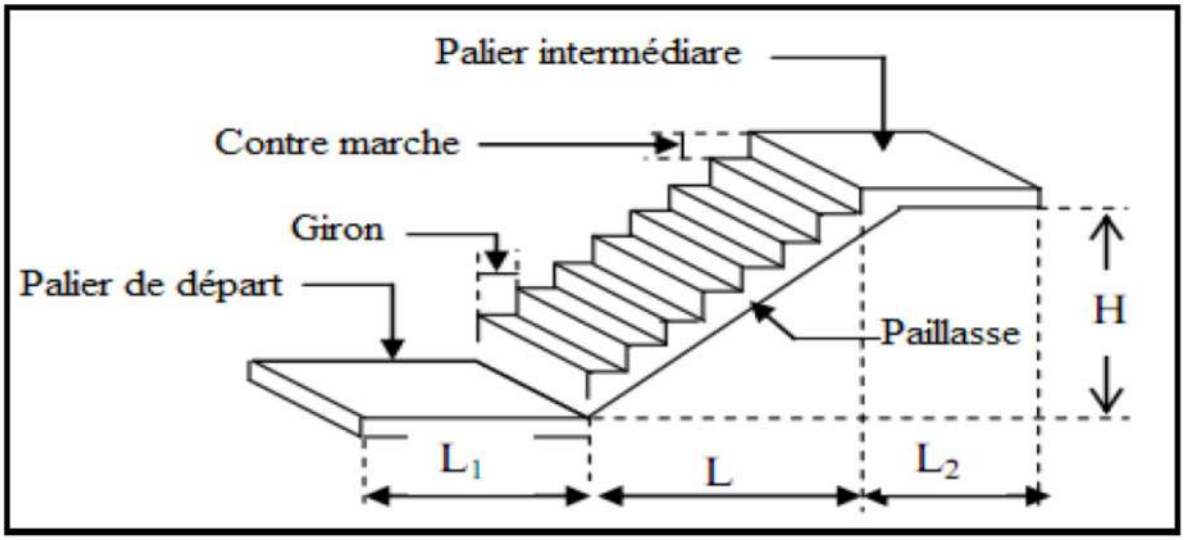


Figure. III-23 : éléments d'un escalier

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse

III.3.3. Pré dimensionnement

Les caractéristiques de notre escalier sont :

Comme le premier type en utilise la formule de « BLONDEL »

$$59 \le \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \le 64$$

$$\frac{1}{n-1} + \frac{2h}{n} = 64$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

Après résolution de l'équation de 2eme degré on donne n = 8

D'où : $$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17cm \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30cm \end{cases}$$

- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤66cm. (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

tgα = H / L = 1.7/2.65 = 0.647

Donc : α =32.92°

$$L_0 = \sqrt{2.10^2 + 1.36^2} = 2.50m$$

l =1.5+2.5+1.5=5.5m

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

$$\frac{l}{35} \le e \le \frac{l}{30} \Rightarrow 15.71 \le e \le 18.33$$

On adopte : **e = 17cm**

III.3.4. Evaluation des charges et surcharges:

III.3.4.1. Charges permanentes

Tableau III.24: G du palier de repos de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre du palier	0.17	25	4.25
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G	5.99		

Tableau III.25 : G de la paillasse de l'escalier

Composants	Epaisseur (m)	P. volum (KN/m²)	P.surf (KN/m²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Poids propre de la paillasse	0.17 / cos α	25	4.88
Poids des marches	0.17 / 2	25	2.125
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G	**8.74**		

III.3.4.2. Charge d'exploitation : [3][7.2.1]

$Q = 2.5KN/m^2$

III.3.5.Détermination des efforts

A l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q

A l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III .26 : Combinaison des charges de l'escalier

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/.m²)	Pser (KN/m²)
Palier 1	**5.99**	**2.50**	**11.83**	**8.49**
Paillasse	**8.74**	**2.50**	**15.54**	**11.24**

Schéma statique

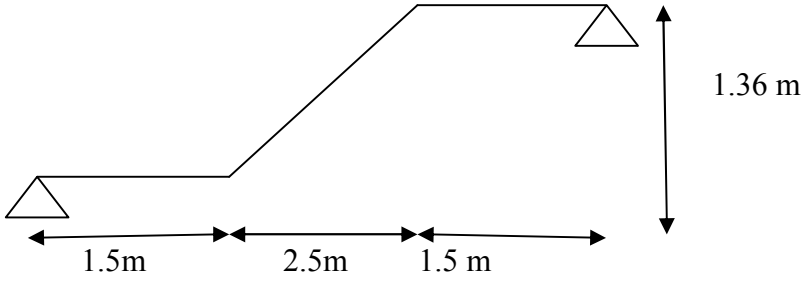


Figure. III-24 : schéma statique d'escalier

III.3.6. Etude de la volée 2 :

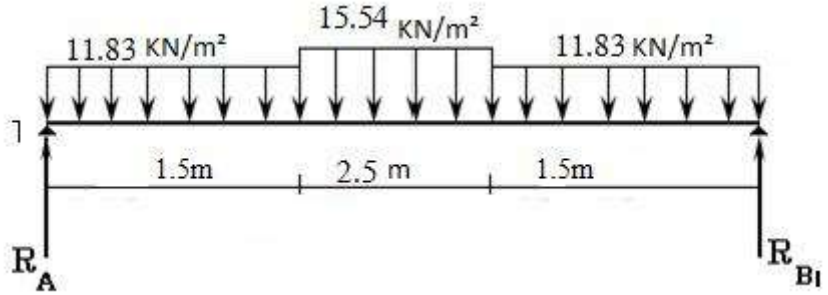


Figure. III-25:: schématisation des charges (ELU).

III.3.6. Détermination des efforts :

E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 37.17 KN

R_B =37.17KN

Moment fléchissant :

M_{max} = 54.57 KN.m Donc: M_t=46.38KN.m

T_{max} = 37.17KN M_a=27.28KN.m

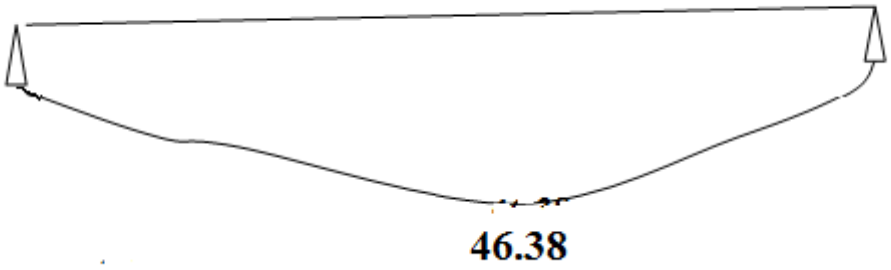


Schéma statique

E.L.S :

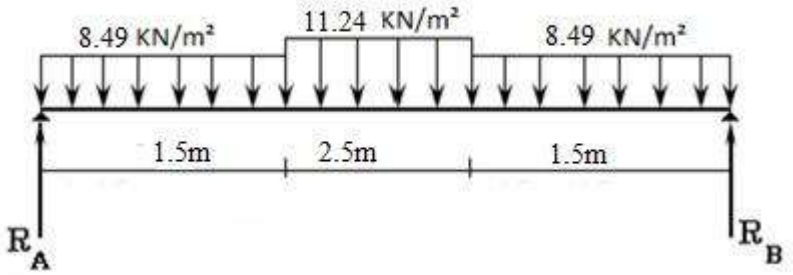


Figure. III-26: Vue de la volée 1 et schématisation des charges (ELS).

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 26.78 KN

R_B =26.78 KN

Moment fléchissant : M_t=33.48KN.m

M_{max} =39.39 KN.m Donc:

T_{max} =26.78 KN M_a=19.69KN.m

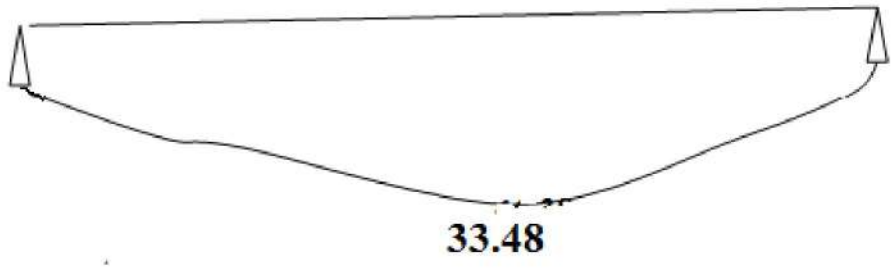


Schéma statique

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment Mmax au niveau des appuis et en travée.
Aux appuis : Ma=0.5×Mmax

En travée : Mt=0.85×Mmax

III.3.7. Calcul du ferraillage :

Tableau II.27: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 17cm	d=14.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.28: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	46.38	0.155	0.912	9.65	0.00	7HA14=10.78
En appuis	27.28	0.091	0.952	5.67	0.00	7HA12=7.92

III.3.7 .1 : Condition de non fragilité :[1][b.6.4.]

On vérifie que:$A \geq A_{min}=B/1000$

En travée :$A=10.78cm^2 \geq A_{min}=100*17/1000=1.7cm^2$ **(cv)**

En appuis : $A=7.92cm^2 \geq A_{min}=100*17/1000=1.7cm^2$ **(cv)**

III.3.7.2. Les armatures de répartition

Tableau III.29: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69$	4HA10= 3.14cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	3HA10 = 2.35cm²

III.3.7.3. Condition d'espacement :[2][7.5.2.2]

Tableau .30: Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=15cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=51cm;33cm]=33cm
En appuis	St=15cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=33cm	St=25cm ≤ min[4h=68cm;45cm]=33cm

III.3.7.4. Vérification de l'effort tranchant :[1][A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{37.17 \times 10^3}{1000 \times 145} = 0.256 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.256\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \quad \text{c.v}$$

III.3.7.5. Vérification à l'E.L.S:

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

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$ =0.6 f_{c28}=0.6*25=15MPa[1][A.2.1.1.4]

- **En travées:**

A =10.78 cm^2

M_{ser}=33.48KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 5.23cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 18663.87cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{33.48*10^6*52.3}{18663.87*10^4} = 9.38 \leq 15MPa(CV)$$

En appuis:

A =7.92 cm^2

M_{ser}=19.69KN.m

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$$

Cherchons la position de l'axe neutre " y ".

$$50y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 4.8cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 14864.29cm^4$$

$$\sigma_b = \frac{19.69*10^6*48}{14864.29*10^4} = 6.38 \leq 15MPa(CV)$$

III.3.7.6. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées:

$M_0 = \frac{q_{eq}*l^2}{8}$ =51.11KN.m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{17}{550} = 0.031 \geq \frac{46.38}{20 \times 51.11} = 0.045 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.78}{100 \times 14.5} = 0.0074 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad (c.n.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} \ldots\ldots si \quad L \geq 5m \end{cases}$

Pour les flèches aux charges instantanées:

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathrm{I}_{fi} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 . f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\rho = \frac{\mathrm{A}}{\mathrm{b.d}}$$

$$\mu = Max \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

pour les flèches aux charges de longues durées:

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i \quad \mathrm{I}_{fv} = 1.1 \frac{\mathrm{I}_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda i$$

Détermination de l'axe neutre:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 9.79\,cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15\,A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 47357.81 cm^4$$

Tableau III.31: Vérification de la flèche de l'escalier

A (cm²)	M_{ser} (KN.m)	P	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
10.78	**33.48**	**0.0074**	**214.19**	**0.56**	**9.79**	**47357.81**
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi (mm)**	**F_v (mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm} (mm)**	**ΔF <F_{adm}**
20153.81	**31882.58**	**15.62**	**29.62**	**14**	**15.6**	**CV**

III.3.8 .Calcul de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

-on a une poutre brisé

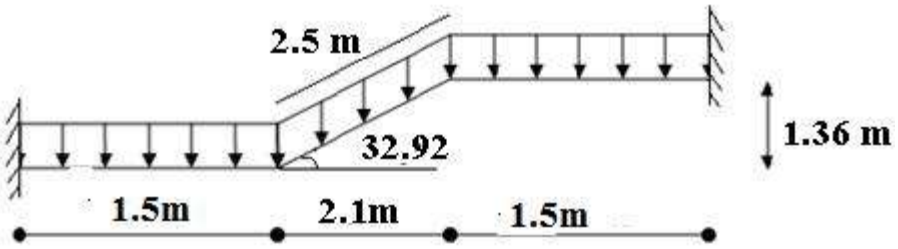


Figure. III-27 : Schémas de la poutre palière

III.3.8.1 .Pré dimensionnement:

La longueur de la poutre: L =5.5m

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad \Rightarrow 36.66cm \le h \le 55cm$$

$0.3h \le b \le 0.7h$

On adopte (b x h) = (30 x 40) cm^2

III.3.8.2.Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003: [2]

b = 30cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 40cm ≥ 30cm. (C.V)

h/b = 1.33 < 4 (C.V)

III.3.8.3.Charges et surcharges :

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

- **E.L.U:** $R = 37.17 KN/ml$
- **E.L.S :** $R = 26.78 KN/ml$

- **Les charges revenantes à la poutre palière :**

Poids propre de la poutre: 3 KN/ml.

Poids du ½ volet : 6.78KN/ml

→ G =9.78 KN/ml

Donc : $P_u = 1.35x9.78+ 37.17 = 50.37$ KN/ml

$P_{ser}= 9.78+ 26.78 = 36.56$ KN/ml.

III.3.8.4 .Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis, la méthode R.D.M. donne :

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$$

- **A l'E.L.U:**

$$R_A = R_B = \frac{50.37 * 5.5}{2} = 138.51KN$$

$$M_t = \frac{50.37 \times (5.5)^2}{24} = 63.48\,KNm$$

$$M_a = \frac{50.37 \times (5.5)^2}{12} = 126.97KNm$$

- **A l'E.L.S:**

$$R_A = R_B = \frac{36.56 \times 5.5}{2} = 100.54KN$$

$$M_a = \frac{36.56 \times (5.5)^2}{12} = 92.16KNm$$

$$M_t = \frac{36.56 \times (5.5)^2}{24} = 46.08KNm$$

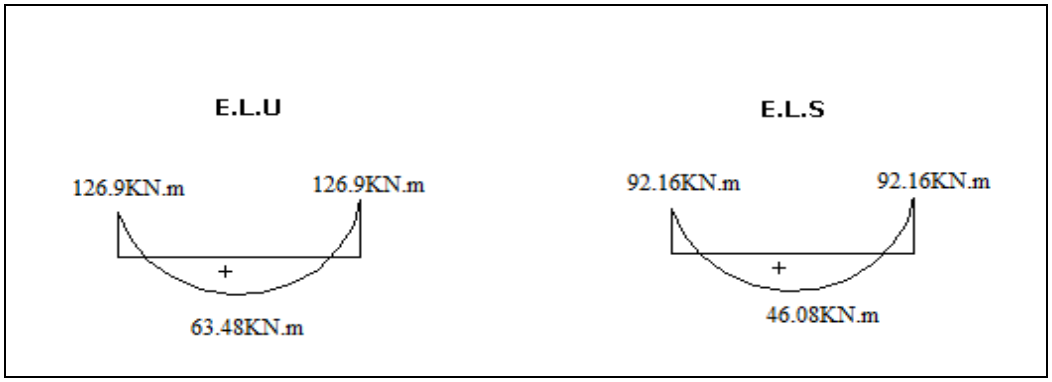


Figure. III .28: Schémas de la poutre palière

III.3.8.5 .Calcul du ferraillage :

III.3.8.5 .1 : Armatures longitudinales:

Tableau III.32: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 40cm	d=37.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.33 : calcul du ferraillage de la poutre paliére

	M_u (KN.m)	M	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt}(cm²)
En travée	63.48	0.1	0.947	6.42	0.00	3HA14=4.62 2HA12=2.26
En appuis	126.9	0.21	0.882	11.02	0.00	4HA16+ 2HA14=11.12

- **Condition** de **non fragilité: [1]**[b.6.4.]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{30 \times 40}{1000} = 1.2\ cm^2$$

$$A = Max[A_{calculée} ; A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée **A = 3 HA 14 = 4.62 cm²+2HA12=2.26cm²**

A=6.88cm²

en appuis **A = 2 HA 14+4HA16 = 11.12 cm²**

- **Vérification de l'effort tranchant: [1]**[A.5.1.1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{138.51 \times 10^3}{300 \times 375} = 1.23MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa ; 5MPa\right] = 3.33\ MPa$$ (Fissuration peu nuisible)[1][A.1.2.1.1]

$$\tau_u = 1.23MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (C.V)$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**[A.5.1.3.1.3]

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\,\text{cm}\,;\, 33.75\,\text{cm}\right] = 25.5\,\text{cm}$$

$$V_u = 138.51\,\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 255 = 510\,\text{KN}\,(\text{C.V})$$

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 138.51 \times 10^3}{300 \times 255} = 3.62 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \qquad \text{(C.V)}$$

$$A = 11.12\text{cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 138.51 \times 10^3}{400} = 3.98\ \text{cm}^2 \qquad \text{(C. V)}$$

III.3.8.5 .2 : Armatures transversales:

$$\varphi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35} = 1.14\,\text{cm}\,;\ \varphi_l = 14\,\text{mm};\frac{b_0}{10} = 3\,\text{cm}\right]$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm} < 1\,\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^{\,2}}{4} = 0.5\,\text{cm}^2$$

Donc on adoptera: A_t = 4 HA 8 = 2.01 cm².

- **Vérification du R.P.A 99:**

$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$ [2][7.5.2.1]

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{4} = 10\,\text{cm}\,;12\varphi_t = 9.6\,\text{cm}\right] (\text{zone nodale})\,[2][7.5.2.1]$$

$$S_t \le \overline{S}_t = \text{Min}\left[\frac{h}{2} = 20\right] (\text{zone courante})$$

$$\begin{cases} \overline{S}_t = 9.6\,cm & (zone\,nodale) \\ \overline{S}_t = 20\,cm & (zone\,courante) \end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases} S_t = 9.6cm & (zone\ nodale) \\ S_t = 20cm & (zone\ courante) \end{cases}$

On a A_t= 2.01cm².

$S_t = 9.6\ cm \Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.86\ cm^2$ cv

$S_t = 20cm \Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.8\ cm^2$ cv

- **Vérification à l'E.L.S : [1]**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$

Tableau III.34 : Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.88	11.12
M_{ser} (kN.m)	26.08	92.16
Y (cm)	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 12.98$	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 15.6$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 83915.73$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 117963.108$

$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	15	
σ_b(mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=4.03$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y=12.18$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	c.v	c.v

III.3.8.6 : Vérification de la flèche: [1][B.6.5.1]

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L_x} = \frac{0.40}{5.5} = 0.073 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ (c.v)

2- $\frac{h}{L_x} = 0.073 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_x} = 0.033$ (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{63.48}{30 \times 37.5} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ (c.v

Etant remplis, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche

III.3. 9 .CALCUL DU CONSOLE :

Console, sur laquelle repose l'escalier:

- R_u=37.17 kN $\Rightarrow$ P =37.17/1.5 = **24.78kN/ml**
- Poids propre de la poutre console : 0.4x0.3x25 = **3.00kN/ml**
- Poids de la double cloison=1.86x2.26=4.2
- R_{ser}=26.78kN $\Rightarrow$ P =26.78/1.50 = **17.85kN/ml**

III.3. 9.1.Calcul des efforts :

❖ **à l'E.L.U :**

P_u= 1.35x(4.2+3.00) + 24.78 $\Rightarrow$ **P_u = 34.50kN/ml**

$$M_u = \frac{P_u \cdot L^2}{2} = \mathbf{38.65kN.m}$$

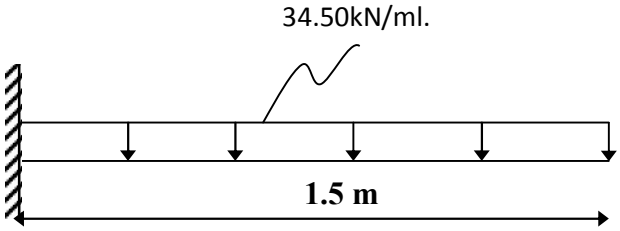


Figure. III.29.Schéma statique du console

❖ **à l'E.L.S :**

P_{ser}= 3.00+4.2 + 17.65 $\Rightarrow$ **P_{ser} = 24.85kN/ml**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot L^2}{2} = \mathbf{27.95kN.m}$$

III.3.9. 2.Ferraillage :

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

h = 40 cm; b = 30 cm; d = 37.5 cm.

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

Tableau III.35: Calcul des sections d'acier de la console

	M_u kN.m	μ	B	A cm²	A' cm²	A_{min} cm²	A_{adopt} cm²
A l'appui	38.65	0.064	0.967	3.06	0	1.20	**3 T 12**
							3.39

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

T_u = 35.17 + 1.35(7.2 x 1.50) $\Rightarrow$ **T_u =49.75 kN** ,

$$\tau_u = Tu / b_0 \cdot d = 0.44MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left[0.20 f_{c28} / \gamma_b ; 5MPa\right] = 3.33MPa \Rightarrow \tau_u \le \overline{\tau}_u$$

- **Armatures transversales :**

$S\tau \le Min\left[0.9d ; 40cm\right] = 33.75cm.$ Soit : $S\tau = 15$ cm.

$\Phi\tau \le Min[h/35, \Phi_l; b/10] = Min[11.42mm; 14mm; 30mm] = 11.42mm.$ Soit : $\Phi\tau$ **=8mm**

- **Vérification de la section minimale:**

$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e = 1.05\text{MPa} \ge 0.4\text{ MPa}$(avec: $A_t = 4\Phi 8 = 2.01\text{ cm}^2$) **(C.V)**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.00446 \ge \frac{\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj}}{0.9\frac{f_e}{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)} = -0.0006 \text{ où : } \begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90° \end{cases} \textbf{(C.V)}$$

- Zone nodale : $S_t \le \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \Rightarrow S_t = 10.00$ cm.
- Zone courante : $S_t \le \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15$ cm.

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]**

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0 . a$$

$$a = \text{Min}\left[b - c - 2\,;\, 0.9d\right] = \text{Min}\left[25.5\text{ cm}\,;\, 33.75\text{ cm}\right] = 25.5\text{ cm}$$

$$V_u = 49.75\text{KN} \le 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 300 \times 255 = 510\text{ KN} \qquad \text{(C.V)}$$

- **Vérification au voisinage de l'appui:**

a) $\sigma_b = \frac{2 \cdot V_a}{a \cdot b} = 1.3\text{ MPa} \le \overline{\sigma} = \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{ MPa}$ **(C.V)**

Donc, la contrainte dans la bielle est vérifiée.

b) $A_t = 2.01\text{ cm}^2 \ge \frac{\gamma_s \cdot V_a}{f_e} = 1.86 cm^2$ **(C.V)**

Donc, la section droite longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

- **Vérification à l'E.L.S :**

Tableau III.36: Vérification à l'E.L.S

M_{ser} kN.m	A_u cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	k N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
27.95	3.39	9.7	48425.64	0.057	7.52	15.00	**(CV)**

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

III.3.9. 2Vérification de la flèche:

On vérifier la flèche avec la flèche admissible [1 : B.6.5.3.] :

$$[\Delta L] = \frac{l}{250} + 0.5 \dots \dots \dots$$

III.3.9. 2.1:Calcul de la flèche.

- **Rappel de calcul des flèches.**

Pièce encastrée à une extrémité et soumise sur toute sa longueur à l'action d'une charge uniformément répartie :

$$\Delta L = -\frac{pL^4}{8EI}$$

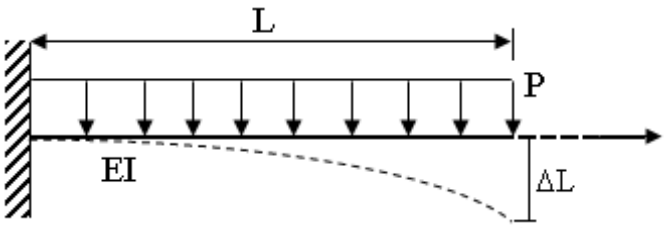


Figure. III-30 :.la flèche d'une console sous une charge répartie

Avec :

- $I = \frac{bh^3}{12}$
- E_i = 32164,195 MPa.

c.3 sous les deux charges. ΔL=0.42mm ≤ [ΔL]=1.1cm

III.4CALCUL DES DALLES PLEINES:

III.4.1. 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.4.2. 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.4.3. 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.

P : Charge totale $T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext}= \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec :

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.

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

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

III.4.4. Calcul des actions
Tableau III.37 : résultats de calcul

ETAT	G (kN/m)	Q (kN/m)	P (kN/m)
ELU	5.61	3.5	12.82
ELS			9.11

Type1 :

III.4.5 .Calcul du premier type de rupture de la dalle (Type 1)

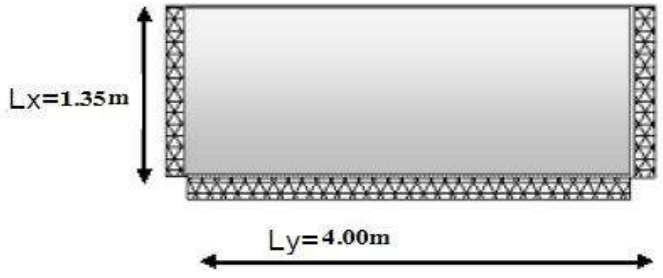


Figure. III.31 : Dalle pleine rectangulaire encastrées sur 3 cotes

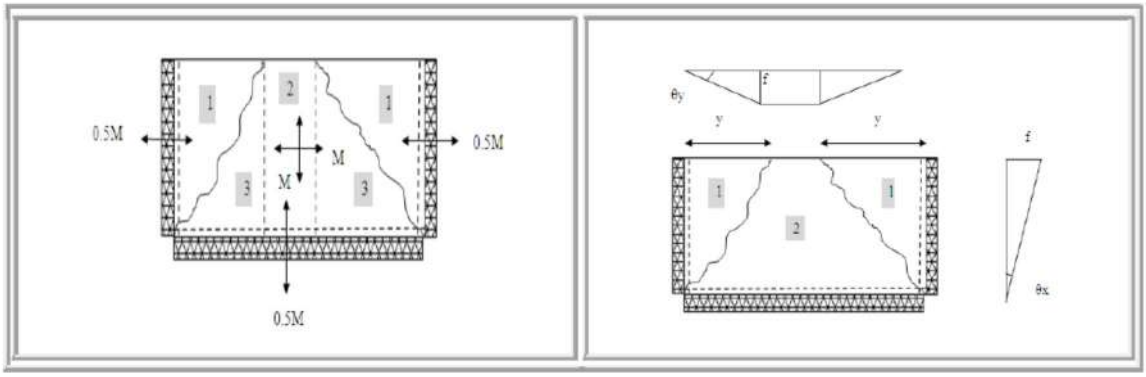


Fig. III.32 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 1

ELU :

Tableau III. 38 : Les valeurs du travail externe

Eléments	Aire de chargement	Déplacement de CG	Travail externe
1	2 0.67y	f/3	0.45qfy
2	5.4-2.7y	f/2	qf(2.7-1.35y)
3	2 0.67y	f/3	0.45qfy
		Σ	**qf(2.7-0.45y)**

Tableau III.39 : Les valeurs du travail interne

Eléments		moment de rupture (M)		longueur de ligne de rupture (L)	Rotation (θ)	travail interne = M.L.θ
1	+	2	M	1.35	f/y	**2.7 M f/y**
	-	2	0.5M	1.35	f/y	**1,35 M f/y**
2	+	M		Y	f/1.35	**2.96 M f**
	-	0.5M		Y	f/1.35	**1.48 M f**

Σ	M f (4.44+4.05/y)

ΣTravaux externes = ΣTravaux internes

(27-0.45y)qf = $(4.44 + 4.05/y)Mf \Rightarrow M = q\frac{2.7-0.45y}{4.44+4.05/y}$

$q = \frac{4.44+\frac{4.05}{y}}{2.07-0.45\,y} M$

$$q'_y = 0$$

Pour la fonction q(y) m est constante, et on pose aussi q(y) $=\frac{U(y)}{V(y)}$

Avec : U(y)=$4.44 + \frac{4.05}{y}$ et V(y) $=2.7 - 0.45\,y$

D'où $q' = 0$ donc $u'v - v'u = 0$ avec $u' = \frac{-4.05}{y^2}$ et $v' = -0.45$

$(\frac{-4.05}{y^2})(2.7 - 0.45\,y) - (-0.45)(4.44 + \frac{4.05}{y}) = 0$ ……..(*)

$2y^2+3.64y-10.935 =0$

On a: y=1.59 m et $M = \frac{9.6-2.94\,y}{7.5+\frac{6.4}{y}} q$

Donc : $M_u = 0.284\, q_u$

$q_u = 1.35\,G + 3.5\,Q = 12.82$ KN

M=3.64 KN.m

Mu=3.64 KN.m □ M_t=3.64 KN.m

M_a=1.82 KN.m

E.L.S :

q_{ser}=5.61+3.5=9.11KN

$M_{ser}=0.284\, q_u$=2.58 KN

M_t=2.58 KN.m

M_a=1.29 KN.m

III.4.6. Calcul du ferraillage:

Tableau III.40 : Les donnes

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	e=1.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σ_s = 348 MPa

$\emptyset \leq h/10 = 15/10 = 1.5$ cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

Tableau III.41 : Calcul des sections de la dalle pleine

	M_u (kN.m)	μ	B	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{choisi}	A_{final} (cm²)
travée	3.64	0,016	0,992	0,84	1,5	4HA10	3.14
appuis	1.82	0,008	0,996	0,42	1,5	4HA10	3.14

- **Vérification à l'E.L.S** : La fissuration est peu nuisible

Tableau III.42 :Vérification à l'E.L.S

	Mser (KN.m)	$\sigma_{b\ adm}$ (MPa)	y1 (cm)	IG (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (MPa)	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$
Travée	2.58	15	**4.88**	**7463.7**	**34.58**	**1.69**	**CV**
Appuis	1.29	15	**4.88**	**7463.7**	**17.28**	**0.84**	**CV**

- **Condition d'espacement :**

(Appuis et travée) : St=25 cm ≤ St_{adm}=min (3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.7. Armature de répartitions :

$A_{rep} \leq A_{principale}/4$

A_{rep}=0.785 cm²

$Ø_{rep} \leq Ø_{principle} \Rightarrow Ø_{rep}$=8 mm,$A_{rep}$=3HA8=1.5cm²

(**Appuis et travée**) : S_t=33.33 cm ≤ $S_{t\,adm}$=min (4h=60cm;45cm)=45cm

- **Vérification au cisaillement :**

Tableau III.43 : Vérification au cisaillement :

	Suivant X	**Suivant Y**
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{12.82*1,35*4.00}{2*4.00+1,35}$ =6.41KN	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{12.81*1,35*4.00}{3*4.00}$ =5.76KN
τ_u	$6.41.10^3/(1000.135)$ =0,047MPa	$5.76.10^3/(1000.135)$ =0,042 MPa
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0,07.fcj}{\gamma b} = \frac{0,07.25}{1,5} = 1,16$ MPa	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	**CV**	**CV**

- **Vérifications préliminaires de la flèche :**

$Mx=Pu*L^2_x/8$=2.92 (KN.m)

Tableau III.44 :Vérification de la flèche du dalle pleine

1ere condition			**2eme condition**		
h/ L_x	**M_t /(20M_x)**	**h /L_x ≥M_t/ (20M_x)**	**ρ= A_t/(b*d)**	**2/fe (MPa)**	**ρ ≤ 2 fe**

0.11	0,062	CV	0,0023	0,005	CV

Type2 :

III.4.8. Cas d'une dalle reposant sur 4 appuis :

Pour la dalle pleine, on adopte e=15 cm

III.4.9. Calcul des actions :

Tableau III.45 : Les résultats de calcul de p :

ETAT	G	Q	P
ELU	5.61	1.5	12.82
ELS			7.11

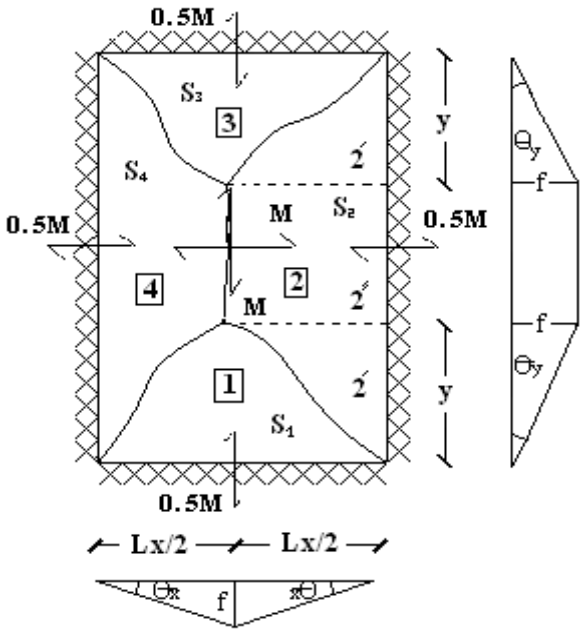


Figure. III.33 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 2

a) Evaluation du travail externe

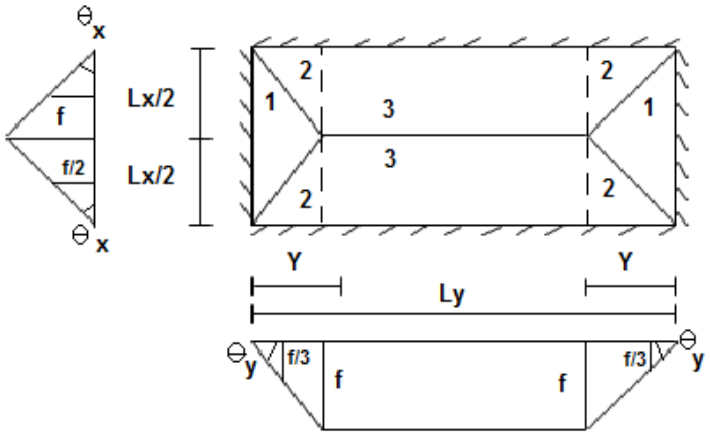


Fig. III.34 : Les différentes étapes de calcul sur la dalle type 2

Le travail externe total sera égale a :

$$T_{ext} = 2T^{1}_{ext} + 4T^{2}_{ext} + 2T^{3}_{ext}$$

Avec :

$$T^{1}_{ext} = q.S_1.f^{1}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$$

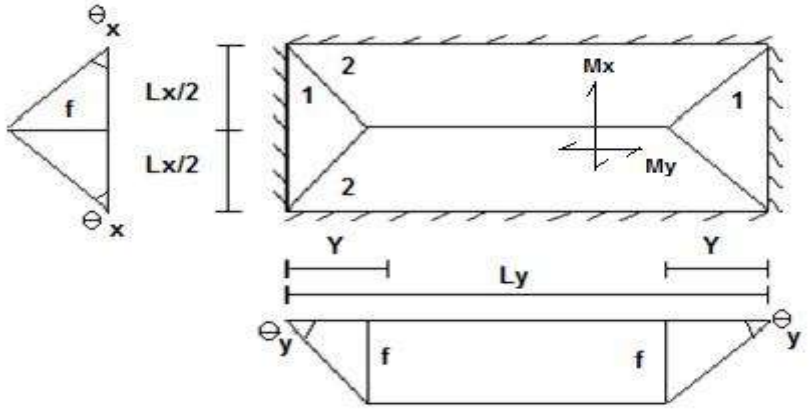
$$T^{2}_{ext} = q.S_2.f^{2}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.y\right)$$

$$T^{3}_{ext} = q.S_3.f^{3}_{cdg} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{2}L_x.y\right)$$

D'où :

$$T_{ext} = q.f.\left(-\frac{1}{3}L_x.y + \frac{1}{2}L_x.L_y\right)$$

b) Evaluation du travail interne



Le travail interne total sera égale a :

$$T_{int} = 2T^{1}_{int} + 2T^{2}_{int}$$

Avec :

$$T^{1}_{int} = M_Y.L_x.\theta_y \quad \theta_y = \frac{f}{y} \qquad T^{1}_{int} = M_Y.f.(\frac{L_x}{y})$$

$$T^{2}_{int} = M_x.L_y.\theta_x \quad \theta_x = \frac{2f}{L_x} \qquad T^{2}_{int} = M_x.f.(2\frac{L_y}{L_x})$$

$$T_{int} = f.\left(M_y(2.\frac{L_x}{y}) + M_x(4.\frac{L_y}{L_x}) \right)$$

En appliquant le principe du travail virtuel $T_{ext} = T_{int}$ on aura :

$$q.f\left(-\frac{1}{3}L_x.y - \frac{1}{2}L_x.L_y \right) = f.\left(M_y(2.\frac{L_x}{y}) + M_x(4.\frac{L_y}{L_x}) \right)$$

$$M = qu\frac{(-0.7y+5.25)}{(\frac{4.2}{y}+9.)}$$

$$\frac{dM}{dy} = 0 \Longrightarrow \quad y = 0.63 \text{ m}$$

Donc :

$M_u = 0.391\ q_u$

qu = 1,35.(5.61)+1,5.(1.5) = 12.82 KN donc : M_u= 3.34KN.m

qs=5.61+1.5=7.11KN donc : M_s=2.78KN.m

Moment en travée suivant les deux axes :

M_t=M= 3.34kN.m

Moment aux appuis :

M_a= 0.5M = 1.67kN.m

III. 4.10. Calcul du ferraillage :

$\boldsymbol{\rho}=\frac{lx}{ly}=\frac{1.40}{4.3}$=0.32<0.4 donc la dalle travaille suivant 1 directions.

Tel que : $\mu=\frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A=\frac{M_u}{\sigma_s.d.\beta.}$

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Øp ≤ h/10 =15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=10 mm, e =2cm

Tableau III.46: Les données nécessaires

Béton	fc28 = 25 MPa	γb = 1.5	σbc = 14.2 MPa	C=2.5 cm
	ft28 = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 15 cm	
Acier	FeE400	fe=400Mpa	γs = 1.15	σs = 348 MPa

Ø ≤ h/10 = 15/10 =1.5 cm

On adopte alors Øx= Øy=12 mm

dx=h-e-Ø/2=11.9 cm

dy=dx-((Øx+ Øy)/2)=10.7 cm

Tableau III.47 : Calcul des sections du dalle pleine

		M_u (kN.m)	**μ**	**B**	**A (cm²)**	**A_{min} (cm²)**	**A_{choisi}**	**A_{final} (cm²)**
Suivant x	**travée**	3.34	0.016	0,992	0,81	1,5	4HA10	3.14

	appuis	1.67	0.008	0,996	0,4	1,5	4HA10	3.14
Suivant y	**travée**	3.34	0.02	0,990	0,9	1,5	4HA10	3.14
	appuis	1.67	0,01	0,995	0,45	1,5	4HA10	3.14

- **Vérification à l'E.L.S** : La fissuration est peu nuisible

Tableau III.48:Vérification à l'E.L.S

	Suivant X		**Suivant Y**	
	Mt	**Ma**	**Mt**	**Ma**
M_{ser} (kN.m)	3.34	1.67	3.34	1.67
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15			
Y_1 (cm)	2.98	2.2	2.81	2.07
I_G (cm^4)	4868.31	2711.85	3414.45	2161.27
σ_b (MPa)	2.04	1.35	2.75	1.60
$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	**CV**		**CV**	

- **Condition d'espacement :**

(Appuis et travée) : St=25 cm ≤ St_{adm}=min (3h=45cm;33cm)=33cm

- **Vérification au cisaillement :**

Tableau III.49 :Vérification au cisaillement

	Suivant X	**Suivant Y**
V	$\frac{P*Lx*Ly}{2*Ly+Lx} = \frac{12.82*2.1*5.00}{2*5.00+2.1}$ =11.12KN	$\frac{P*Lx*Ly}{3*Ly} = \frac{12.82*2.1*5.00}{3*5.00}$ =8.97KN

τ_u	$11.12.10^3/(1000.125)$ =0,089MPa	$8.97.10^3/(1000.125)$ =0,071 MPa
$\overline{\tau_u}$	$\frac{0,07.fcj}{\gamma b} = \frac{0,07.25}{1,5} = 1,16$ MPa	
$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$	**CV**	**CV**

$Mx=Pu*L^2_x/8=7.06(KN.m)$

Tableau III.50:Vérification de flèche

1ere condition			**2eme condition**		
h/ L_x	**M_t /(20M_x)**	**h /L_x ≥M_t/ (20M_x)**	**ρ= A_t/(b*d)**	**2/fe (MPa)**	**ρ ≤ 2/fe**
0.07	0,023	CV	0,0025	0,005	CV

Chapitre IV

Étude dynamique

IV.1. Introduction :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques 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.
Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

Vue de la Structure en 3D :

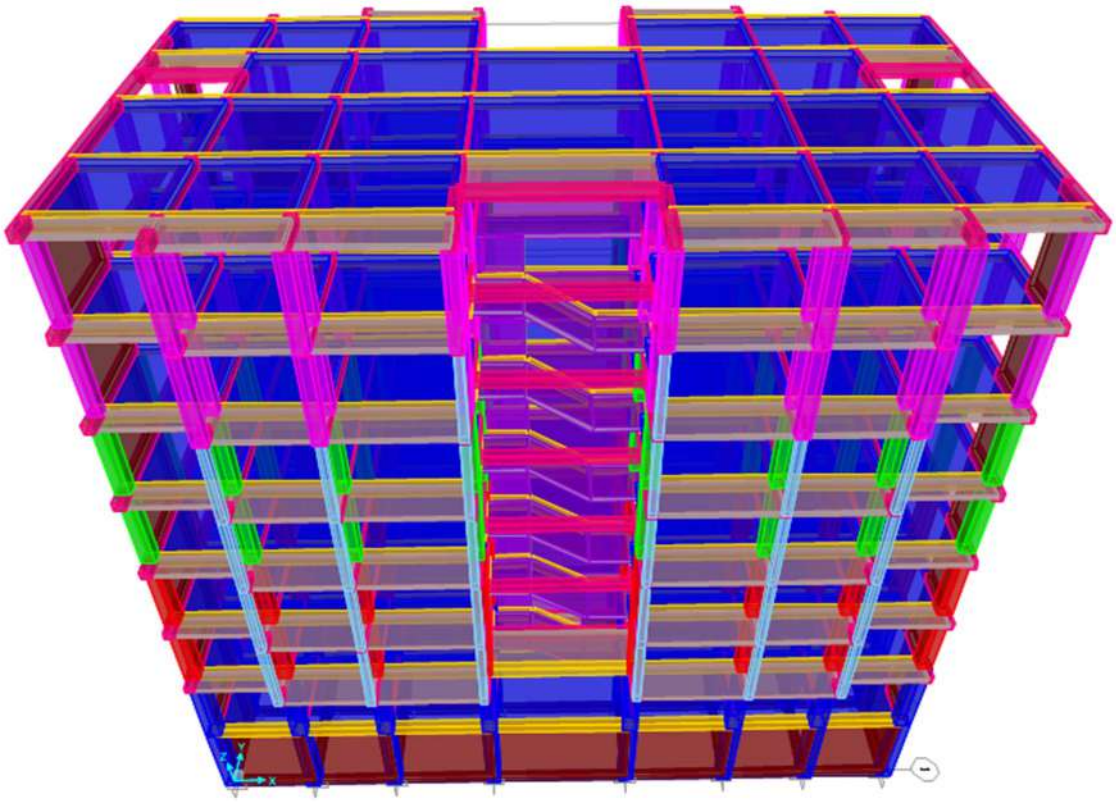


Figure. IV.1 : Vue de la structure en 3D

Disposition des voiles :

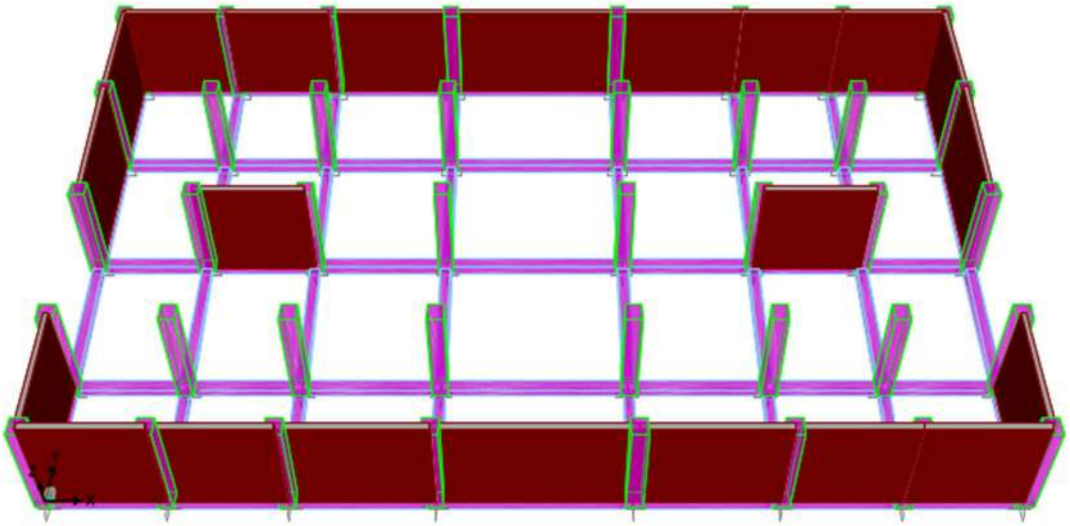


Figure. IV.2 : Disposition des voiles (sous-sol)

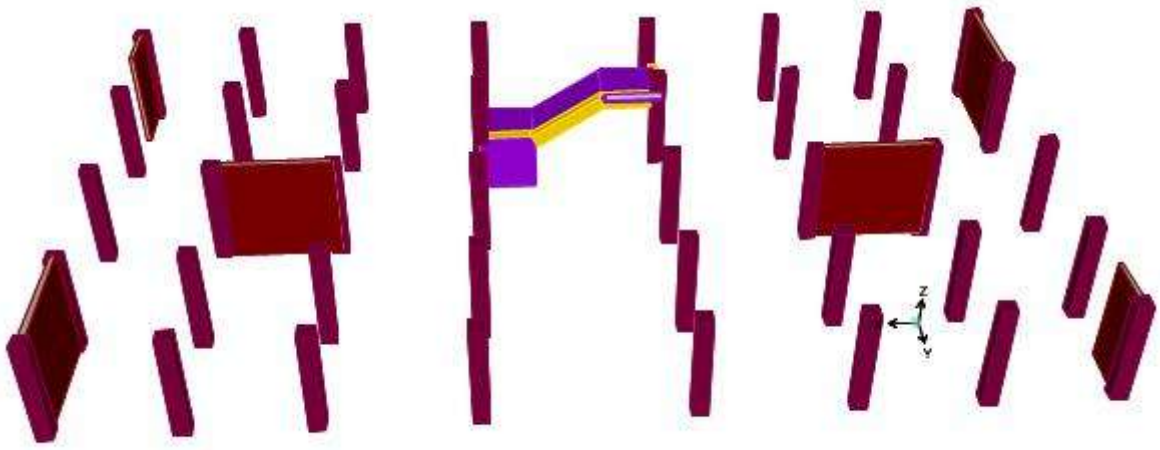


Figure. IV.3 : Disposition des voiles (Etage courant)

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV.1 : Calcul du centre de Masse

Niveau		masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)
H_ DIAPH_ 3.57	3.57	5571.35	13.3	7.18
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	4744.14	13.28	7.00
F_ DIAPH_ 10.2	10.2	4490.96	13.28	6.96
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	4436.08	13.28	6.96
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	4381.2	13.28	6.95
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	4333.64	13.28	6.95
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	4278.25	13.28	6.94
A_ DIAPH_ 25.5	25.5	3831.45	13.25	6.81

IV.2.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}}$$

$$YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

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 plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein 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 : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$ **[4]**

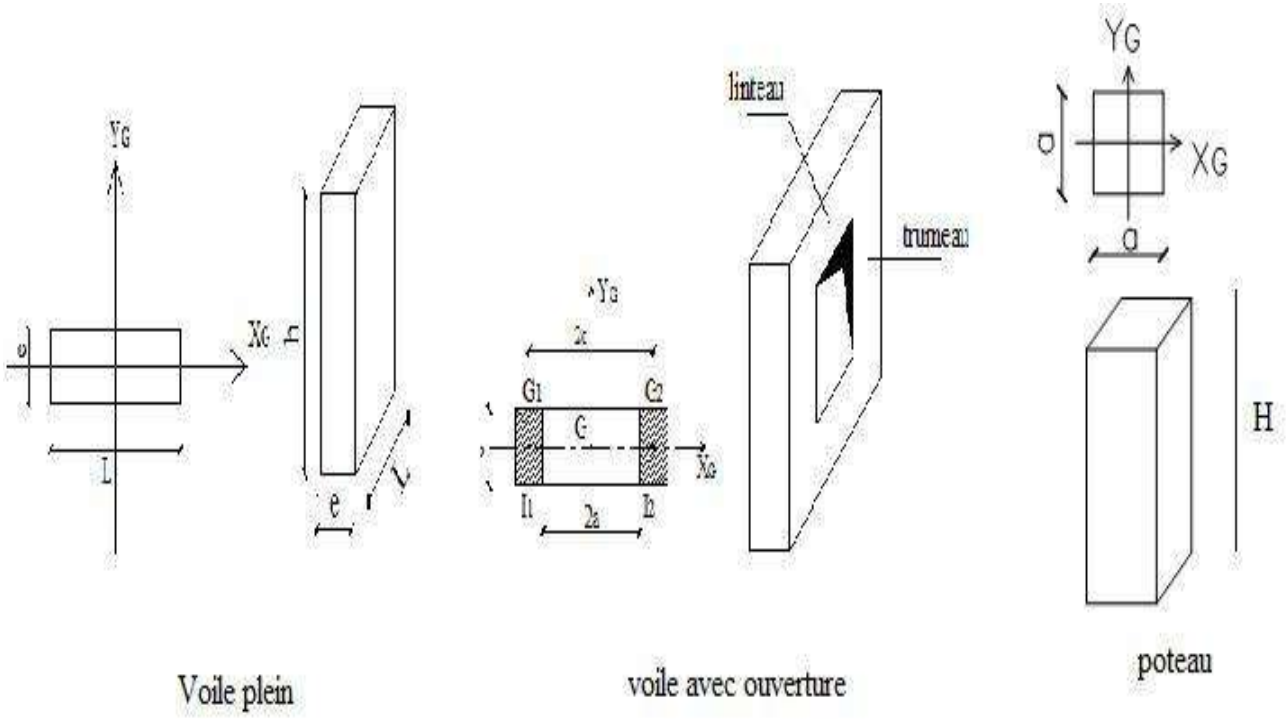


Figure. IV.4 : Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie			
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)
H_ DIAPH_ 3.57	3.57	11.7712	3.2051	12.8	7.13
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	1.0378	1.0628	14.11	7.66
F_ DIAPH_ 10.2	10.2	0.9897	1.0147	14.18	7.59
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.9897	1.0147	14.18	7.59
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	0.9544	0.9794	14.35	7.66
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	0.9544	0.9794	14.35	7.66
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	0.9313	0.9564	14.54	7.74
A_ DIAPH_ 25.5	25.5	0.9313	0.9564	14.54	7.74

IV.2.3. Excentricité :

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [2] [Art 3.5.1-a] :

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

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 26.60 m
Largeur du bâtiment = 14.80m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 3.99 m
Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.22 m

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

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

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV.3 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité			
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)
H_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.50	0.05
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.83	0.66
F_ DIAPH_ 10.2	10.20	0.90	0.63
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.90	0.64
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	1.07	0.71
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	1.07	0.72
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	1.26	0.80
A_ DIAPH_ 25.5	25.50	1.29	0.93

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle :[2] [Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV .4 : Les valeurs des excentricités accidentelles

Niveau(m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex(m)	Ey (m)
3.57	26.60	14.80	1.33	0.74
7.14	26.60	14.80	1.33	0.74
10.20	26.60	14.80	1.33	0.74
13.26	26.60	14.80	1.33	0.74
16.32	26.60	14.80	1.33	0.74
19.38	26.60	14.80	1.33	0.74
22.44	26.60	14.80	1.33	0.74
25.50	26.60	14.80	1.33	0.74

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [2][Art4.3.7]

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

Tableau IV.5 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Diaph N^0	Niveau (m)	Direction X			Direction Y		
		Ex théo	Ex acc	Ex théo±Exacc	Ey théo	Ey acc	Ey théo±Eyacc
H_ DIAPH_ 3.57	3.57	0.5	1.33	1.83	0.05	0.74	0.79
G_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.83	1.33	2.16	0.66	0.74	1.4
F_ DIAPH_ 10.2	10.2	0.9	1.33	2.23	0.63	0.74	1.37
E_ DIAPH_ 13.26	13.26	0.9	1.33	2.23	0.64	0.74	1.38
D_ DIAPH_ 16.32	16.32	1.07	1.33	2.4	0.71	0.74	1.45
C_ DIAPH_ 19.38	19.38	1.07	1.33	2.4	0.72	0.74	1.46
B_ DIAPH_ 22.44	22.44	1.26	1.33	2.59	0.8	0.74	1.54
A_ DIAPH_ 25.5	25.5	1.29	1.33	2.62	0.93	0.74	1.67

IV. 3. Choix de la méthode de calcul

IV. 3 .1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre bâtiment la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le **RPA Art 4.1.2**, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse '**SAP 2000v17'**

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. 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 structure.

IV.3.2.2. Modélisation : [2][Art 4.3.2]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

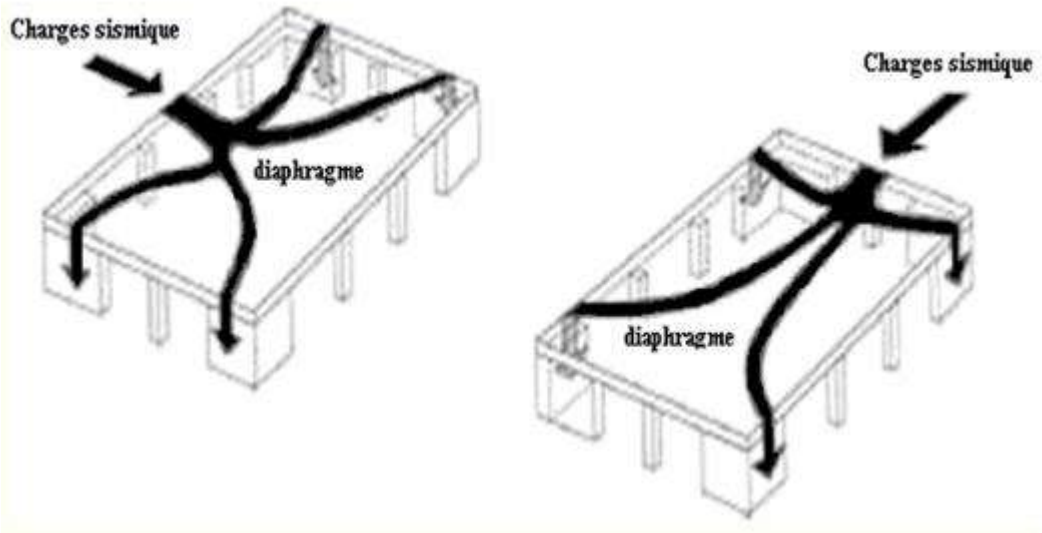


Figure. IV.5 :le plancher rigide

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :[2] [Art 4.3.3.]

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\ A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\ \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3{,}0\ s \\ 2{,}5\eta\ (1{,}25\ A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3{,}0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A :[2][Tab.4.1]

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

b. facteur de correction d'amortissement η:[2][Tab.4.2]

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

ξ = 7 % **[2]**[Tab.4.2].
Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R :[2][Tab.4.3]

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, ontre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Donc : R = 5

d. facteur de qualité Q :[2][Tab.4.4.]

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	CV	0	CV	0
2	Redondance en plan	CV	0	CV	0
3	Régularité en plan	CV	0	CV	0
4	Régularité en élévation	CV	0	CV	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0,05	NON	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	CV	0	CV	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$Q_X = 1 + 0,05 = 1,05$

$Q_Y = 1,05$

e. périodes caractéristiques :[2][Tab.4.7.]

$\left.\begin{matrix} T_1 = 0,15\ \text{s} \\ T_2 = 0,5\text{s} \end{matrix}\right\}$ site S3 .

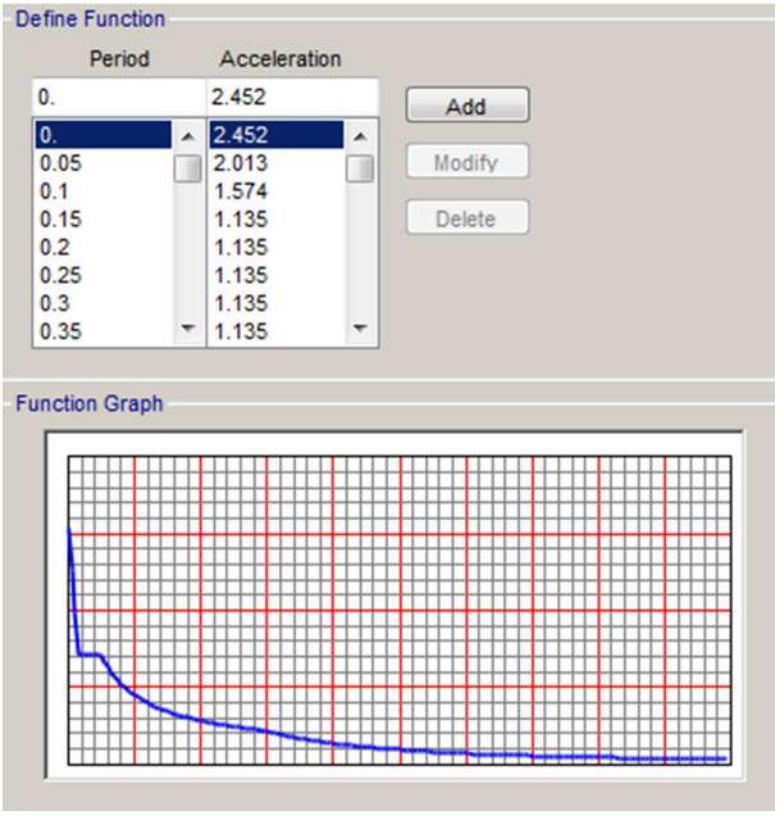


Figure. IV.6 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ
- vérification de cisaillement des éléments

IV.4.1. Vérification de comportement :

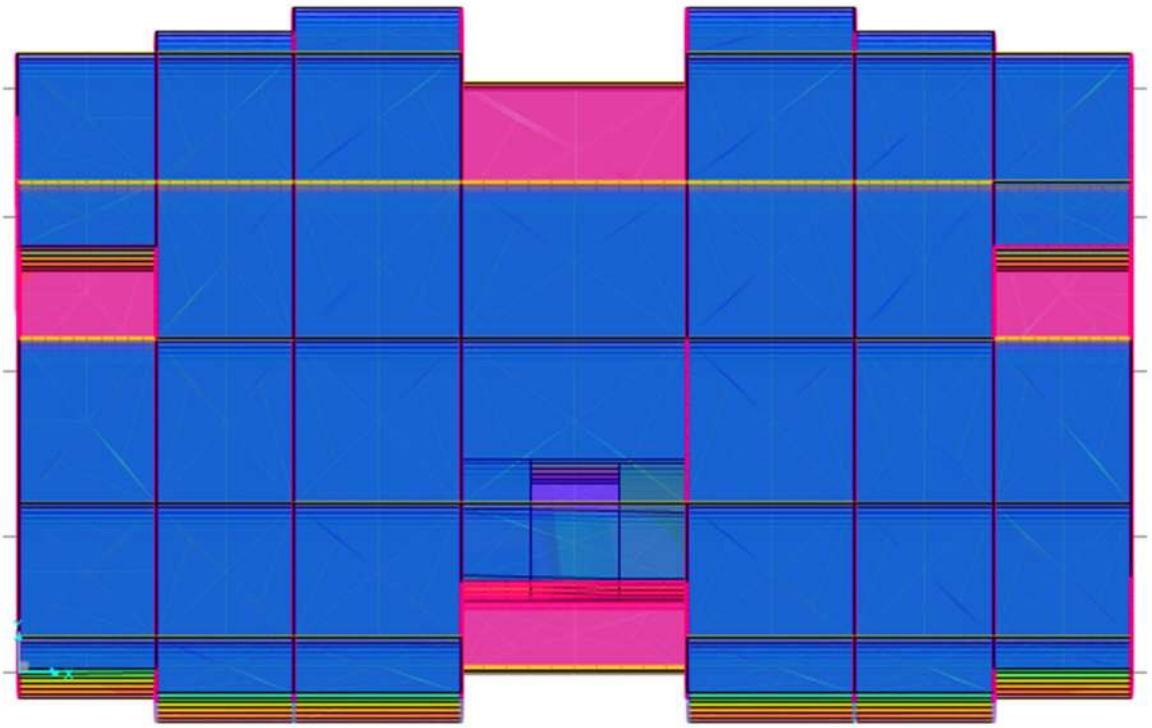


Figure. IV.7 : 1er mode translation suivant Y

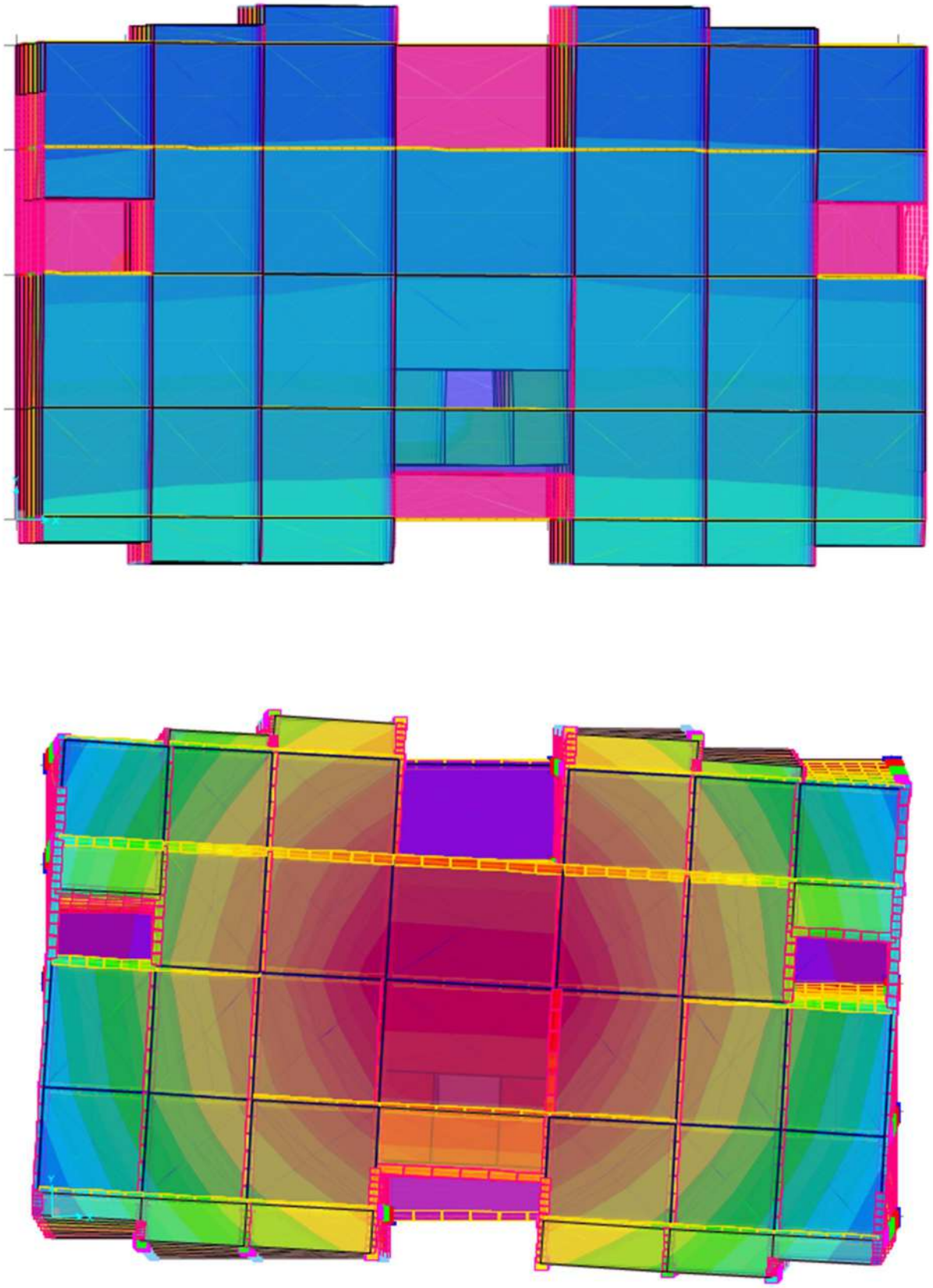


Figure. IV.9 : Rotation autour de l'axe Z

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation suivant l'axeY	translation suivant l'axe X	rotation autour de l'axe z

IV. 4.2. 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 RPA99 version 2003, Art 4.3.

Tableau IV.8 : Participation massique

Mode	**Période** Sec	**Cumul des masses modales effectives (%)**		
		Sens X	Sens Y	Autour Z
Mode 1	0.684	0.03%	64.84%	0.00%
Mode 2	0.607	65.09%	64.87%	0.67%
Mode 3	0.557	65.94%	64.88%	62.32%
Mode 4	0.193	65.95%	81.82%	62.33%
Mode 5	0.185	79.50%	81.83%	62.33%
Mode 6	0.148	79.50%	81.85%	78.83%
Mode 7	0.100	79.50%	81.85%	78.83%
Mode 8	0.092	79.51%	88.89%	78.85%

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 74 mode alors :

Selon RPA version 2003 [Art 4.3.4-b] ,le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

$K \geq 3\sqrt{7} = 7.93$ donc **$T_{8=} 0.092 \leq 0.20$ sec.**

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le 8ème mode .

IV. 4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :[2][Art4. 3.6]

La résultante des forces sismique à la base Vt 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 empiriqueappropriée[Art4. 3.6]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

Calcul de la force sismique totale :[2][Art 4.2.3]

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone**

A = 0,2

- **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 = 0,5s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ **[2]** [Art 4.2.4]

Dx= 2,205

Dy= 2.205

- **R : coefficient de comportement global de la structure** R = 5

Tableau IV.9 : Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

Suivant X :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	3972.580	3427.375	545.205	737.581	492.569	245.012
B_ DIAPH_	8288.372	7100.181	1188.191	1184.576	529.609	654.967
C_ DIAPH_	12947.435	11297.578	1649.857	1634.188	887.413	746.775
D_ DIAPH_	17556.026	15367.268	2188.758	1990.601	870.472	1120.129
E_ DIAPH_	22459.310	19978.690	2480.620	2281.258	1191.855	1089.403
F_ DIAPH_	27248.170	24299.323	2948.847	2487.334	1046.571	1440.763
G_ DIAPH_	32673.374	29570.763	3102.611	2635.025	1006.731	1628.294
H_ DIAPH_	37405.029	23407.633	13997.396	5184.902	112.937	5071.965

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100 %	86.276 %	13.724 %	100 %	66.782 %	33.218 %
B_ DIAPH_	100 %	85.664 %	14.336 %	100 %	44.709 %	55.291 %
C_ DIAPH_	100 %	87.257 %	12.743 %	100 %	54.303 %	45.697 %
D_ DIAPH_	100 %	87.533 %	12.467 %	100 %	43.729 %	56.271 %
E_ DIAPH_	100 %	88.955 %	11.045 %	100 %	52.246 %	47.754 %
F_ DIAPH_	100 %	89.178 %	10.822 %	100 %	42.076 %	57.924 %
G_ DIAPH_	100 %	90.504 %	9.496 %	100 %	38.206 %	61.794 %
H_ DIAPH_	100 %	62.579 %	37.421 %	100 %	2.178 %	97.822 %

Suivant Y :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort	Tx	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	3828.466	3427.375	401.091	956.556	619.849	336.707
B_ DIAPH_	7985.987	7100.181	885.806	1262.170	665.232	596.938
C_ DIAPH_	12563.942	11297.578	1266.364	1720.283	1103.328	616.955
D_ DIAPH_	17071.792	15367.268	1704.524	2062.661	1033.497	1029.164
E_ DIAPH_	21941.082	19978.690	1962.392	2376.438	1378.871	997.567
F_ DIAPH_	26639.942	24299.323	2340.619	2608.577	1163.589	1444.988
G_ DIAPH_	32044.140	29570.763	2473.377	2738.958	921.986	1816.972
H_ DIAPH_	27338.169	23407.633	3930.536	3117.253	158.739	2958.514

Valeur en pourcentage :

Étage	Sollicitations dues aux charges			Sollicitations dues aux charges		
Diaphragme	Poids Nz	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles
A_ DIAPH_	100 %	89.523 %	10.477 %	100 %	64.800 %	35.200 %
B_ DIAPH_	100 %	88.908 %	11.092 %	100 %	52.705 %	47.295 %
C_ DIAPH_	100 %	89.921 %	10.079 %	100 %	64.136 %	35.864 %
D_ DIAPH_	100 %	90.016 %	9.984 %	100 %	50.105 %	49.895 %
E_ DIAPH_	100 %	91.056 %	8.944 %	100 %	58.023 %	41.977 %
F_ DIAPH_	100 %	91.214 %	8.786 %	100 %	44.606 %	55.394 %
G_ DIAPH_	100 %	92.281 %	7.719 %	100 %	33.662 %	66.338 %
H_ DIAPH_	100 %	85.623 %	14.377 %	100 %	5.092 %	94.908 %

- **Q : facteur de qualité** Q_x=1,05 ; Q_y=1,05

- **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0,2$ **[2]**[tab 4.5]

Poids de la structure W= 38548.834Kn

Tableau IV.10: calcule de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0,2	2,205	2.205	5	1,05	1,05	38292.87	3546.30	3546.30

Tableau IV.11 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0,8*V	Vt ≥ 0,8*V
X	3546.30	2505.21	2837.04	NON
Y	3546.30	2272.42	2837.04	NON

Il faut augmente la force sismique Vt par un coefficient Θ=0,8*V /Vt

Θx=1.13

Θy=1.24

IV. 4.4. 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 :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = Y_G.Wi$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

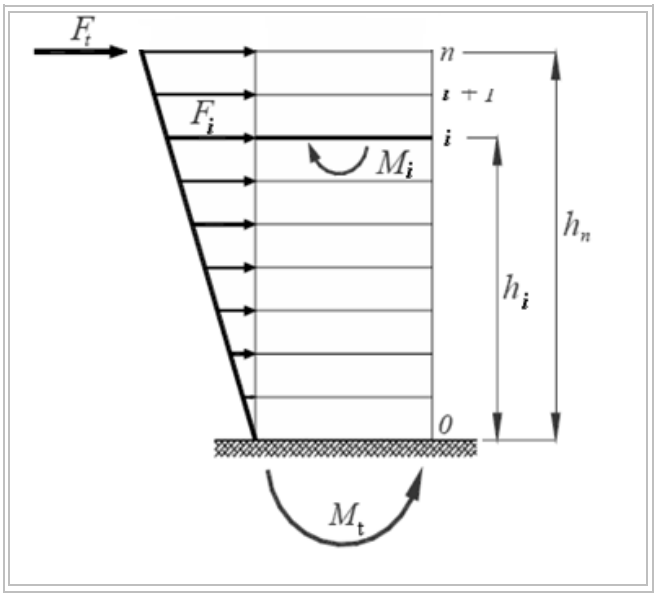


Figure. IV.10 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[2][Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,50 s → Ft = 0
- TY = 0,46 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

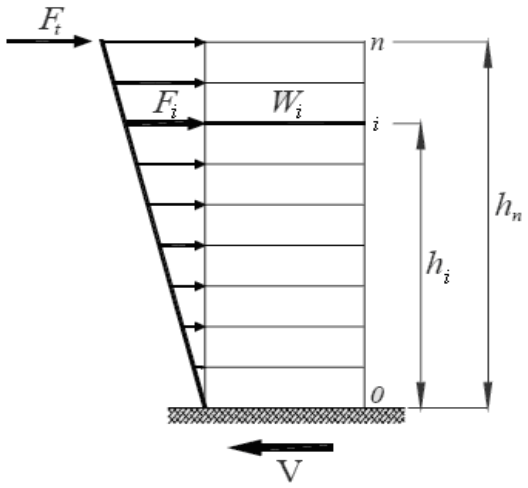


Figure. IV.11 : Distribution des forces sismiques

Tableau IV.12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi	Wi	Wi*hi	α	Fix
3.57	4744.14	16936.58	0.04	126.56
6.63	4490.96	29775.06	0.08	222.50
9.69	4436.08	42985.62	0.11	321.22
12.75	4381.20	55860.30	0.15	417.43
15.81	4333.64	68514.85	0.18	512.00
18.87	4278.25	80730.58	0.21	603.28
21.93	3831.45	84023.70	0.22	627.89
378 826.68				2830.89

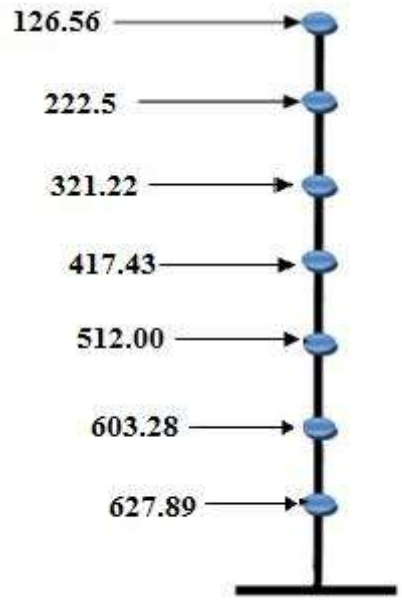


Figure. IV.12 : Concentration des forces sismique sous étages suivant X

Tableau IV.13 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi	Wi	Wi*hi	α	Fiy
3.57	4744.14	16936.58	0.04	125.98
6.63	4490.96	29775.06	0.08	221.47
9.69	4436.08	42985.62	0.11	319.74
12.75	4381.20	55860.30	0.15	415.50
15.81	4333.64	68514.85	0.18	509.63
18.87	4278.25	80730.58	0.21	600.49
21.93	3831.45	84023.70	0.22	624.99
378 826.68				2817.80

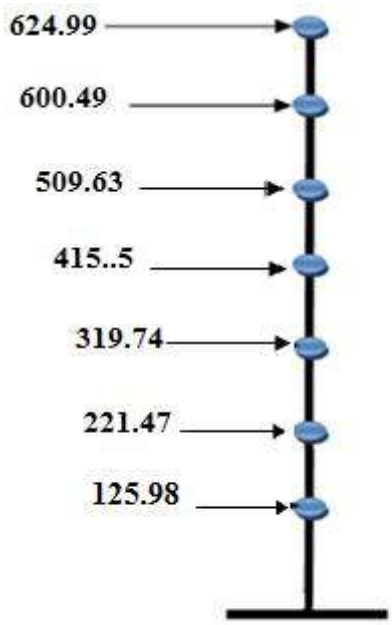


Figure. IV.13 : Concentration des forces sismique sous étages suivant Y

IV. 4.4.1. Moment de renversement :

Tableau IV.14 : calcul du moment de renversement

hi (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
3.57	126.56	125.98	451.8192	449.7486
6.63	222.5	221.47	1475.175	1468.3461
9.69	321.22	319.74	3112.6218	3098.2806
12.75	417.43	415.5	5322.2325	5297.625
15.81	512	509.63	8094.72	8057.2503
18.87	603.28	600.49	11383.894	11331.246
21.93	627.89	624.99	13769.628	13706.031
∑Mo			29840.462	43408.528

IV. 4.4. 2. Moment stabilisant :

Tableau IV.15 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Masse.g (kN)	XG (m)	YG (m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
3.57	5571.35	13.3	7.18	74 098.96	40 002.29
7.14	4744.14	13.28	7.00	63 002.18	33 208.98
10.2	4490.96	13.28	6.96	59 639.95	31 257.08
13.26	4436.08	13.28	6.95	58 911.14	30 830.76
16.32	4381.2	13.28	6.95	58 182.34	30 449.34
19.38	4333.64	13.28	6.94	57 550.74	30 075.46
22.44	4278.25	13.28	6.94	56 815.16	29 691.06
25.5	3831.45	13.25	6.81	50 766.71	26 092.17
				478 967.17	251 607.14

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau IV.16 : Vérification de stabilisation

Mtxi (Kn.m)	Mtyi (Kn.m)	Moxi (Kn.m)	Moyi (Kn.m)	Mtxi/Moxi	Mtyi/Moyi	Mt/M0≥1,5	Mt/M0≥1,5
478967.17	251 607.14	29840.462	43408.528	16.05	5.79	oui	oui

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.5. Vérification des déplacements :

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

$\delta_K = R\delta_{ek}$ **[2]**[Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù 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 [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0,01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV .17 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	**δe (cm)**	**δk =R. δe (cm)**	**Δ k= δ k –δ k-1 (cm)**	**0,01.he (cm)**	**Δ k≤0,01.he**
3.57	0.014	0.070	0.804	3.57	OUI
7.14	0.175	0.874	0.949	3.06	OUI
10.2	0.365	1.823	1.053	3.06	OUI
13.26	0.575	2.876	1.117	3.06	OUI
16.32	0.799	3.993	1.076	3.06	OUI
19.38	1.014	5.068	1.023	3.06	OUI
22.44	1.218	6.092	0.937	3.06	OUI
25.5	1.406	7.029			

Tableau IV.18 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
3.57	0.04	0.201	0.824	3.57	OUI
7.14	0.205	1.025	1.106	3.06	OUI
10.2	0.426	2.131	1.296	3.06	OUI
13.26	0.685	3.427	1.430	3.06	OUI
16.32	0.971	4.875	1.448	3.06	OUI
19.38	1.261	6.304	1.431	3.06	OUI
22.44	1.547	7.735	1.353	3.06	OUI
25.5	1.818	9.088			

IV. 4.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [2][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 :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0{,}10$

- 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 $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique 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 .19: Vérification l'effet P-Δ sens X

Niveau (m)	Masse.g (kN)	Fix	delta x	he cm	θx	Θx<0,10
3.57	4744.14	126.56	0.804	357	0.084	oui
6.63	4490.96	222.5	0.949	306	0.063	oui
9.69	4436.08	321.22	1.053	306	0.048	oui
12.75	4381.2	417.43	1.117	306	0.038	oui
15.81	4333.64	512	1.076	306	0.030	oui
18.87	4278.25	603.28	1.023	306	0.024	oui
21.93	3831.45	627.89	0.937	306	0.019	oui

Tableau IV.20 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

Niveau (m)	Masse.g (kN)	Fiy	delta y	he cm	θy	Θy<0,10
3.57	4744.14	125.98	0.824	357	0.087	oui
6.63	4490.96	221.47	1.106	306	0.073	oui
9.69	4436.08	319.74	1.296	306	0.059	oui
12.75	4381.2	415.5	1.43	306	0.049	oui
15.81	4333.64	509.63	1.448	306	0.040	oui
18.87	4278.25	600.49	1.431	306	0.033	oui
21.93	3831.45	624.99	1.353	306	0.027	oui

IV. 4.7. Vérification de cisaillement :

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec : $\tau = \frac{T}{S}$

Poutre principal : sous combinaison 1,35G+1,5Q

Fissuration peu nuisible $\overline{\tau} = min(0,2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$

Section des poutres b*h=30*35 cm x cm $\tau = \frac{113.46*10\text{^}3}{300x375} = 1.00 < 3{,}33\ CV$

L'effort tranchant max = 113.46KN

Poutre secondaire : sous combinaison G+Q+EdY

Fissuration préjudiciable $\overline{\tau} = min(0,1\ 5* \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa)$

Section des poutres b*h=30*35cm

L'effort tranchant max = 55.15KN$\tau = \frac{55.15*10\text{^}3}{300x325} = 0.56 < 3.75\ CV$

Tableau IV.21 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	fissuration	section	V_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	**Vérification**
Poutres principales	peu nuisible	30*40	113.46	**1,35G+1,5Q**	1	3,33	$C.V$
Poutres secondaires	préjudiciable	30*35	55.15	**G+Q+EdY**	0.56	2.5	$C.V$

les poteaux

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec : $\tau = \frac{T}{S}$

$\overline{\tau}=\rho_d * f_{c28}$ avec $\rho_d = 0.075$ si $\lambda \geq 5$ et $\rho_d = 0.04$ si $\lambda < 5$

Tableau IV .22 : Vérification de cisaillement des poteaux

élément	sens	b (m)	d (m)	Vu (KN)	combinaison	τ (MPa	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
Pot45*45	x	0.45	0.425	92.353	$G+Q+Ed_x$	0.48	1.87	CV
	y	0.45	0.425	140.82	$G+Q+Ed_y$	0.73	1.87	CV
Pot40*40	x	0.40	0.375	111.47	$G+Q+Ed_x$	0.74	1.87	CV
	y	0.40	0.375	156.97	$G+Q+Ed_y$	1.04	1.87	CV
Pot35*35	x	0.35	0.325	87.63	$G+Q+Ed_x$	0.84	1.87	CV
	y	0.35	0.325	110.90	$G+Q+Ed_y$	1.13	1.87	CV
Pot30*30	x	0.30	0.275	59.62	$G+Q+Ed_x$	0.72	1.87	CV
	y	0.30	0.275	79.06	$G+Q+Ed_y$	0.95	1.87	CV

IV. 4.8. Vérification de l'effort normal réduit :[2][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 :

$$\upsilon = \frac{N_d}{Bc * fc_{28}} < 0{,}3$$

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.

Tableau IV .23 : Vérification des efforts normal réduit

section	sens	combinaisons	Nd (KN)	Bc(mm)	υ	VERIFICATION
45*45	x	G+Q+Edx	1979.408	184900	0.42	non
	y	G+Q+Edy	1626.926	184900	0.35	non
40*40	x	G+Q+Edx	1470.588	144400	0.40	non
	y	G+Q+Edy	1219.530	144400	0.33	non
35*35	x	G+Q+Edx	871.589	108900	0.32	non
	y	G+Q+Edy	811.148	108900	0.29	CV
30*30	x	G+Q+Edx	349.679	78400	0.17	CV
	y	G+Q+Edy	383.315	78400	0.19	CV

Remarque :

Les dimensions définitives sont :

-Poutre principale : **30x40cm^2**

-Poutre secondaire : **30x35** cm^2

Les poteaux rectangulaires (45* 45) ;(40*40) ;(35*35) ne sont pas vérifier vis-à-vis l'effort normale donc nous augmentons les sections des poteaux comme suit :

Section des poteaux a la base et RDC (55x55)

Section des poteaux de 1er et 2eme (50x50)

Section des poteaux de 3eme et 4eme (45x45)

Section des poteaux de 5eme et 6eme (40x40)

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. Introduction :

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 :|[1][B.6.1.2.1]
  - ✓ 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 ::|[2][5.2]
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.
On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau V.1 : Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa	$\overline{\sigma_s} = 348\ Mpa$	$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_s} = 400\ Mpa$

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

V.2.2.a. Armatures longitudinales : [2][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 de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb

V.2.2.b. Armatures transversales : [2][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 :

- **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :**

Tableau V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	N° éléme	Combinaison	A' (cm^2)	A calcule (cm^2)	A_{min} CBA(cm^2)	A choisies (cm^2)	
Intermédiaire	**Terrasse**	30x40	Travée	**62.62**	**613**	1.35G+1.5Q	**0.00**	**5.1**	**1.2**	**3HA14 +2HA12**	**6.88**
			Appui	-76.23	**613**	1.35G+1.5Q	0.00	6.3	**1.2**	5HA14	7.7
	Etages	30x40	Travée	**57.49**	**643**	**1,35.G+1,5.Q**	**0.00**	**4.6**	**1.2**	**3HA14 +2HA12**	**6.88**
			Appui	-90.78	**589**	**G+Q+EDX**	0.00	7.6	**1.2**	5HA14	7.7
Rive	**Terrasse**	30x40	Travée	**30.03**	**57**	**1,35.G+1,5.Q**	**0.00**	**2.4**	**1.2**	**3HA14 +2HA12**	**6.88**

			Appui	-42.65	**57**	**1,35.G+1,5.Q**	0.00	3.4	**1.2**	5HA14	7.7
	Etages	30x40	Travée	**43.36**	**573**	0.8G+ **EDX**	**0.00**	**3.5**	**1.2**	**3HA14 +2HA12**	**6.88**
			Appui	.61.59	**651**	**G+Q+EDX**	0.00	5.0	**1.2**	**5HA14**	7.7

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	**position**	**Mu (KN.m)**	N° élément	**combinaison**	**A' (cm)**	**A_{calcul} (cm^2)**	**$A_{choisie}$(cm^2)**	**$A_{adoptée}$ (cm^2)**
INTERMEDIAIRE	Terrasse	Appui	-16.82	1177	G+Q+EDY	0.00	1.3	3HA12	5.65
	Etages	Appui	-32.37	45	G+Q+EDY	0.00	2.6	3HA12	5.65
RIVE	Terrasse	Appui	-35.79	785	G+Q+EDY	0.00	3.8	5HA12	5.65
	Etages	Appui	-50.77	813	G+Q+EDY	0.00	4.1	5HA12	5.65

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :[1]

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa .et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

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

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

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

	Niveau	position	M_{ser}(K N.m)	N° élément	combinison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
INTERMEDIAIRE	Terrasse	Appui	-7.84	1177	G+Q	3.39	1.1	/	**Cv**
	Etages	Appui	-10.09	45	G+Q	3.39	1.4	/	**Cv**
RIVE	Terrasse	Appui	-7.91	785	G+Q	5.65	1	14.3	**Cv**
	Etages	Appui	-11.85	813	G+Q	5.65	1.5	19.5	**Cv**

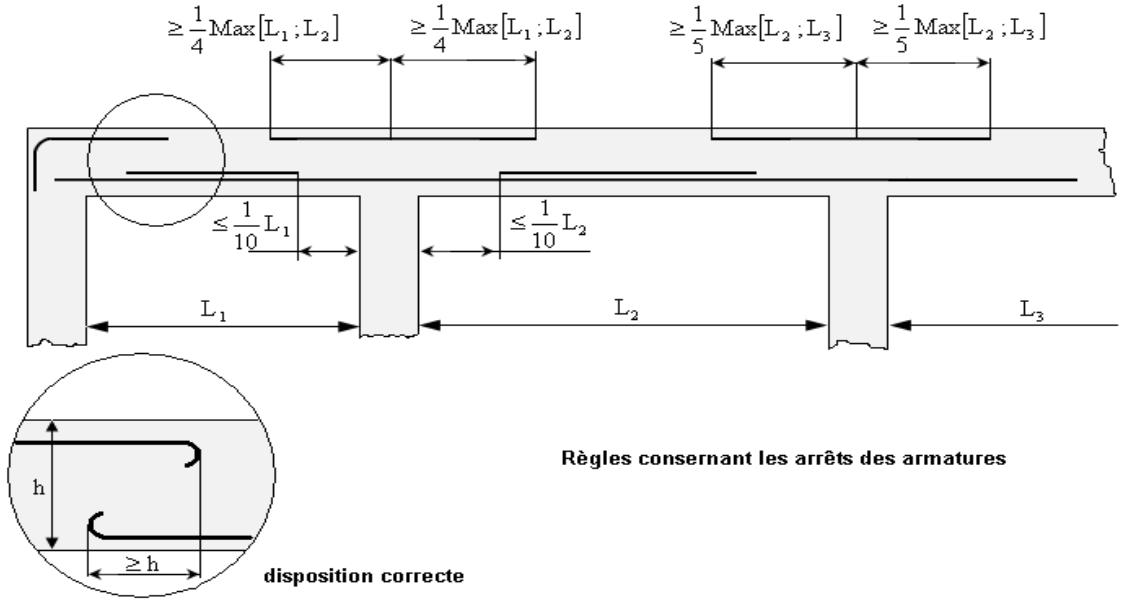


Figure V .1 : Disposition des armatures pour les poutres

➢ **Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :**

Il faut vérifier que :

- $A_{tendue} \geq A_{min\ CBA}$
- $A_{Travée} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{Travée} \leq A_{max\ RPA}$
- $A_{appui} \geq A_{min\ RPA}$ et $A_{appui} \leq A_{max\ RPA}$

Tableau V.5 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	Niveau	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} (CBA93)=1.20 (cm^2)	A_{min} (RPA99)=6.00 (cm^2)
Poutre intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	11.50	C.V	C.V
		appui	12.32	C.V	C.V
	Etages	**Travée**	**11.50**	C.V	C.V
		appui	12.32	C.V	C.V
Poutre de rive	**Terrasse**	**Travée**	**11.50**	C.V	C.V
		appui	12.32	C.V	C.V
	Etages	**Travée**	**11.50**	C.V	C.V
		appui	12.32	C.V	C.V

Tableau V.6 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

	Niveau	Position	$A_{adoptée}(cm^2)$	A_{min} (CBA93) =1.05 (cm^2)	A_{min} (RPA99) =5.25 (cm^2)
Poutre intermédiaire	Terrasse	appui	6.78	C.V	C.V
	Etages	appui	6.78	C.V	C.V
Poutre de rive	Terrasse	appui	7.85	C.V	C.V
	Etages	appui	7.85	C.V	C.V

V.2.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- T_u: effort tranchant

Tableau V .7 : Calcul de $\bar{\tau}_u$

Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b};4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b};5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u = 2.5\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3\,MPa$
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u = 3.26\,MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34\,MPa$

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
intermédiaire	Terrasse	110.93	613	1.35G+1.5Q	0.98	3.33	cv
	Etage	111.11	643	1.35G+1.5Q	0.99	3.33	cv
Rive	Terrasse	64.92	708	1.35G+1.5Q	0.57	2.5	cv
	Etage	76..805	695	1.35G+1.5Q	0.68	2.5	cv

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	Vu (KN)	N° élément	Combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	$\tau u \leq \bar{\tau}_u$
médiaire	Terrasse	12.78	1177	G+Q+EDY	0.13	4.34	cv

	Etage	32.81	113	G+Q+EDY	0.33	4.34	**cv**
Rive	Terrasse	31.42	1295	G+Q+EDY	0.32	3.26	**cv**
	Etage	43.37	1277	G+Q+EDY	0.44	3.26	**cv**

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

Zone nodale

Zone courante

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-11 : Section d'armat ures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)			
Section	τ_u(Mpa)	St(cm)	At(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	At(cm^2)	S (ZN)(cm)	S'(ZC)(cm)	$A_t$choisie(cm^2)	Nombre des barres
30*40	0.99	33.75	1.01	10	20	0.9	10	20	1.01	**4Φ8**
30*35	0.44	29.25	0.87	8.75	17.5	0.78	10	15	1.26	**4Φ8**

V.2.5. Vérification de la flèche des poutres :

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

1. $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$

2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$

3.

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Tableau V-11 :Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP	0.07	0.0625	**C.V**	0.07	0.085	**C.V**	0.0057	0.0105	**C.V**
PS	0.08	0.0625	**C.V**	0.08	0.08	**C.V**	0.0069	0.0105	**C.V**

2

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

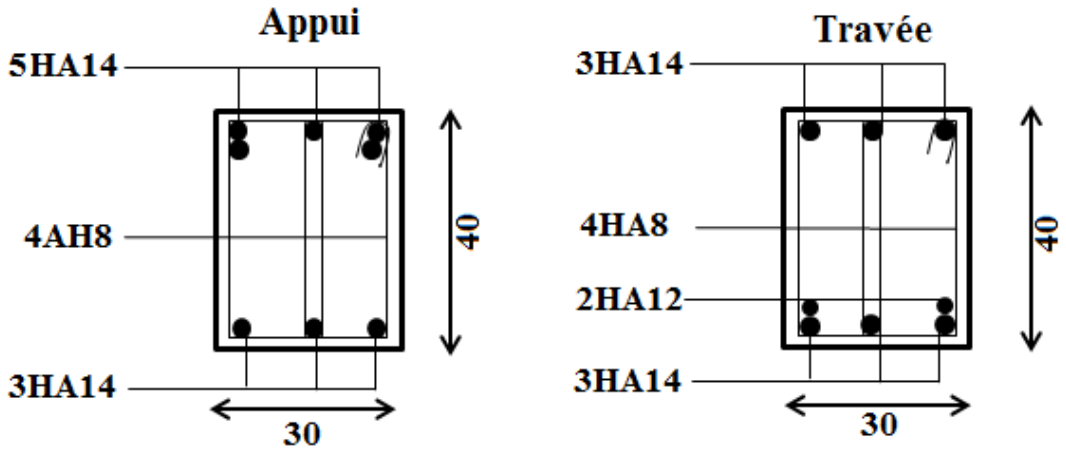


Figure V.2 : Ferraillages des poutres principales intermédiaires et rives du niveau **terrasse**

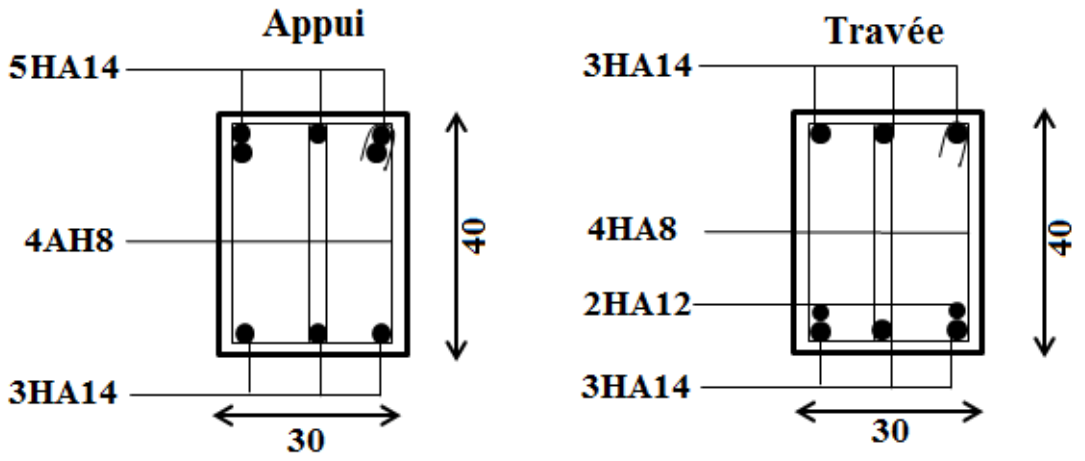


Figure V.3 : Ferraillage des poutres principales intermédiaire et rive des étages

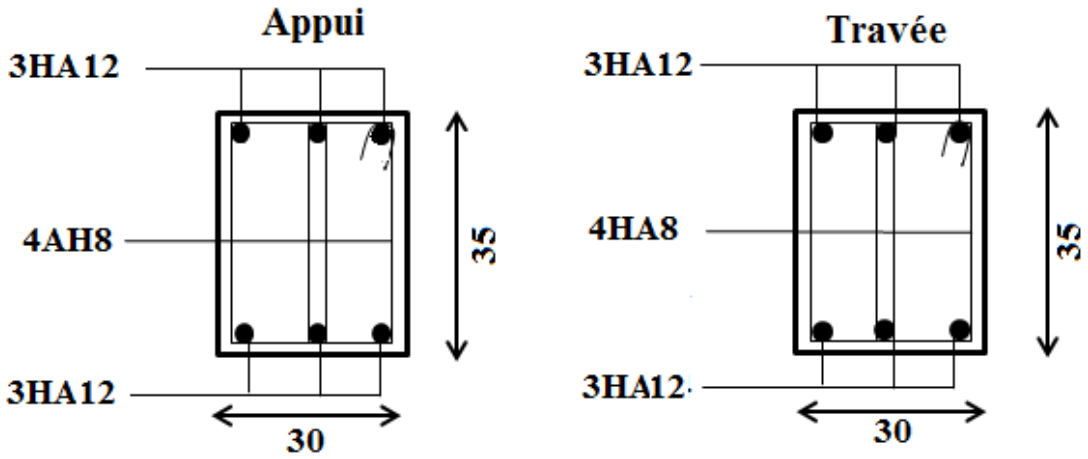


Figure V.4 : Ferraillages des poutres secondaire intermédiaires du niveau terrasse et desétages

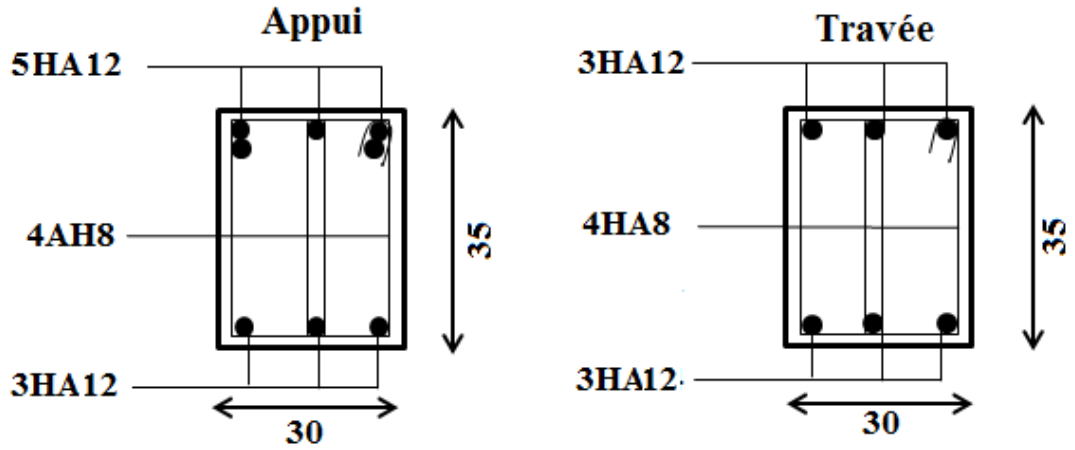


Figure V.5: Ferraillages des poutres secondaires de rive des étages et de terrasse

V.3. Ferraillage des poteaux :

V.3.1. Introduction:

On a choisi un coefficient de comportement R=3.5, le système de contreventement est constitué de voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, alors les poteaux sont ferraillés en compression simple sous l'effet de l'effort normal maximal « N_{max} ».

Tableau V .10 : Ferraillage des poteaux

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm²)	Ay (cm²)	Amin (cm²)	Achoisi (cm²)	
25.50	POT40*40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-45.52	18.31	3.51	6.4	6.4	14.40	15.21	4HA14+8HA12
25.50	POT40*40	Mmax -->Ncorr	G+Q+EdX	141.47	17.02	75.43	6.4	6.4	14.40	15.21	4HA14+ 8HA12
25.50	POT40*40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	212.33	36.24	13.16	6.4	6.4	14.40	15.21	4HA14+ 8HA12
22.44	POT40*40	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-81.37	16.31	4.05	.6.4	6.4	14.40	15.21	4HA14+ 8HA12
22.44	POT40*40	Mmax -->Ncorr	0,8.G+EdY	70.47	70.85	14.98	8.00	8.00	14.40	15.21	4HA14+ 8HA12
22.44	POT40*40	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	470.13	-24.36	9.05	6.4	6.4	14.40	15.21	4HA14+ 8HA12
19.38	POT45*45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-48.55	20.36	3.53	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14
19.38	POT45*45	Mmax -->Ncorr	0,8.G+EdY	355.24	98.68	20.57	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14
19.38	POT45*45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	736.72	-31.72	11.19	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14
16.32	POT45*45	Mmax -->Ncorr	0,8.G+EdY	343.53	92.19	17.20	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14
16.32	POT45*45	Nmin -->Mcorr	0,8.G+EdY	-69.19	17.09	7.58	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14
16.32	POT45*45	Nmax -->Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1003.75	-23.84	8.28	7.20	7.20	18.23	18.47	12HA14

13.26	pot50*50	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1279.98	-26.26	9.23	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
13.26	pot50*50	Mmax -- >Ncorr	1,35.G+1,5.Q	492.54	15.07	-19.86	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
13.26	pot50*50	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdY	-211.8	20.80	9.84	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
10.20	pot50*50	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdY	-483.28	15.05	24.60	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
10.20	pot50*50	Mmax -- >Ncorr	1,35.G+1,5.Q	614.55	3.59	-20.91	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
10.20	pot50*50	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1560.43	-18.42	4.75	8.00	8.00	22.50	23.00	12HA14+ 4HA12
7.14	pot55*55	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdY	-949.17	19.81	34.53	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12
7.14	pot55*55	Mmax -- >Ncorr	0,8.G+EdY	851.45	114.92	20.07	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12
7.14	pot55*55	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1862.93	-21.29	17.33	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12
3.57	pot55*55	Nmin -- >Mcorr	0,8.G+EdX	-795.27	2.58	-0.27	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12
3.57	pot55*55	Mmax -- >Ncorr	0,8.G+EdY	998.23	39.76	7.96	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12
3.57	pot55*55	Nmax -- >Mcorr	1,35.G+1,5.Q	2198.84	7.62	14.65	8.80	8.80	27.23	28.65	12HA16+ 4HA12

Tableau V .11 : vérification de ferraillage longitudinal des poteaux avec les règlements

Niveau (m)	Section	Combinaison	N (kN)	Mx (kN. m)	My (kN. m)	бb (MPa)	бs (MPa)	б's (MPa)	[бb] (MPa)	[бs] (MPa)
	Poteaux 55*55	**28.65**		3.02		27.22		c.v		
	Poteaux 50x50	**23**		2.5		22.5		C.V		
	Poteaux 45x45	**18.47**		2.025		18.22		C.V		
	Poteaux 40x40	**15.21**		1.6		14.4		C.V		

V.3.2. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables (N_{ser}) selon les règles B.A.E.L.

La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

La fissuration est considérée:

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.

Pas de vérification à faire.

✓ Préjudiciables (poteaux de rive).

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[333.33\text{MPa}; 201.63\text{MPa}\right] = 201{,}63\text{MPa}$$

Tableau V .12 Vérification des contraintes à l'E.L.S

25.50	POT40*40	G+Q	30.28	0.68	14.57	1.4	21.0	14.4	15.00	201.63
25.50	POT40*40	G+Q	155.65	9.57	26.45	3.5	28.8	40.7	15.00	201.63
25.50	POT40*40	G+Q	155.65	9.57	26.45	3.5	28.8	40.7	15.00	201.63
22.44	POT40*40	G+Q	77.68	0.61	12.51	1.3	8.2	38.9	15.00	201.63
22.44	POT40*40	G+Q	246.98	22.07	6.59	3.1	8.8	38.9	15.00	201.63
22.44	POT40*40	G+Q	343.57	6.52	-17.77	3.1	00	41.1	15.00	201.63
19.38	POT45*45	G+Q	125.76	0.43	14.08	1.1	1.5	14.7	15.00	201.63
19.38	POT45*45	G+Q	522.36	14.86	23.51	3.7	00	49.4	15.00	201.63
19.38	POT45*45	G+Q	538.00	8.06	-23.14	3.4	00	46.4	15.00	201.63
16.32	POT45*45	G+Q	640.02	28.37	11.89	4.3	00	57.4	15.00	201.63
16.32	POT45*45	G+Q	167.51	0.47	10.95	1.1	00	15.3	15.00	201.63
16.32	POT45*45	G+Q	732.74	5.95	-17.40	3.8	00	53.2	15.00	201.63
13.26	pot50*50	G+Q	934.24	6.63	-19.17	3.6	00	50.8	15.00	201.63
13.26	pot50*50	G+Q	361.58	11.10	-14.44	1.9	00	25.5	15.00	201.63
13.26	pot50*50	G+Q	231.68	-0.07	12.49	1.1	00	14.8	15.00	201.63
10.20	pot50*50	G+Q	266.78	0.03	10.23	1.1	00	15.5	15.00	201.63
10.20	pot50*50	G+Q	451.10	2.67	-15.17	1.9	00	26.5	15.00	201.63
10.20	pot50*50	G+Q	1138.81	3.37	-13.46	3.9	00	56.5	15.00	201.63
7.14	pot55*55	G+Q	336.86	-0.24	6.05	1	00	13.9	15.00	201.63
7.14	pot55*55	G+Q	1344.60	26.40	16.24	4.3	00	60.9	15.00	201.63

7.14	pot55*55	G+Q	1359.55	12.62	-15.59	4.0	00	57.3	15.00	201.63
3.57	pot55*55	G+Q	454.40	-0.67	-4.07	1.2	00	17.4	15.00	201.63
3.57	pot55*55	G+Q	1606.21	10.66	5.58	4.3	00	62.9	15.00	201.63
3.57	pot55*55	G+Q	1606.21	10.66	5.58	4.3	00	62.9	15.00	201.63

V.3.3. Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

Selon le CBA93 :

❖ Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs $\emptyset_t$ est donnée par la relation :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_\ell\right] \ldots\ldots\ldots (6.35)$$

Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

❖ $A_t = n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.

❖ Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante [1 : A.5.1.2.3]:

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)} \ldots\ldots\ldots (6.36)$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}} \ldots\ldots\ldots (6.36.a)$$

❖ $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

❖ Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \ldots\ldots\ldots (6.37)$$

Selon le RPA99 version 2003 :

- D'après l'article 7.4.2.2, On a

$$St = \frac{h \,.\, fe \,.\, At}{\rho.Vu} \ldots\ldots\ldots (6.38)$$

Avec :

- $A_t = n_t.a_t$
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb
  - Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone IIb
- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : f_e=400MPa.

Tableau.V.13. les armatures transversales et leurs espacements

Section cm^2	V_u Kn	A_t cm^2	λ_g	P	St_{cal} cm	Zone	St_{finale} Cm	A choisie cm^2
55*55	60.73	1.03	4.54	3.75	20.4	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
50*50	80.76	1.51	4.28	3.75	22.15	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
45*45	68.93	1.43	4.76	3.75	26.68	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01
40*40	53.63	0.83	5.35	2.5	29.05	courante	12	4T8=2.01
						nodale	10	4T8=2.01

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St*b}$ (%)	$\frac{At}{St*b} > 0.3\%$
55*55	Nodale	0.36	Vérifiée

	Courante	0.304	Vérifiée
50x50	Nodale	0.40	Vérifiée
	Courante	0.33	Vérifiée
45*45	Nodale	0.44	Vérifiée
	Courante	0.37	Vérifiée
40*40	Nodale	0.50	Vérifiée
	Courante	0.41	Vérifiée

les poteaux courts :

Tableau.V.14 : les armatures transversales et leurs espacements

❖

Section cm^2	V_u kN	A_t cm^2	λ_g	P	St_{cal} cm	St_{finale} cm	Achoisie cm^2
55*55	177.89	3.03	1.08	3.75	6.84	7	4T10=3.14
50*50	196.95	3.13	1.19	3.75	7.17	7	4T10=3.14
45*45	171.55	2.75	1.32	3.75	7.28	8	4T10=3.14
40*40	111.93	2.62	1.48	3.75	8.93	9	4T10=3.14

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale At/St.b :**

Section (cm^2)	Zone	$\frac{At}{St * b}$ (%)	$\frac{At}{St * b} > 0.8\%$
55*55	**Courante**	**0.81**	**Vérifiée**
50x50	**Courante**	**0.89**	**Vérifiée**
45*45	**Courante**	**0.99**	**Vérifiée**
40*40	**Courante**	**0.87**	**Vérifiée**

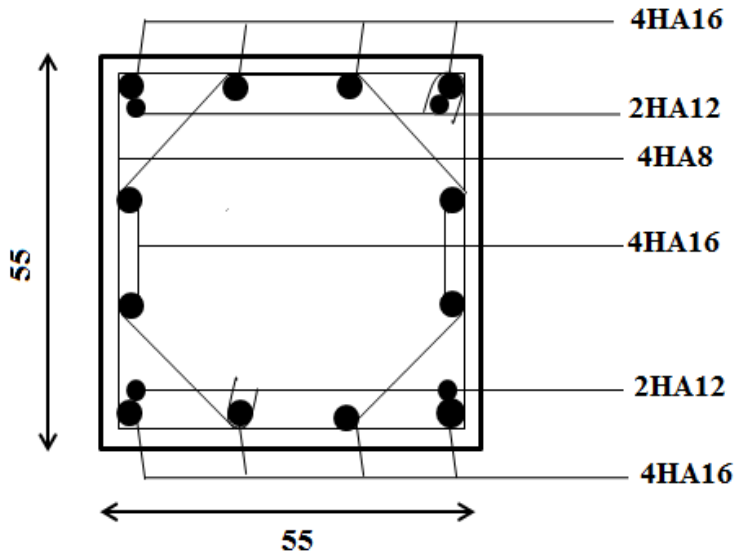


Figure V.6: Ferraillage des poteaux (55×55)

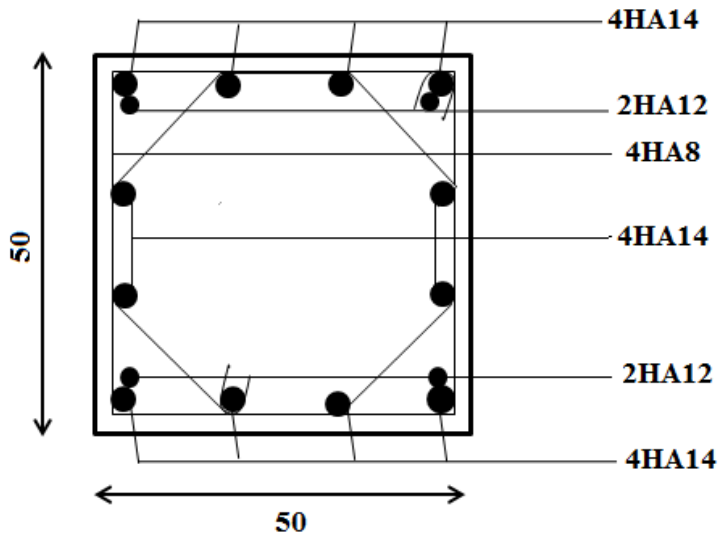


Figure V.7 : Ferraillage des poteaux (50×50)

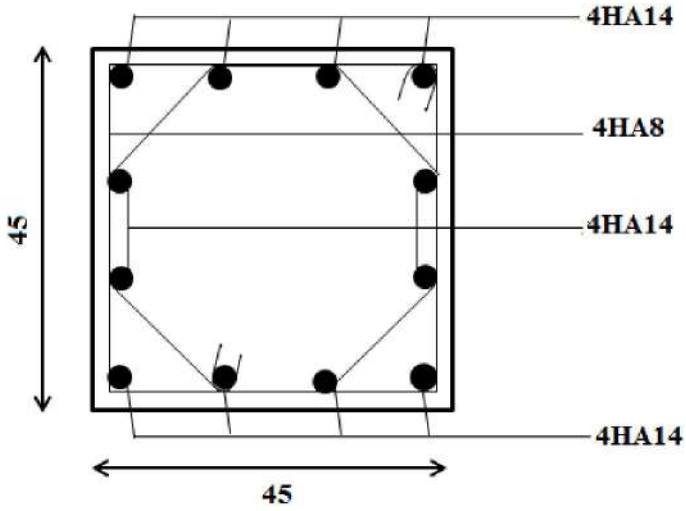


Figure V.8 : Ferraillage des poteaux (45×45)

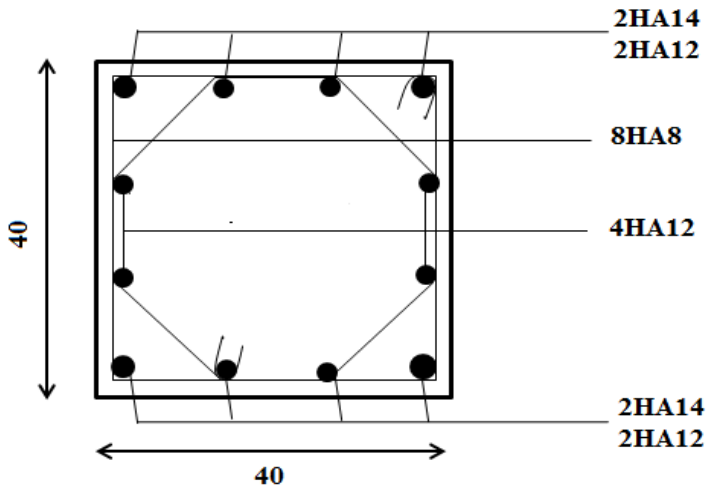


Figure V.9: Ferraillage des poteaux (40×40)

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1. 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.4.2.Voiles avec files d'ouvertures :

V.4.2.1. 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.4.2.2. 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.4.3. 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 le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par " THONIER ", ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N)**.**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v$$

S : section transversale du voile : S = a .L

I : moment d'inertie : $I = \frac{a.h^3}{12}$

L : la largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

v : distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

a. Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée (Fig. a).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2} \text{ (Force de traction)}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L \text{ (La longueur tendue)}$$

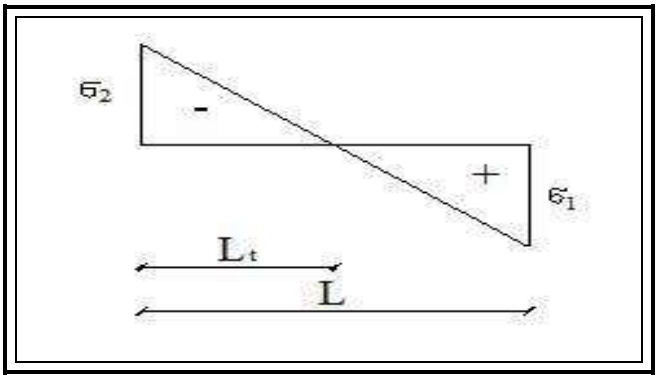


Figure V.10 : Diagramme des contraintes (SPC)

b. Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (Fig. b), la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

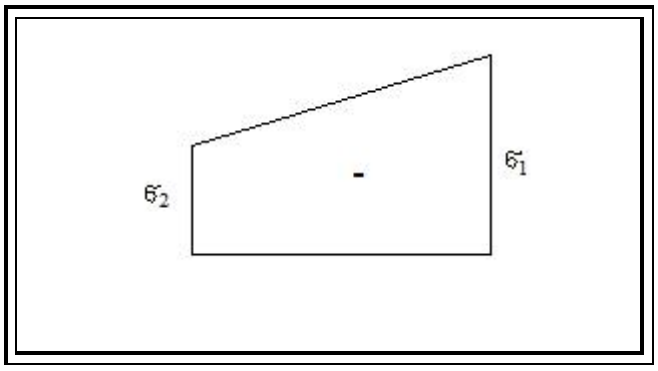


Figure V.11 : Diagramme des contraintes (SET)

c. Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (Fig. c), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement

$$A_{min}=0.15\%.a.$$

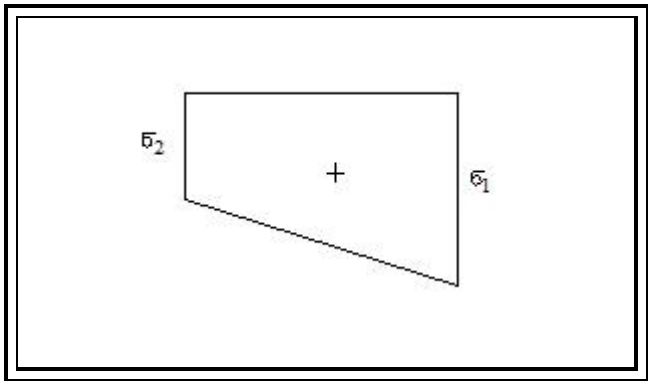


Figure V.12 : Diagramme des contraintes (SEC)

V.4.4. Recommandations réglementaires :

V.4.4.a. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

- $0{,}1\% \le \dfrac{2xA_v}{a.b} \le 5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité

- **Selon le RPA 99(V2003)**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\%B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\%B$ Dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.

- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φ_{ver}: diamètre vertical.

V.4.4.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 minimal: $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \leq \min[0.9d ; 40cm]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\ a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right]: \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right]: \quad \text{Fissuration Préjudiciable.}$$

- ✓ τ_b: contrainte de cisaillement.
- ✓ $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 V(2003)**

$$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min[1.5a ; 30cm]$$

V.4.4.c. Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance F_eE 235, 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.4.5. 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.

$$S_v \leq \text{Min}\left[1.5a\ ;\ 30\text{cm}\right]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \ \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

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.

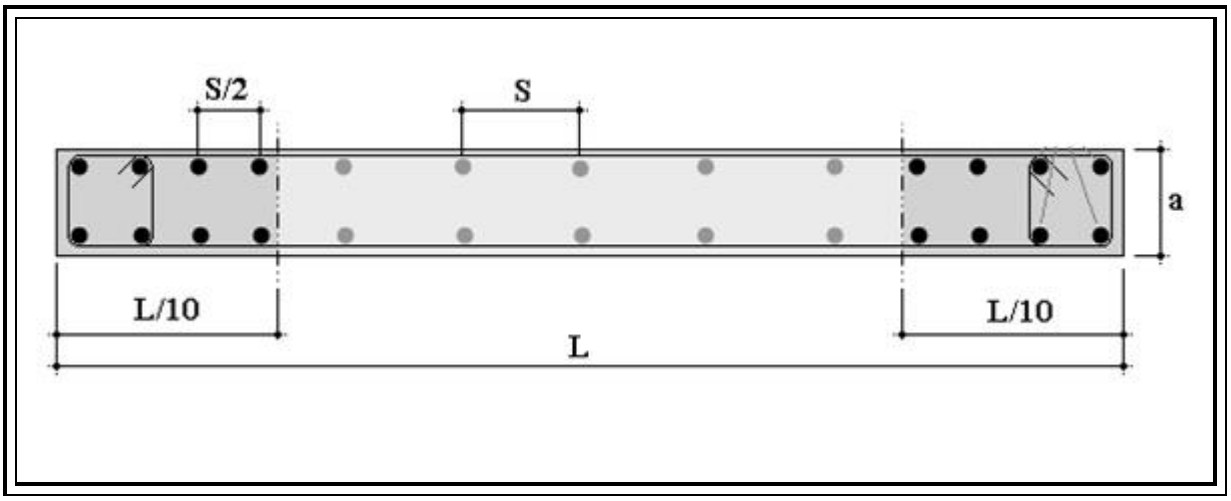


Figure V.13 : disposition des armatures verticales dans les voiles

V.5. la disposition des voiles :

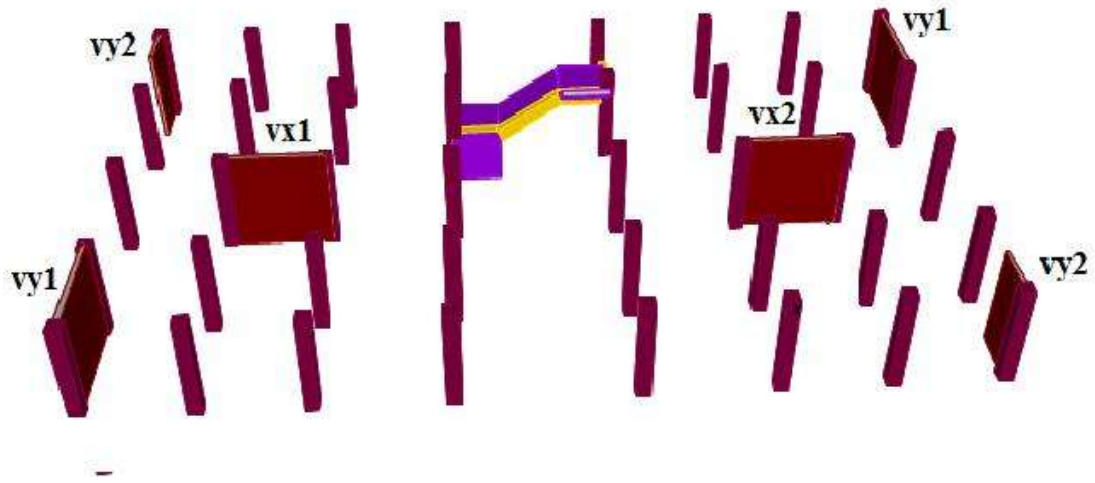


Figure V.14 : La disposition des voile

V.5.1.les armatures verticale :

- **Détermination des armatures de résistance :**

Les résultats du calcul des armatures de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Les armatures verticales des voiles

	Niveau	voile	N (KN)	M (KN.m)	sit	A_{s1}	A_{s2} cm²	Sv cm	A_{min}^{RPA} cm²	A_{min}^{CBA} cm²	choix
X	s.sol	V	2819.26	215.54	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
	RDC	VX1	1210.01	2033.53	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
		VX2	1209.57	2094.94	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
	1ere	VX1	1138.80	1402.13	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
		VX2	1140.39	1486.95	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
	2eme’	VX1	951.07	822.33	ACC	13.8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84cm²**
		VX	952.79	935.00	ACC	13.	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c**

	2				8					**m²**
3eme	VX 1	837.92	609.73	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
	VX 2	839.81	739.73	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
4eme ’	VX 1	625.71	246.74	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
	VX 2	627.42	391.94	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
5eme	VX 1	451.81	199.85	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
	VX 2	453.38	355.66	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
6eme	VX 1	213.64	211.33	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
	VX 2	213.99	390.12	ACC	13. 8	13.8	15	9.9	2.47	2*(19HA10)=**29.84c m²**
RDC	VY 1	728.49	2121.42	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
	VY 2	406.49	825.58	ACC	9.7	9.7	15	4.5	1.12	2*(9HA12)=**20.36cm²**
1eme	VY 1	682.68	1475.77	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
	VY 2	560.14	350.57	ACC	6.6	6.6	15	4.5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**
2eme	VY 1	566.29	889.95	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
	VY 2	414.62	325.92	ACC	6.6	6.6	15	4.5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**
3eme	VY 1	494.36	690.76	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**

		VY 2	348.28	287.84	ACC	6.6	6.6	15	4.5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**
	4eme	VY 1	364.02	369.39	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
		VY 2	255.18	163.15	ACC	6.6	6.6	15	9.4 5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**
	5eme	VY 1	258.18	327.64	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
		VY 2	175.05	142.52	ACC	6.6	6.6	15	9.4 5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**
	6eme	VY 1	118.03	405.14	ACC	13. 2	13.2	15	9.4 5	2.36	2*(20HA10)=**31.42c m²**
		VY 2	80.74	84.08	ACC	6.6	6.6	15	9.4 5	1.12	2*(9HA10)=**14.14cm²**

Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

  et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V .16 : vérification des armatures a ELS des voiles

	Niveau	voile	N (KN)	M_{ser} (KN.m)	sit	*s* **cm²**	A_s **cm²**	σ_b(**Mpa**)	σ_s(**Mp**)	$[\sigma_b]$ MPa	$[\sigma_s]$ MPa	Verification
x	RDC	VX 1	1203.9 9	15.27	G+Q	330*1 5	14.9	2.3	34.1	15	202	c.v
		VX 2	1204.3 7	48.81	G+Q	330*1 5	14.9	2.4	35.6	15	202	c.v
	1ere	VX 1	1133.1 9	36.57	G+Q	330*1 5	14.9	2.2	33.1	15	202	c.v
		VX	1133.8	47.98	G+Q	330*1	14.9	2.2	33.6	15	202	c.v

		2	8			5						
	2eme’	VX1	945.24	53.66	G+Q	330*15	14.9	1.9	28.6	15	202	c.v
		VX2	945.93	58.56	G+Q	330*15	14.9	1.9	28.8	15	202	c.v
	3eme	VX1	832.06	61.49	G+Q	330*15	14.9	1.7	25.8	15	202	c.v
		VX2	832.75	67.65	G+Q	330*15	14.9	1.8	26.1	15	202	c.v
	4eme’	VX1	620.84	72.41	G+Q	330*15	14.9	1.4	20.4	15	202	c.v
		VX2	621.40	72.12	G+Q	330*15	14.9	1.4	20.4	15	202	c.v
	5eme	VX1	448.16	78.60	G+Q	330*15	14.9	1.1	15.8	15	202	c.v
		VX2	448.51	76.59	G+Q	330*15	14.9	1.1	15.9	15	202	c.v
	6eme	VX1	211.45	97.90	G+Q	330*15	14.9	0.7	10.1	15	202	c.v
		VX2	211.84	83.86	G+Q	330*15	14.9	0.6	9.5	15	202	c.v
y	RDC	VY1	639.26	57.65	G+Q	315*15	15.7	1.4	21.1	15	202	c.v
		VY2	334.05	5.94	G+Q	150*15	7.07	1.4	21.6	15	202	c.v
	1eme	VY1	601.31	53.72	G+Q	315*15	15.7	1.3	19.8	15	202	c.v
		VY2	308.35	4.82	G+Q	150*15	7.07	1.3	19.8	15	202	c.v
	2eme	VY1	498.38	8.74	G+Q	315*15	15.7	1	14.8	15	202	c.v

		VY 2	265.73	7.52	G+Q	150*15	7.07	1.2	17.7	15	202	c.v
	3eme	VY 1	435.65	6.51	G+Q	315*15	15.7	0.9	12.9	15	202	c.v
		VY 2	230.57	17.44	G+Q	150*15	7.07	1.2	17.6	15	202	c.v
	4eme	VY 1	322.10	22.04	G+Q	315*15	15.7	0.7	10.3	15	202	c.v
		VY 2	175.14	19.43	G+Q	150*15	7.07	1	14.6	15	202	c.v
	5eme	VY 1	229.48	22.40	G+Q	315*15	15.7	0.5	7.7	15	202	c.v
		VY 2	122.02	23.47	G+Q	150*15	7.07	0.8	12.2	15	202	c.v
	6eme	VY 1	105.68	49.16	G+Q	315*15	15.7	0.4	5.3	15	202	c.v
		VY 2	54.07	27.59	G+Q	150*15	7.07	0.6	8.9	15	202	c.v

V.5.2. Calcul des armatures horizontales :

Tableau V .17 : calcul des armatures horizontales

	niveau	**voile**	**e**	**H**	**Vu**	τ_u	$\bar{\tau}_u$	**vér**	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	**choix**	**A final**
X	RDC	Vx1	15	330	696.60	2.19	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	737.81	2.32	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	1ere	Vx1	15	330	609.92	1.92	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	672.66	2.11	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	2eme	Vx1	15	330	411.18	1.29	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	489.35	1.54	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	3eme	V_{x1}	15	330	386.57	1.21	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**

		Vx2	15	330	475.75	1.50	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	4eme	Vx1	15	330	196.44	0.62	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	294.84	0.93	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	5eme	Vx1	15	330	136.19	0.43	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	244.06	0.77	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	6eme	Vx1	15	330	48.98	0.15	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vx2	15	330	182.87	0.57	5	**C.V**	8	20	**9.9**	**2*(16HA8)**	**8.04**
Y	RDC	Vy1	15	315	702.50	2.31	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	369.02	2.55	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	1ere	Vy1	15	315	607.23	1.99	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	197.67	1.15	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	2eme	Vy1	15	315	375.73	1.23	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	179.76	1.24	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	3eme	Vy1	15	315	343.35	1.13	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	156.45	1.08	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	4eme	Vy1	15	315	180.63	0.59	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	81.53	0.56	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	5eme	Vy1	15	315	143.45	0.47	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	69.63	0.48	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**
	6eme	Vy1	15	315	121.28	0.39	5	**C.V**	8	20	**9.45**	**2*(16HA8)**	**8.04**
		Vy2	15	150	13.64	0.09	5	**C.V**	8	20	**4.5**	**2*(16HA8)**	**8.04**

V.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_v}{3}$, $\varnothing_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles (tableau) :

Tableau V .18: diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
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.

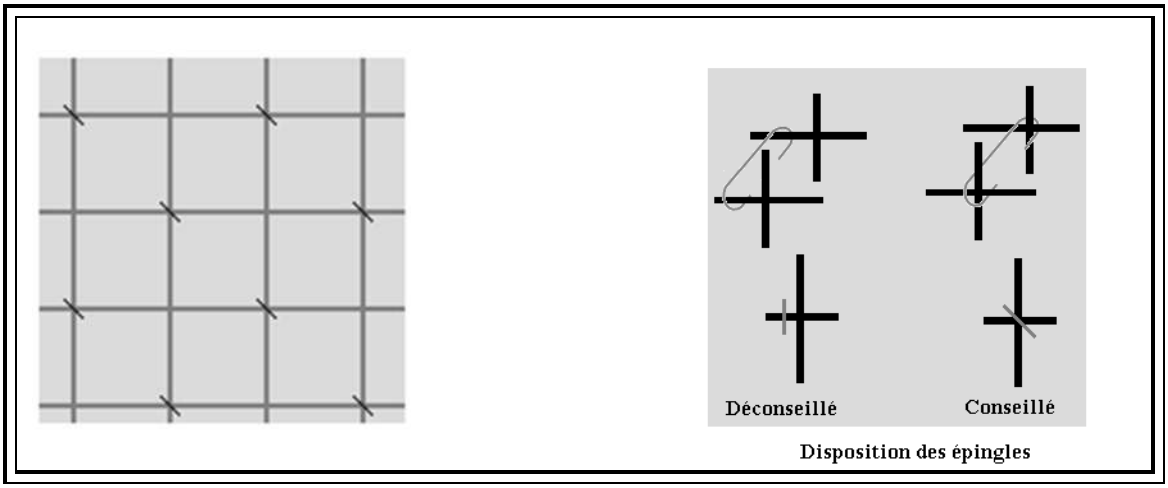


Figure V.15 : disposition des armatures transversales (épingles)

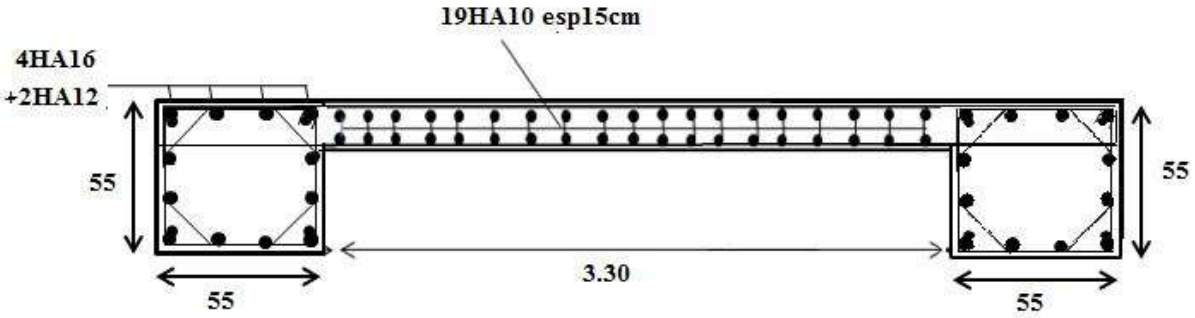


Figure V.16 :Disposition des armatures dans les voiles $V_{X1;}V_{X2}$

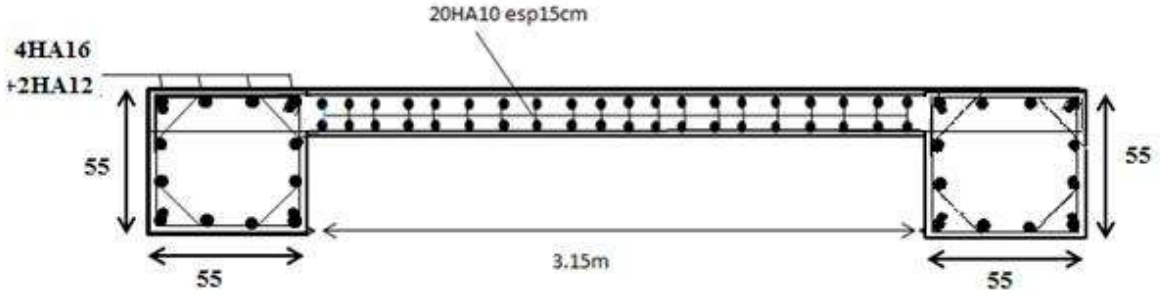


Figure V.17 : Disposition des armatures dans les voiles V_{Y1}

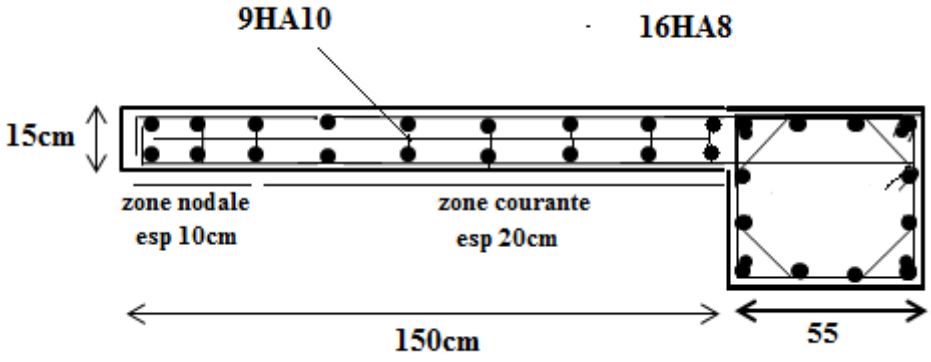


Figure V.18. Disposition des armatures dans le voiles$V_{Y2\,;}$

Chapitre VI

Calcul de l'infrastructure

VI.1 : Introduction

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2 : Fonctions assurées par les fondations

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, lescharges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le solqui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).

- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage a construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.3 : Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

b) Fondations profondes :

- Fondations sur puits (semi profondes)
- Fondations sur pieux (profondes)

VI.4 : Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de L'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis Radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \mapsto S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI. 4.1 : Calcul des semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport

a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$donc :$B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$;$\bar{\sigma}_{sol}$= 2.5 bars

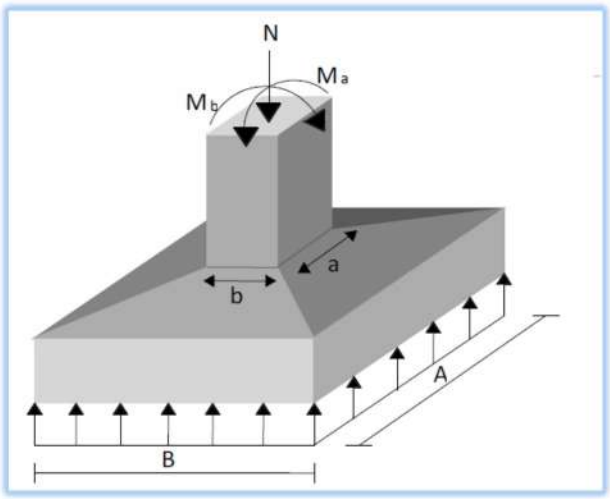


Figure VI.1 : Schéma des Semelles isolées sous poteaux

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de natures :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles filantes sous poteaux.

Les schémas suivants montrent la disposition initiale des semelles :

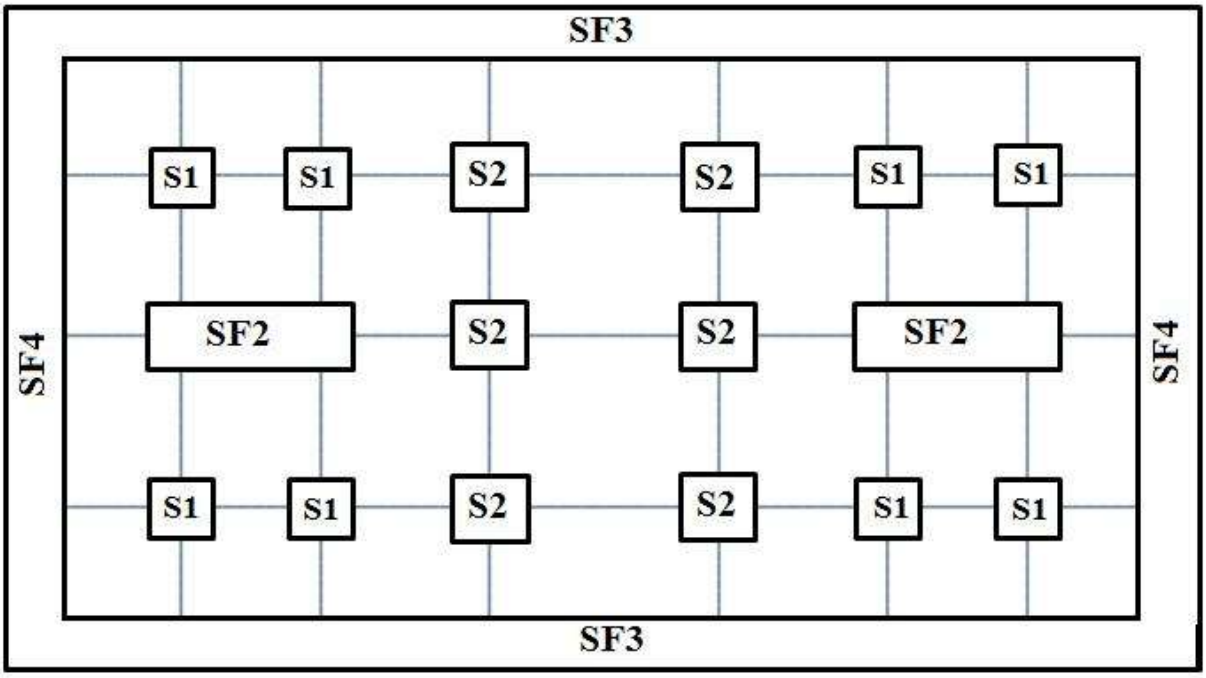


Figure VI.2 : Représentation initiale des semelles

VI. 4.1.1: Dimensionnement des semelles isolées

Semelle S_1

N=1075.77 KN

$$B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}},$$

$B = \sqrt{\frac{1075.77*10^3}{0.25}}$DoncB=2.07

On adopte=2.10m

h≥ $\frac{B-b}{4}$+c= $\frac{210-55}{4}$+3= 41.75 cm on adopte d = 45 cm

d=h-c ; d=42

- **Vérification des contraintes à ELS**

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton}

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton}= 0 (l'encrage H=0)

$P_{remblais}$= L*B*h''*γ_{sol}= 0

N_{ser}= 1075.77 KN

$\sigma = \frac{1075.77*10^3+49.61*10^3}{2100^2}$ = 0.25MPa<σ_s= 0.25MPa**condition non vérifier**

Alors on augmente la section de semelle

On chois**A=2.20m**

h≥ $\frac{B-b}{4}$+c= $\frac{220-55}{4}$+3= 44.25 cm on adopte d = 45 cm

d=h-c ; d=42

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 1075.77KN

$\sigma = \frac{1075.77*10^3+49.61*10^3}{2200^2}$ = 0.23MPa<σ_s= 0.25MPa**condition vérifier**

La section choisi est**2.20*2.20** m^2

Semelle S_2

$N = 1588.18\ KN$

$B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}}$,

$B = \sqrt{\frac{1588.18*10^3}{0.25}}$;$B$=2.52

On adopte ***B*=2.60m**

h≥ $\frac{B-b}{4}$ +c= $\frac{260-55}{4}$ +3= 54.25 cm on adopte **h = 55 cm**

d=h-c ; d=52

- **Vérification des contraintes à ELS**

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 1588.18 KN

$\sigma = \frac{1588.18*10^3+92.95*10^3}{2600^2}$ = 0.24MPa<σ_s= 0.25MPa**condition vérifier**

VI. 4.1.2 : Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

$\frac{1.5(A+À)}{2}$<L

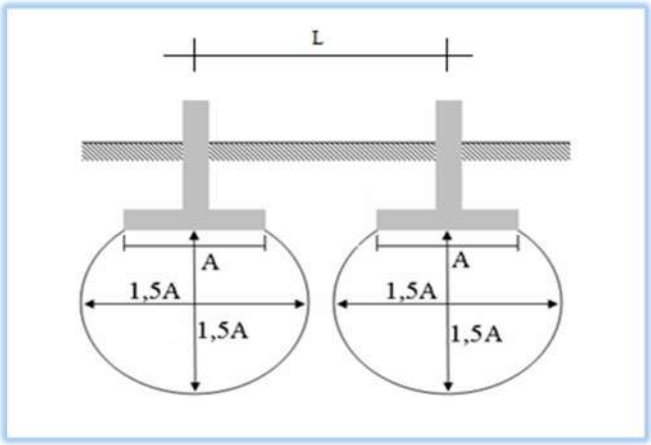


Figure VI.3 : Les bulles de pression

Tableau VI.1 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X

	L (m)	**A1 (m)**	***A2* (m)**	$\frac{1.5(A1+A'2)}{2}$	$\frac{1.5(A1+A'2)}{2} < L$
S_1 - S_1	**3.30**	2.20	2.60	3.30	non
S_1 – S_2	**4.00**	2.20	2.60	3.60	non
S_2 – S_2	**5.40**	2.20	2.60	3.90	non

Tableau VI.2 : vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

S	**L (m)**	**A1 (m)**	***A2* (m)**	$\frac{1.5(A1+A'2)}{2}$	$\frac{1.5(A1+A'2)}{2} < L$
S_1 - S_1	**3.80**	2.20	2.60	3.30	non
S_1 - S_1	**4.35**	2.20	2.60	3.30	non
S_2 – S_2	**3.80**	2.20	2.60	3.90	chevauchement
S_2 – S_2	**4.35**	2.20	2.60	3.90	non

- **Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles S2_S2 suivant le sens y et il n'y a pas de chevauchement dans l'autre semelle

VI. 4.1.3 :Ferraillage de la semelle " S_1 "

- **ELU**

$$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 1.63\,mm \le 122.22\,mm \textbf{ (C.V)}$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

$$N'_u = N_u\left(1+3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_u = 1474.44\,kN$$

$$A_a = \frac{N'_u(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 20.76\,cm^2$$

- **ELS**

$$e_0 \le \frac{B}{18} \Rightarrow 1.63\,mm \le 122.22\,mm \textbf{ (C.V)}$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

$$N'_{ser} = N_{ser}\left(1 + 3\frac{e_0}{B}\right) \Rightarrow N'_{ser} = 1078.47kN$$

$$A_a = \frac{N'_{ser}(B-b)}{8 d_b \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_b = A_a = 26.21cm^2$$

Esp=$\frac{B-2c-\emptyset b}{n-1}$

Tableau VI-3: armatures de semelle S1

	NU	Nser	b	A	B	Au	Aser	Achoisi	Esp
S1	1471.17	1075.77	55	220	220	20.76	26.21	18HA14=27.71	12

VI. 4.1.4: Vérification des longueurs de scellement

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \ge \frac{B}{4}$ Ancrage courbe.

$\frac{B}{8} \le l_s \le \frac{B}{4}$. Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter de crochets.

$l_s \le \frac{B}{8}$ on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux a la longueur de 0.71B.

Tableau VI.4 : Longueur de scellement

Semelle	Ø(mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
S1	14	50	27.5	55	courbe ou rectiligne

Toutes les barres doivent etre prolonge jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter de crochet

VI.4.2:Calcul des semelles filantes

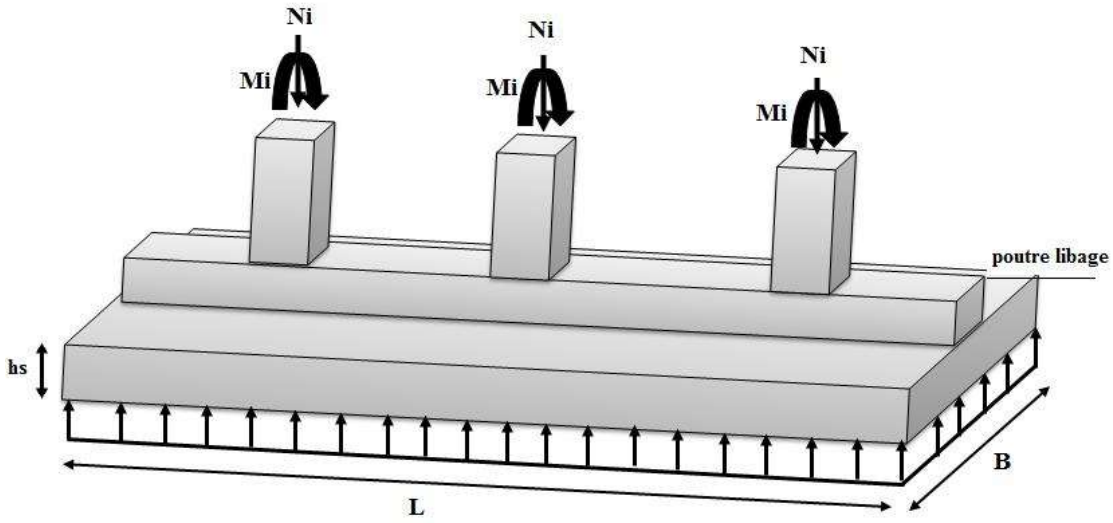


Figure VI.4 : schéma semelle filantes sous poteau

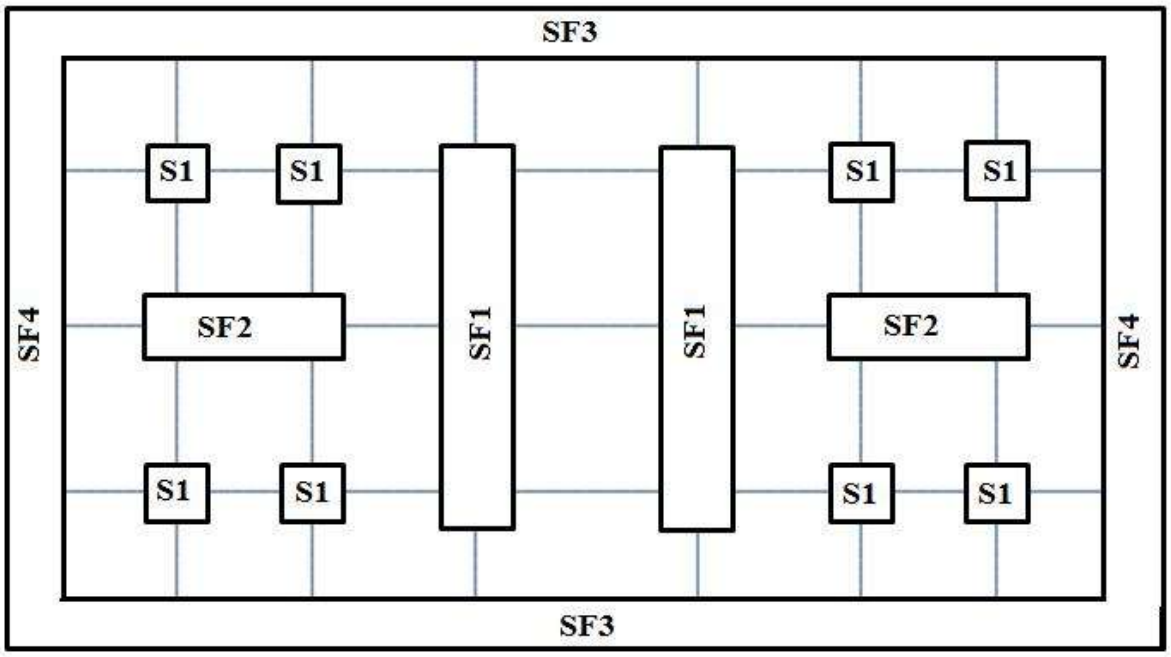


Figure VI.5 : Représentation des semelles filante

VI.4.2.1:dimensionnement de semelle filante sous poteaux:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$B*L \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

$B= \frac{\sum N_{ser}}{L*\sigma_{sol}}$

- **La hauteur de semelle :**

1. $h \geq \frac{B-b}{4} + c$
2. d=h-c

- $C = 3\ cm$

TableauVI.5 : donnéesdusemelle filante SF1

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot}(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	10.75	4360.71	55	1.62	1.70	32	35

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 4360.71KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 10.75*2.65*0.35*25= 249.26 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton}= 0 (l'encrage H=0)

$P_{remblais}$= L*B*h''*γ_{sol}= 0

σ = 0.16 ≤ σ_s= 0.25MPa**(condition vérifier)**

VI.4.2.2: Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour un longueur L par la méthode desbielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deuxrésultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formulessuivantes :

L= $\frac{li + l(i+1)}{2}$

- **Armatures principales :**

$A = N(1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8d\sigma_s}$; $esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(N-1)}$

- **Armatures de répartition :**

$A = \frac{A(cm^2) * B(m)}{4}$; $esc = \frac{A - 2e - \emptyset_b}{(N-1)}$

- **Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Calcul des armatures principales

Semelle	Nser (kn)	Nu(Kn.m)	b (m)	B (m)	Aser (cm2)	Au (cm^2)	Arép cal /ml (cm^2)
SF1	1471.17	2196.59	0.55	2.65	34.13	27.12	13.99

- **Récapitulation:**

Tableau VI.7 :le ferraillage finale de filante SF1 sous poteaux

	A prin finale (cm^2)	**A_{rep} finale (cm^2)**	**S_{prin}(cm)**	**Srep(cm)**
SF1	23HA14= 35.41	13HA12= 14.70	17	13

Tableau VI.8 : Longueur de scellement

Semelle	**Ø(mm)**	**ls**	**B /8**	**B /4**	**Ancrage**
SF1	12	42.85	33.125	66.25	courbe ou rectiligne

Toutes les barres doivent etre prolonge jusqu'aux extrémités mais peuvent ne pas comporter de crochet

VI.4.2.3: dimensionnement de semelle filante sous voile SF2:

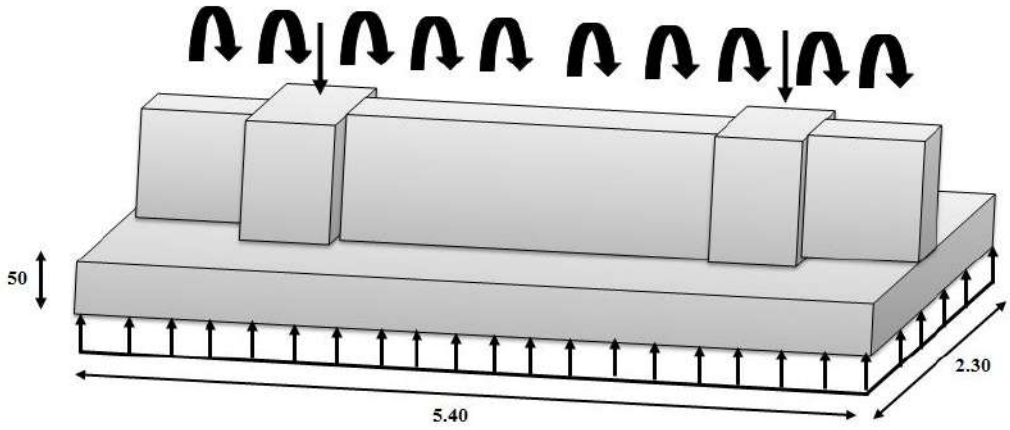


Figure VI.6 : schéma semelle filantes sous voile

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont

calculés comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 * \sigma_{sol}}$$

N= $\frac{\sum N}{L}$

Avec :

N : L'effort normal réparti sur les voiles

L : la longueur totale de la semelle filante.

- **La hauteur de semelle :**

3. $h \geq \frac{B-b}{4} + c$
4. d=h-c

- $C = 3\ cm$

TableauVI.9 : données de la semelle filante sous voile SF2

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot}(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF2	5.40	559.2	55	2.23	2.30	47	50

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{1000 * B} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 559.2KN

$P_{semelle}$= L*B*h*ρ_{beton} = 1.00*2.30*0.50*25= 28.75 KN

$P_{amorcepoteau}$ = a*b*h'*ρ_{beton}= 0 (l'encrage H=0)

$P_{remblais}$= L*B*h''*γ_{sol}= 0

σ = 0.55 ≤ σ_s= 0.25MPa**(condition non vérifié)**

On augmente la largeur **B**

B=2.40 m $\Longrightarrow$ σ = 0.24 ≤ σ_s= 0.25MPa **(condition vérifié)**

TableauVI.10 : Dimensionfinale la semelle filante sous voile SF2

Semelle	L (m)	N (kN)	b_{pot}(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF2	5.40	559.2	55	2.23	2.40	47	50

VI.4.2.4 : Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deuxrésultats.

Les armatures principales, transversales. et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formulessuivantes :

- **Armatures principales :**

$$A = N\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right)\frac{(B-b)}{8d\sigma_s} \quad ; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A = \frac{A(cm^2)*B(m)}{4}; \quad esc = \frac{A-2e-\emptyset_b}{(N-1)}$$

- **Armatures principales** :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Calcul des armatures principales

Semelle	Nser (kn)	Nu(Kn.m)	b (m)	B (m)	Aser (cm2)	Au (cm^2)	Arép (cm^2)
SF2	559.2	763.05	0.55	2.40	13.62	10.78	8.31

- **Récapitulation:**

Tableau VI.12 :le ferraillage final de filante SF2 sous voile

	A_{prin} finale (cm^2)	**A_{rep} finale (cm^2)**	**S_{prin}(cm)**	**Srep(cm)**
SF2	9HA14= 13.85	12HA10 = 9.42	12	20

VI.4.2.5: dimensionnement de semelle sous voiles périphérique :

TableauVI.13 :données de la semelle

Semelle	L (m)	N (kN)	bpot(cm)	B_{cal} (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF3	28	6694.72	55	0.95	100	27	20
SF4	16.3	3564.80	55	0.87	100	17	20

- **Vérification de contrainte a L'ELS**

Tableau VI .14: Vérification de contrainte à L'ELS

	σcal	σsol	verification
SF3	2.78	2.5	C.N.V
SF4	2.04	2.5	C.V

On augmente la largeur du semelle SF3

B=1,20m ; $\sigma = 2.35 < 2.5$

- **Dimension finale**

Tableau VI-15: Dimension finale

Semelle	L (m)	B_{adop} (m)	d (cm)	h (cm)
SF3	28	1.20	27	30
SF4	16.3	1.00	17	20

Tableau VI.16 : Calcul des armatures principales

Semelle	Nser (kn)	N_U (Kn)	b (m)	B (m)	Aser (cm^2)/ml	Au (cm^2)/ml	Achoi (cm^2)ml	choix
SF3	239.09	339.59	0.55	1.20	3.56	2.93	2.07	5HA12=5.65
SF4	218.69	298.76	0.55	1.00	3.58	3.58	2.84	4HA12=4.52

Tableau VI.17 : le ferraillage final de filante SF3et SF4

	A prin finale (cm^2)	**A_{rep} finale (cm^2)**	**S_{prin}(cm)**	**Srep(cm)**
SF3	5HA12=5.65	5HA10=3.93	20	28
SF4	4HA12=4.52	4HA10=3.14	25	30

VI.4.3: Pré dimensionnement de poutre de libage

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4_{max}}{E}}$tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

TableauVI.18 :poutre de libage

	L(m)	**K (Kg/cm^3)**	**hp (m)**	**b (m)**
PL	3.35	12	70	0.45

VI.4.4: Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer laréaction du sol q (KN/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

ΣNi:la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kn/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau VI.19 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

	$Ni_{(ELU)}$ (KN)	**$Ni_{(ser)}$ (KN)**	**L(m)**	**q_u (KN /m)**	**q_{ser} (KN /m)**
PL	5960.94	4358.70	10.75	554.98	407.56

VI.4.5: Calcul des moments

Tableau VI.20 : Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	Ma (KN.m)	**Mt (KN.m)**	**Ma (KN.m)**	**Mt (KN.m)**
PL	886.55	443.28	687.57	457.85

- **Armatures longitudinales**

- **Calcul a l'ELU:**

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

Tableau VI.21 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage

		Mu (kN.m)	**d (cm)**	**A (cm^2)**	**A' (cm^2)**	**Choix**
PL	Travée	443.28	67	20.1	0	10HA16=20.11
	Appui	886.55	67	47.1	0	15HA20=47.12

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tableau VI.22 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS

		AELU (cm^2)	**Mser (kN.m)**	**σb (MPa)**	**σb≤[σb]**
PL	Travée	20.1	457.85	11.2	**CV**
	Appui	47.12	687.57	14.3	**CV**

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

❖ **Armatures de peau**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatureslongitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibremoyenne de la poutre.

Donc on adopte **2HA12 = 2.26**

❖ **Armatures transversales**

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec f_{c28} = 25 MPa

$\bar{\tau}$ = 3.3 MPa(situationdurable)

$\bar{\tau}$ = 4.34 MPa(situationaccidentelle)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Tableau VI.23 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

	Vu	τu	τ̄u	At (cm2)	S (cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL	1221.83	4.05	3.3	6HA8=3.02	10	15

On augmente la dimension du poutre (50X80) ; τu= 3.17< 3.33

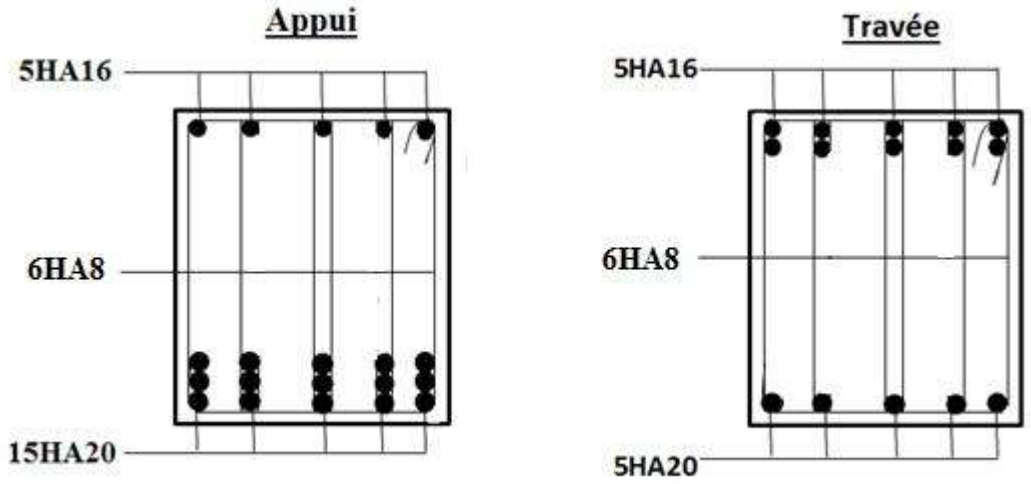


Figure VI.7 :disposition du ferraillage de la poutre de libage

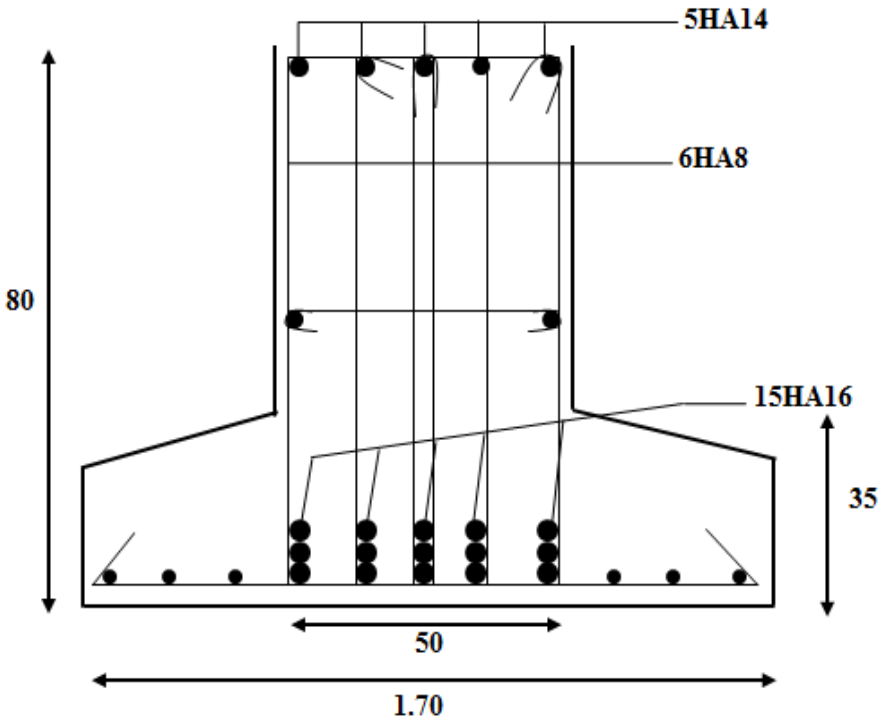


Figure VI.8 :disposition du ferraillage de la poutre de libage avec semelle filante

VI.5 : Calcul des longrines

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

VI.5.1:Pré dimensionnement des longrines [2][Art 10.1.1.b]

Pour un sol de fondation de catégorie '' S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 x 30cm².

On adopte une section de (b x h) = (30 x 30) cm².

VI.5.2:Charges sollicitant les longrines [2][Art 10.1.1.b]

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$F = (N/\alpha) \geq 20KN$

Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée, pour notre cas : **α** = 10. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

TableauVI.24 :de coefficient α

Site	**zone**		
	I	IIa	**IIb** et III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	**10**
S4	12	10	8

VI.5.3:Les sollicitations de calcul sont

- **l'E L U :**
- N_u = 2196.59Kn

$f_u = \frac{2196.59}{10}$ = 219.65Kn

- **l'E L S :**

N_{ser} = 1604.64Kn

$f_{ser} = \frac{1604.64}{10}$ = 160.46Kn

VI.5.4: Ferraillage

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinalesdoivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **A l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{219.65 * 10^3}{348}$ = 6.31 cm^2

A_{choisi} = 6HA12 = 6.79 cm^2

- **Condition de non fragilité: (CBA 93)**

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :

$$B \leq \frac{A * f_e}{f_{tj}}$$

B= bxh = 25x30 = 750 cm^2 ≤ B ≤ $\frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{679*400}{2.1}$ = 129333.33 mm^2 = 1293.33 cm^2

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification des contraintes a l'etat limite de service**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{160.46 * 10^3}{679}$ =236.31MPa

$\bar{\sigma}_s$ = min $\left[\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

Donc $\sigma_s > \bar{\sigma}_s$

On augmente la section des armatures A=8.42cm^2

σ_s=190.57<$\bar{\sigma}_s$ =202 MPa

VI.5.5:Section minimale donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0.6 * b * h}{100}$$

$A_{min} = \frac{0.6*25*30}{100}$= 4.5 cm^2

Alors on adopte : A_{chosi}= 6.79 cm^2

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3}$ = 4 mm

On adopte φ_t = 8 mm

A_t = 4T8 = 201 mm^2

- **Espacement:** S_t ≤ min [20 cm ; 15 φ_l] = min [20 cm ; 18 cm] adopte : S_t = 15 cm

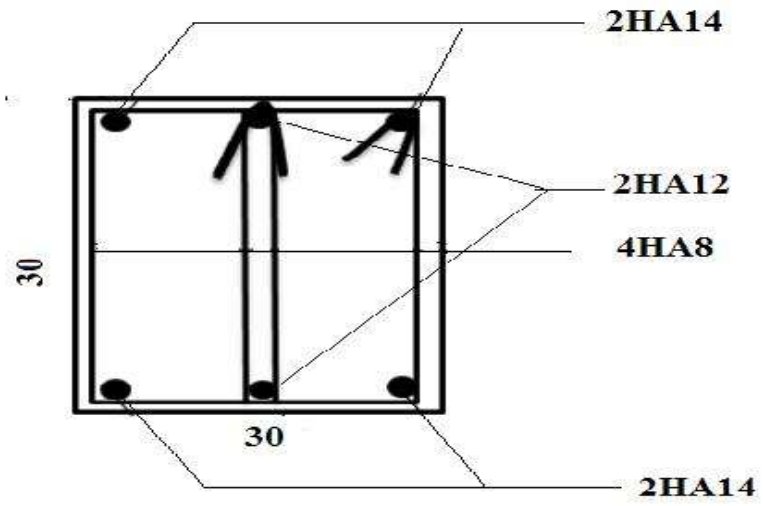


Figure VI.9 : Ferraillage des longrines

VI.6.Etude du voile périphérique [2] ►► [Art 10.1.2] ◄◄ :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de Fondations (les semelles) et le niveau de base.

VI.6.1:Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

A : charge permanente :

Nous avons pour notre bloc :

- un terrain plat ⇒β= 0
- mur droit ⇒λ= 0
- le poids volumique du terrain : 19.1(kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : φ 25°

D'après Rankine La poussée des terres P est égale :

$P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma\ .h^2)$

$G= k_{\gamma a}\gamma.h$

Le coefficient de contrainte : $k\ a=tg^2[\pi /4 - \varphi/2]$

D'où : $k_{\gamma a}$ =0.410

Alors :

G= 0.410 *19.1 *3.57 =27.95kN/m²

B : charge d'exploitation :

Nous avons pour le bloc :

- $Q=k_q .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos(\beta- \lambda)= 0.41$

Alors : Q= 0.410 x 2.5=1.02 kN/m²

C : Combinaisons d'actions :

Nous avons pour le bloc :

- ✓ q_u=1.35G+1.5Q=39.26kN/m²
- ✓ q_{ser}=G+Q=28.97kN/m²

Pour une bande de 1m :

- ✓ q_u=39.26kN/m
- ✓ q_{ser}=28.97kN/m

VI.6.2 : Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation.

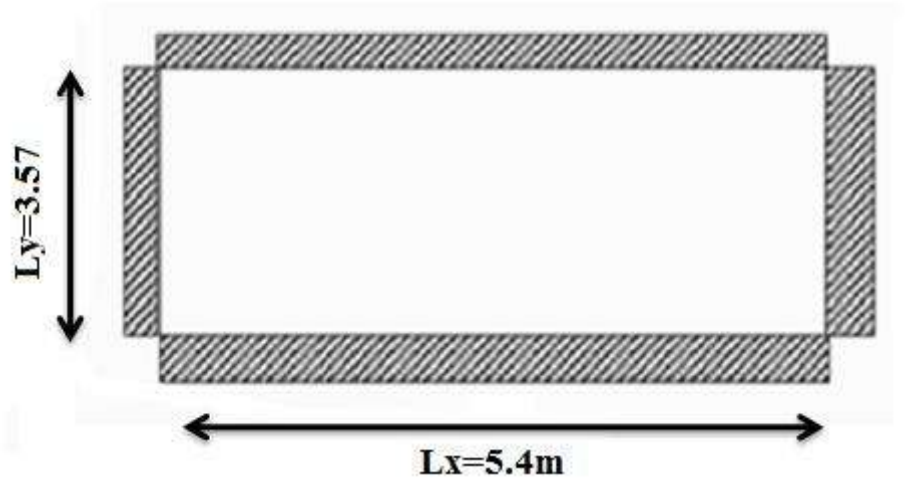


Figure VI. 10 : Schéma des dimensions du voile périphérique du bloc

- ✓ $\frac{3.57}{5.4} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant les deux directions.
- ✓ $\mu_{x=0.0737}$
- ✓ $\mu_{y=0.3753}$

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$M_x = \mu_x * q_u * x^2$

$M_y = \mu_y * M_x$

Il s'agit d'un panneau de rive, ses moments sont définis par :

- En travée :

$M_{tx} = 0.85Mx$

$M_{ty} = 0.85My$

- Aux appuis :

$M_{ax1} = M_{ax2} = -0.3\ M_x$

$M_{ay1} = M_{ay2} = -0.5\ M_x$

VI.7.4 : Détermination des moments a l'ELU :

$M_x = 0.0735*39.26*(3.57)^2 = 36.77kN.m$

$M_y = 0.3753*28.97=10.87kN.m$

✓ **En travée :**

$M_{tx}=31.25kN.m$

$M_{ty}= 9.24kN.m$

✓ **Aux appuis :**

$M_{ax1} = M_{ax2} = 11.03kN.m$

$M_{ay1} = M_{ay2} = 18.38kN.m$

VI.6.3: Détermination des moments a l'ELS :

$M_x = 0.0844*24.12*(2.93)^2 = 17.47\ kN.m$

$M_y = 0.4892*17.47=8.54\ kN.m$

✓ **En travée :**

$M_{tx} =14.84\ kN.m$

$M_{ty} =7.26\ kN.m$

✓ **Aux appuis :**

$M_{ax1} = Max2 =5.24\ kN.m$

$M_{ay1} = May2 = 8.73\ kN.m$

VI.6.4: Détermination des armatures longitudinales l'ELU de résistance en flexion simple

Tableaux VI.25. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A calcul (cm^2)	A choisi
Travée	X	31.25	17	5.5	8HA10
	Y	9.24	17	2.3	5HA10
Appuis	X	11.03	17	2.3	5AH10
	Y	18.38	17	3.2	5HA10

Le ferraillage déterminé (verticale et horizontale) sur la base d'un panneau qui joue le rôle d'un mur de soutènement est inferieur par rapport au ferraillage calculé des voiles de contreventement, si on considère le panneau comme un voile

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation master , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires ,de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

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

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] : Règle de conception et de calcul de structures en béton arme CBA93.
- [2] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99version 2003.
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.
- [4] : Bureau d'étude de Blida

Logiciels :

- SAP2000 V17
- ROBOT EXPERT 2010
- AUTO CAD 2010
- EXCEL